

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин

**ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ МЕХАНИКА
ЗАКРЕПЛЕНИЯ И ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ**

Пенза 2014

УДК 624.138.232
ББК 38.58
И29

Рецензенты: зав. кафедрой «Технологии строительных материалов и деревообработки», заслуженный деятель науки, доктор технических наук, профессор, советник РААСН В.И. Калашников (ПГУАС); генеральный директор ООО «Новотех», заслуженный строитель РФ, кандидат технических наук, профессор В.С. Глухов (г. Пенза)

Идрисов И.Х.

И29 Технологическая механика закрепления и оценки качества глинистых грунтов: моногр. / И.Х. Идрисов, Н.И.Макридин. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 174 с.
ISBN 978-5-9282-1177-6

Рассматривается проблема развития системы контроля и оценки качества закрепления природных глинистых грунтов с разработкой измерительно-вычислительного комплекса и методов испытаний механического поведения при различных видах напряженного состояния на примере исследования процесса стабилизации (закрепления) слабых глинистых грунтов шлакощелочным вяжущим.

Монография подготовлена на кафедре «Технологии строительных материалов и деревообработки» и на базе НПП «Геотек» и рекомендуется для использования студентами направления подготовки 08.03.01 «Строительство», аспирантами направления подготовки 08.06.01 «Техника и технологии строительства» (уровень подготовки кадров высшей квалификации), а также инженерно-техническими работниками строительной индустрии и строительного комплекса.

ISBN 978-5-9282-1177-6

© Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2014
© Идрисов И.Х., Макридин Н.И. 2014

О Г Л А В Л Е Н И Е

Введение	6
1. ОБЗОР И АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ, ПОСВЯЩЕННЫХ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ВЯЖУЩИХ ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ	8
1.1. Общие положения	8
1.2. Поведение песчаных и глинистых грунтов, закрепленных известью.....	9
1.3. Поведение песчаных и глинистых грунтов при введении в них бентонита.....	12
1.4. Поведение песчаных и глинистых грунтов, закрепленных цементом.....	14
1.4.1. Факторы, влияющие на прочность грунтов, закрепленных цементом	15
1.4.1.1. Влияние вяжущих и активизаторов.....	17
1.4.1.2. Влияние вида природных грунтов на прочность	18
1.4.1.3. Технология смешивания и свойства грунтов, закрепленных цементом	20
1.4.1.4. Условия твердения	21
1.5. Механические свойства закрепленных грунтов.....	23
1.5.1. Сжимаемость.....	23
1.5.2. Прочность на сжатие	25
1.5.3. Прочность на растяжение	27
1.5.4. Проницаемость	27
1.6. Напряженно-деформированное поведение упрочненного грунта в условиях трехосного сжатия.....	27
1.7. Корреляционные связи между характеристиками механических свойств закрепленных грунтов.....	29
1.8. Поведение песчаных и глинистых грунтов, закрепленных шлаком	29
1.9. Поведение закрепленных грунтов в условиях сложного напряженного состояния.....	34
1.9.1. Виды траекторий нагружения	36
1.9.2. Поверхность разрушения.....	37
1.9.3. Зависимость прочности от траекторий нагружения	39
1.9.4. Влияние траекторий нагружения на характер зависимости «напряжение – деформация».....	40
1.9.5. Влияние траекторий напряжений на объемное поведение закрепленных грунтов.....	41
1.10. Конструкционная прочность композитного материала на основе механогидрохимически активированных шлаков.....	42
Выводы по разделу 1	46

2. МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЯ ГЛИНИСТЫХ КОМПОЗИТОВ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ УСЛОВИЯХ НАГРУЖЕНИЯ	48
2.1. Общие положения	48
2.2. Некоторые теории деформирования материалов	51
2.3. Методы испытаний материалов при определении их прочностных и деформационных свойств.....	58
2.4. Требования к испытательному оборудованию и образцам материала.....	59
2.5. Измерительно-вычислительный комплекс для определения прочностных и деформационных свойств глинистых композитов	60
2.6. Параметры строительных композитов, определяемые методами стандартных испытаний.....	66
2.7. Параметры грунта, определяемые методами стандартных испытаний.....	72
2.7.1. Метод одноплоскостного среза.....	72
2.7.2. Метод компрессионного сжатия.....	73
2.7.3. Метод трехосного сжатия.....	74
2.8. Механические характеристики материалов, определяемые в условиях истинного трехосного сжатия.....	78
2.9. Испытания на растяжение при раскалывании	80
2.10. Испытания на прямое растяжение.....	81
2.11. Испытания на растяжение при изгибе	82
Выводы по разделу 2.....	83
3. ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ ГЛИНОШЛАКОВЫХ КОМПОЗИТОВ	84
3.1. Цель исследований.....	84
3.2. Подготовка образцов и процедура испытаний.....	84
3.2.1. Подготовка образцов естественного грунта к испытаниям	87
3.2.2. Подготовка образцов шлако-грунта к испытаниям	88
3.3. Испытания в условиях одноосного сжатия	93
3.3.1. Образцы глины в природном состоянии.....	93
3.3.2. Результаты испытаний без предварительного уплотнения	95
3.3.2.1. Образцы глиношлаковой смеси с 10% содержанием шлака	96
3.3.2.2. Образцы глиношлаковой смеси с 20% содержанием шлака	98
3.3.3. Испытания образцов с предварительным уплотнением.....	102
3.4. Испытания в условиях компрессионного сжатия.....	104

3.5. Испытания с целью исследования прочностных свойств в условиях одноплоскостного среза	109
3.5.1. Образцы глины в природном состоянии	110
3.5.2. Образцы, упрочненные шлаком	112
3.6. Испытания с целью исследования прочностных и деформационных свойств в условиях трехосного сжатия	114
3.6.1. Образцы глины в природном состоянии	115
3.6.2. Образцы, упрочненные шлаком	117
3.7. Обобщение результатов испытаний шлакогрунтового композита	121
Выводы по разделу 3	125
4. МЕТОДИКА ИДЕНТИФИКАЦИИ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛЕЙ МАТЕРИАЛОВ	126
4.1. Цель исследований	126
4.2. Вид зависимостей между напряжениями и деформациями для бетонов	126
4.3. Предварительная подготовка исходных данных	128
4.4. Процедура оптимизации	128
4.5. Процедура определения модуля упругости в оптимизированной математической модели	130
Выводы по разделу 4	132
5. ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ГЛУБИННОГО СМЕШИВАНИЯ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ОСНОВАНИЯ ГЛИНИСТЫМ КОМПОЗИТОМ... ..	133
5.1. Технология глубинного смешивания, общие положения	133
5.2. Практическое применение технологии глубинного смешивания	135
5.3. Технологии глубинного смешивания	139
5.4. Мобильная установка для глубинного смешивания	142
5.5. Пример усиления естественных грунтовых оснований глинистым композитом по технологии глубинного смешивания	148
5.6. Оценка инженерно-геологических условий и вариантов фундаментов	149
5.7. Выбор расчетной схемы основания и глубины сжимаемой толщи	151
5.8. Процедура решения задач с использованием численных методов	152
5.9. Фундаментная плита на естественном основании	152
5.9. Фундаментная плита на искусственном основании	154
Выводы по разделу 5	158
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	159
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	160

ВВЕДЕНИЕ

Мягкие глинистые грунты, к которым можно отнести грунты с показателем текучести больше 0,5, обладают, как правило, высокой сжимаемостью и низкой прочностью. Модуль деформации подобных глин в естественных природных отложениях не превышает 3–6 МПа. Мощность подобных отложений может составлять несколько десятков метров, в связи с чем, в большинстве случаев приходится применять длинные железобетонные сваи с целью прорезки ими слабого слоя и передачи нагрузки на более прочные, глубоко залегающие слои грунта.

Однако возможно применение другого, более дешевого способа, когда природный глинистый или песчаный грунт смешиваются с вяжущим непосредственно на строительной площадке. В результате получается новый грунт, являющийся по своей природе искусственным композитом, прочность и деформативность которого существенным образом отличаются от природного грунта.

В качестве вяжущего наиболее часто используется цемент до 20–30% по массе с добавками гипса или извести. В большинстве из ранее выполненных исследований для упрочнения естественных грунтов в качестве вяжущего использовались известь или цемент. Известь хорошо взаимодействует с минералами глинистых грунтов, а цемент – с минералами песчаных грунтов, образуя более прочные, по сравнению с природными, структурные связи. Применение цемента для закрепления слабых глинистых грунтов дает положительный эффект только при его большом расходе, иногда до 900 и более кг на м³ природного грунта.

Большинство ранее выполненных работ посвящены исследованию влияния вяжущего в виде цемента при смешивании его с песчаными грунтами. Глинистые композиты исследованы мало. Однако из ряда работ

[15, 57, 58, 59, 171] известно, что для закрепления глинистых грунтов более предпочтительно применение вяжущего из шлака, а не цемента. В этом случае имеет место более активное взаимодействие минералов глины и шлака, что показывает большую прочность при меньшем расходе вяжущего.

Исследования по оценке влияния количества цемента, времени выдержки, технологии смешивания и др. факторов на механические свойства композитов изучаются, главным образом, в условиях одноосного сжатия [5, 6, 7, 8]. Однако известно, что напряженно-деформированное поведение композитов зависит не только от вида наполнителя, вяжущего, его количества, бокового обжатия, но от траектории нагружения [9, 10], в связи с чем испытания композитов следует проводить в приборах, которые способны реализовывать более сложное напряженное состояние по сравнению с одноосным сжатием.

До настоящего времени испытания строительных материалов выполняются с использованием приборов, которые были разработаны в середине 70-х годов прошлого столетия. В то же время, использование современных технических средств и программного обеспечения позволяет создать более совершенные приборы с автоматическим управлением процесса испытаний различных строительных материалов. Речь идет об использовании для этой цели современных измерительно-вычислительных комплексов, которые широко применяются в других отраслях промышленности. Применение подобных информационно-измерительных систем с прямой и обратной связью позволяет повысить как научный уровень проводимых исследований, так и точность получаемых результатов при меньших затратах труда и большей объективности.

Целью настоящей работы является развитие системы контроля и оценки качества строительных глинистых композитов, укрепленных шлакощелочным вяжущим, с разработкой измерительно-вычислительного комплекса и методов испытаний при различных видах напряженного состояния.

1. ОБЗОР И АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ, ПОСВЯЩЕННЫХ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ВЯЖУЩИХ ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

1.1. Общие положения

При строительстве зданий и сооружений на слабых природных грунтах, таких как торф, ил, глинистые грунты в мягкопластичном или текуче-пластичном состоянии, приходится проводить комплекс мероприятий для улучшения их природных свойств. Процесс улучшения природных свойств грунтов называется стабилизацией. Под термином *стабилизация* грунта будем понимать изменение его природных свойств путем введения в него вяжущих материалов с целью повышения его прочности, уменьшения сжимаемости и водопроницаемости. Процесс стабилизации грунтов зависит от многих факторов, главными из которых являются: вид грунта, вид вяжущего и активизаторов, технология смешивания. Иногда процесс изменения природных свойств грунтов называют упрочнением или закреплением, а сами грунты – искусственно улучшенными грунтами [10].

Различные материалы, такие, как бентонит, цемент, известь, зола и их комбинации могут быть добавлены к грунту для изменения его физических и механических свойств. При заложении фундаментов на глубине до 3–5 м естественный грунт может быть вынут в пределах котлована, затем смешан с добавками и уложен обратно, используя стандартное строительное оборудование. При глубоком заложении фундаментов, на глубину более 5 м, добавки подаются непосредственно в грунт, без его выемки, используя специальное оборудование для устройства конструкций в виде свай и «стены в грунте» (рис. 2.1, 2.2).

Процесс стабилизации природных грунтов включает следующие этапы:

1. Полевые исследования геотехнических свойств грунтов с определением ряда характеристик, таких, как плотность, консистенция, прочность, проницаемость и т.д., необходимых для разработки проектного решения.

2. Выбор оборудования и технологии производства работ для улучшения свойств грунтов.

3. Проведение лабораторных испытаний смеси естественных грунтов с добавками с целью разработки оптимальных свойств смеси для выбранного метода производства работ.

4. Производство работ и полевые испытания стабилизированных грунтов с целью определения соответствия проектных и фактических значений физико-механических свойств.

Выбор того или иного типа добавки зависит от естественных свойств грунтов, требуемой степени улучшения физико-механических свойств грунтов, стоимости и времени, затрачиваемых на производство работ.

Прочность грунтово-цементных смесей может быть определена в лабораторных условиях из результатов испытаний на одноосное сжатие, трехосных испытаний, испытаний на прямой срез и растяжение. Исследования включают в себя не только лабораторные испытания на стадии разработки технологии, но и полевые испытания с отбором образцов в процессе изготовления конструкции фундамента и после устройства при ее эксплуатации. В большинстве случаев прочность грунта определяется по результатам испытаний на одноосное сжатие [1], и их результаты используются для проектирования и контроля качества работ в процессе строительства.

Вид грунта является главным фактором, который определяет прочность грунтово-цементных смесей. Одни и те же условия смешивания, применяемые в различных грунтовых условиях, дают различные результаты [27, 28, 51, 66, 72, 82, 94].

Этот эффект характеризуется абсорбцией и пуццолановой реакцией в различных грунтах, так же, как и упрочнением самих реагентов. Они ограничивают прочность грунтово-цементных смесей определенным рядом, за которым стоимость улучшения естественных свойств грунтов становится слишком высокой.

Рассмотрим влияние различных типов добавок на свойства грунтов.

1.2. Поведение песчаных и глинистых грунтов, закрепленных известью

Из анализа известных работ [76, 92, 127, 132, 134, 149, 170, 173, 188, 189] следует, что прочность грунта, улучшенного негашеной известью (CaO), определяется тремя основными реакциями: обезвоживанием грунта, обменом ионов и пуццолановой реакцией (рис. 1.1). Другие механизмы, такие, как карбонизация, оказывают меньшее влияние на прочность и, как правило, не учитываются. Быстро протекающая реакция включает гидратацию и ионный обмен. Длительно протекающая реакция включает процессы цементации и карбонизации. Процесс гашения извести сопровождается образованием новых связей между минералами глинистых грунтов.

При смешивании негашеной извести с глинистым грунтом выделяется большое количество тепла вследствие взаимодействия извести с поровой водой. Температура может быть столь высокой, что поровая вода «вскипает» и частично переходит в парообразное состояние. Это в итоге приводит к уменьшению влажности природных глинистых грунтов и, как следствие, к возрастанию их прочности (рис. 1.2).

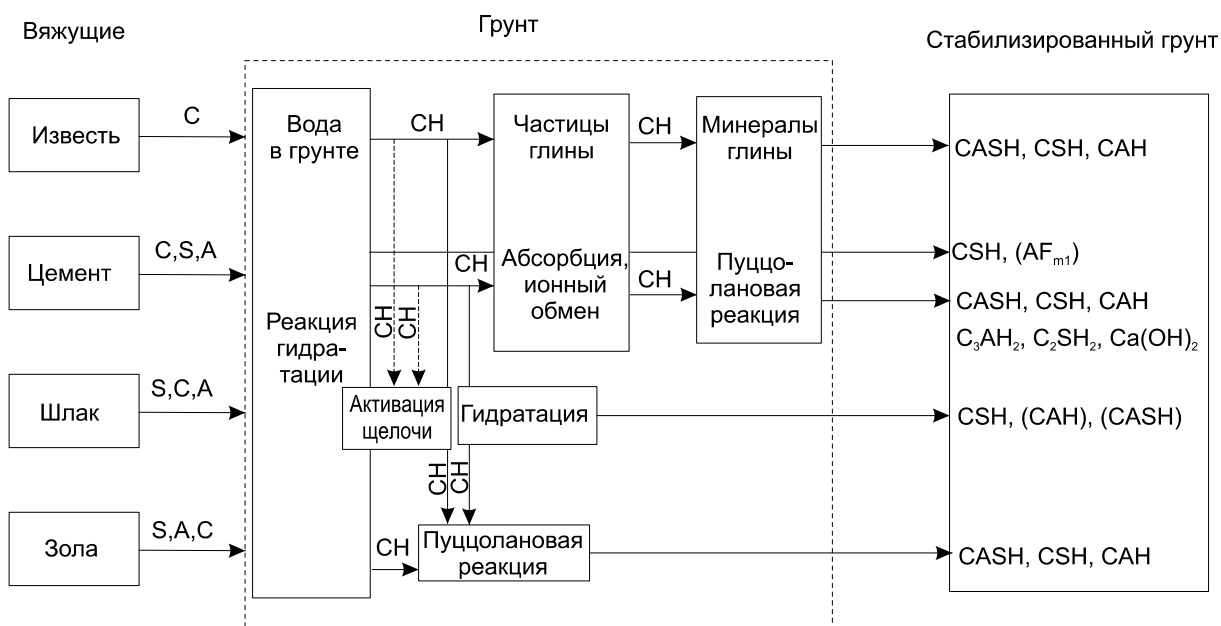


Рис. 1.1. Схема главных химических реакций и образующихся продуктов при различных видах вяжущего [170]

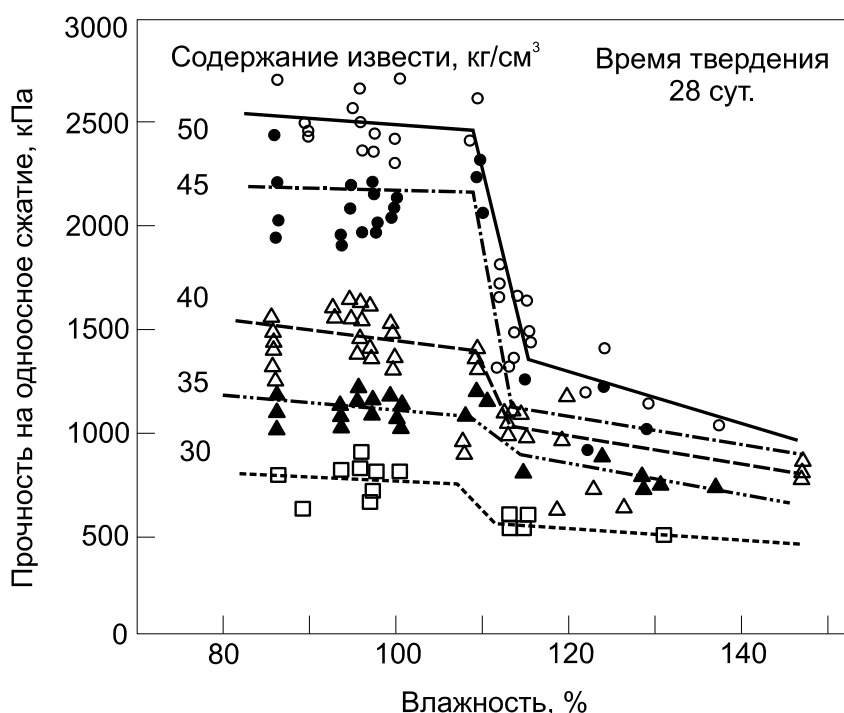


Рис. 1.2. Влияние содержания естественной влажности грунта и негашеной извести на прочность грунта [74]

При смешивании извести с глиной натрий и другие катионы адсорбируются на поверхности минералов глины и связываются с кальцием. Начинается трансформация структуры грунта – выпадение хлопьев и коагуляция частиц грунта в агрегаты большого размера с уменьшением пластичности глинистого грунта. Прочность глинистого грунта на сдвиг возрастает со временем. Силикаты кальция цементируют частицы грунта,

но процесс цементации при гидратации извести происходит значительно медленнее, чем гидратация цемента.

На рис. 1.2, 1.3, 1.4 и в табл. 1.1 показано влияние некоторых факторов на свойства смеси извести и грунта.

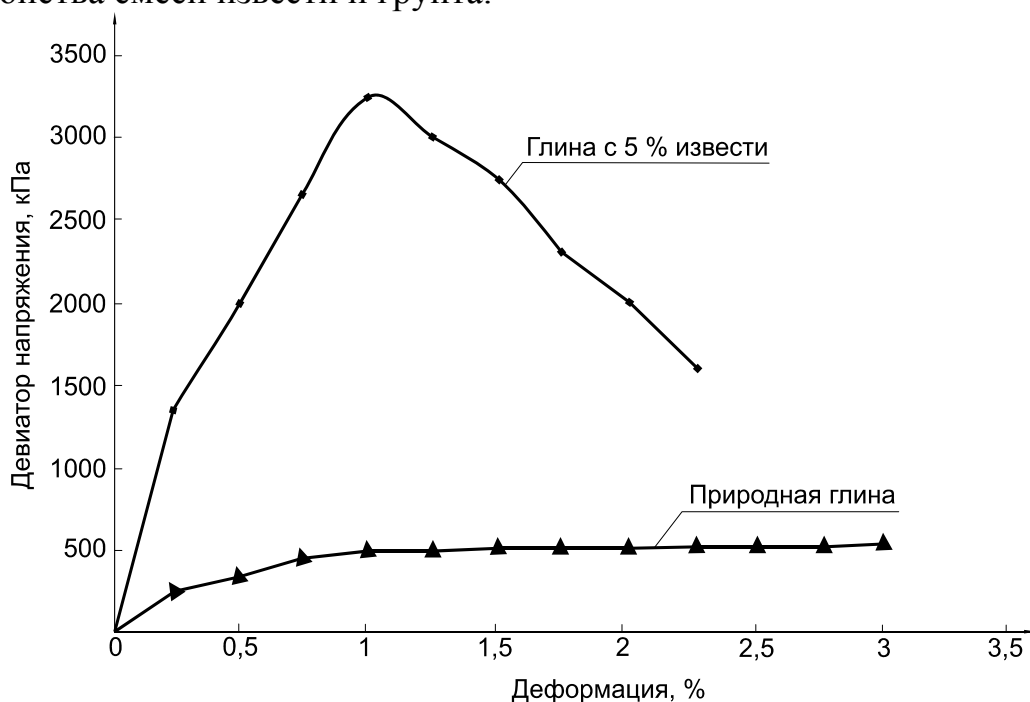


Рис. 1.3. Кривые деформации естественного и стабилизированного известью грунта [132]

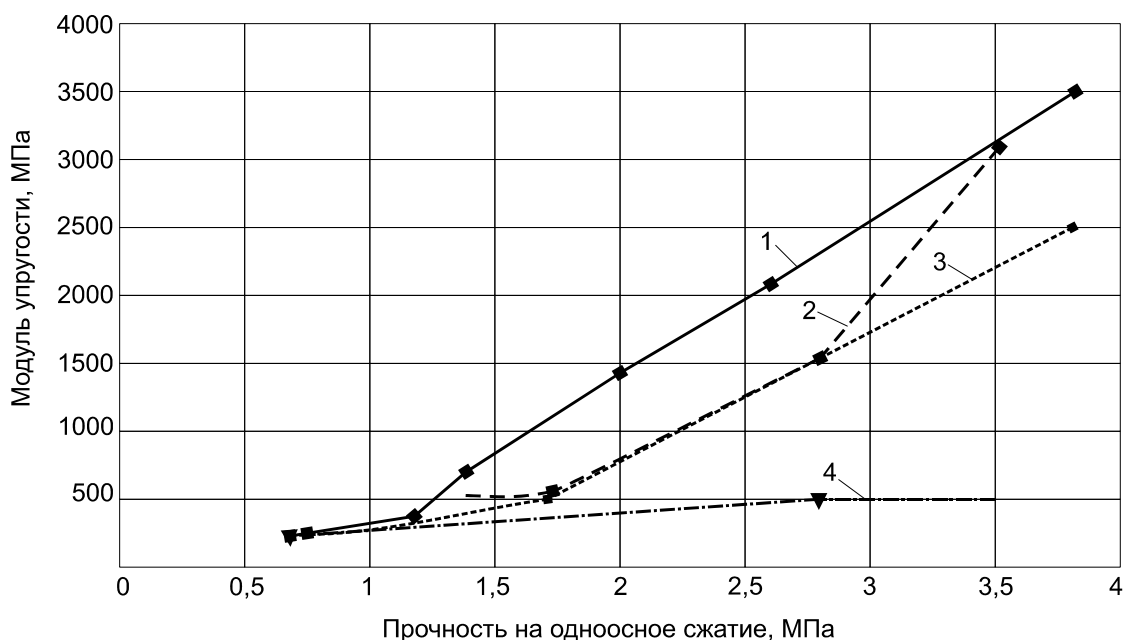


Рис. 1.4. Зависимость между прочностью на одноосное сжатие и модулем деформации:
 1 – испытания на изгиб; 2 – испытания из образцов, отобранные из массива грунта после стабилизации; 3 – проектные значения;
 4 – испытания на сжатие [132]

Т а б л и ц а 1.1

Факторы, которые контролируют упрочнение грунта известью [74]

Фактор	Эффективность
Тип грунта	Уменьшается с возрастанием содержания воды, увеличивается показатель текучести с содержанием глины и органических частиц; содержание глинистых частиц должно быть больше 25%; содержание глинистых и илистых частиц должно быть больше 35%
Тип минералов грунта	Увеличивается с высоко пуццолановыми минералами, такими как монтмориллонит и каолинит
pH грунта	Возрастает с возрастанием pH
Тип извести	Негашеная известь более эффективна по сравнению с гашеной известью
Содержание извести	Возрастает с ростом содержания извести
Время выдержки	Увеличивается с ростом времени
Температура выдерживания	Увеличивается с ростом температуры

1.3. Поведение песчаных и глинистых грунтов при введении в них бентонита

Бентонит может быть смешан как с грунтом без дополнительных добавок, так и с добавками, такими, как цемент или шлак. Наиболее часто бентонит используется как добавка при устройстве водонепроницаемых завес в грунте. В этом случае грунтовая смесь состоит из глины, бентонита и цемента. Коэффициент фильтрации грунта уменьшается с введением бентонита в грунтовую смесь. В табл. 1.2 приведены результаты испытания образцов глинистого грунта с различным содержанием бентонита на проницаемость при различном боковом давлении.

Результаты исследований, приведенные на рис. 1.5, показывают на зависимость водопроницаемости грунтов от степени предварительного обжатия. Увеличение величины бокового обжатия (0–160 кПа) приводит к уменьшению коэффициента фильтрации более чем в 10 раз.

Т а б л и ц а 1.2

Результаты испытания грунтовой смеси «глина + бентонит» на водопроницаемость [72]

Содержание бентонита, %	Боковое давление	Боковое давление	Боковое давление
	10 кПа $m \cdot 10^{-11}$ м/с	50 кПа $m \cdot 10^{-11}$ м/с	100 кПа $m \cdot 10^{-11}$ м/с
0	390–31000	16–4300	9–1900
2,5	21–2000	4,6–190	4,4–100
5,0	14–460	4,4–61	5,4–38

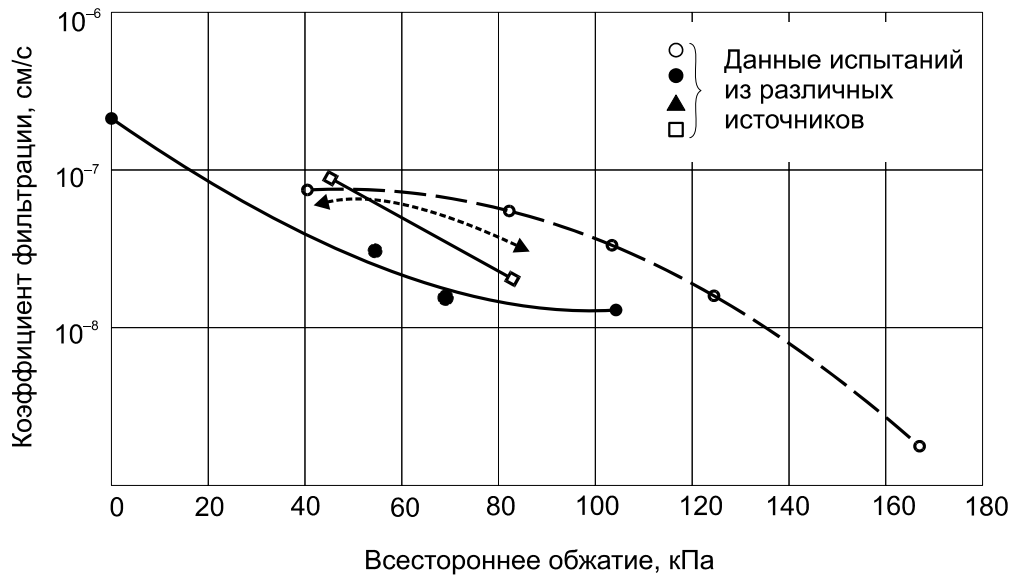


Рис. 1.5. Влияние предварительного обжатия на проницаемость смеси «грунт – бентонит» [72]

Противоположные результаты показывают испытания на прочность. Прочность грунтовой смеси «грунт – бентонит» практически не зависит от минералогического состава грунтов (рис. 1.6). Параметр прочности Мора – Кулона – угол внутреннего трения, изменяется в интервале 31–33°.

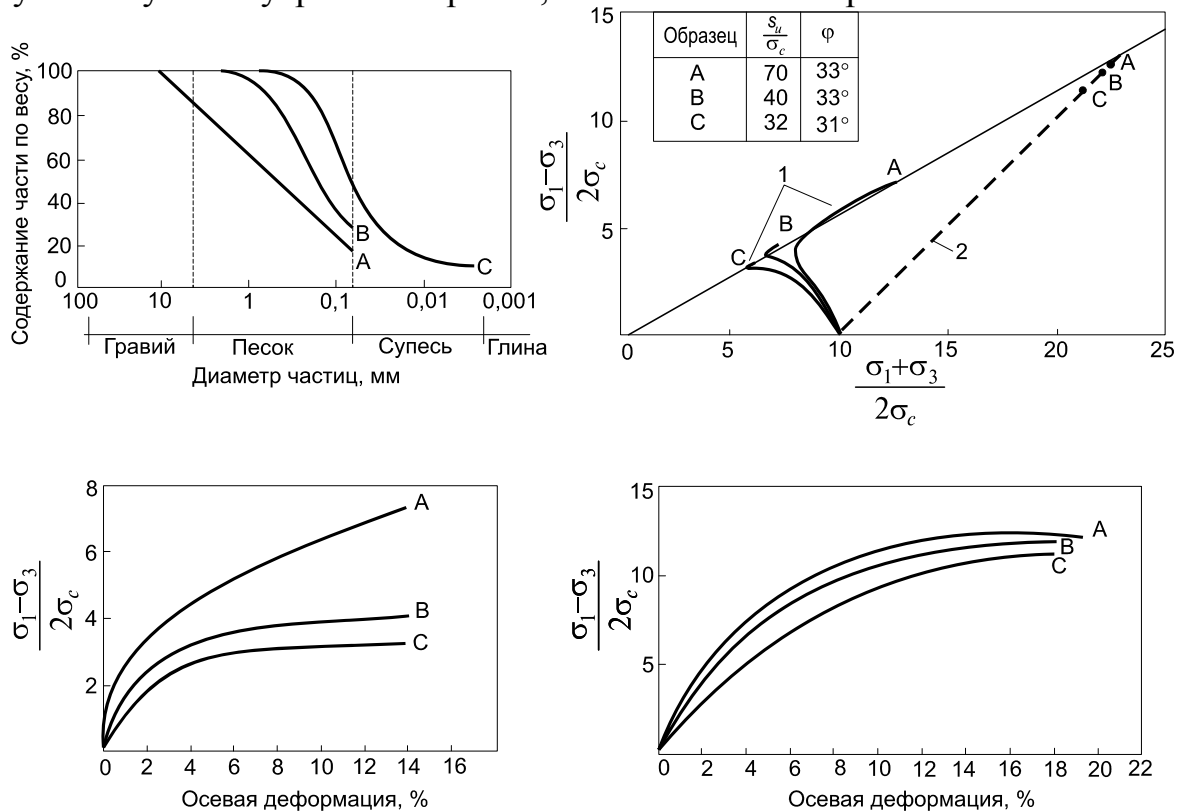


Рис. 1.6. Зависимость прочности смеси «грунт – бентонит» для грунтов различного состава:
а – гранулометрический состав грунтов; б – траектории нагружения;
в – консолидированно-недренированные испытания;
г – консолидированно-дренированные испытания [72]

1.4. Поведение песчаных и глинистых грунтов, закрепленных цементом

Цемент является одной из лучших добавок для улучшения естественных свойств грунтов вследствие относительно высокой прочности, получаемой по сравнению с другими добавками. При смешивании цемента с грунтом происходят следующие процессы. Частицы портландцемента состоят из C_3S , C_2S , C_3A , C_4A . Эти четыре составляющие придают наибольшую прочность композиту, которым является грунт после введения добавок. При взаимодействии грунтовой воды с частицами портландцемента происходит гидратация цемента, ее продуктами являются силикаты кальция C_2SH_2 , $C_3S_2H_2$, алюминаты кальция C_3AH_2 , C_4AH_2 и гидрат извести $Ca(OH)_2$. Первые два продукта гидратации связывают минералы грунта, а гидрат извести откладывается в виде отдельной твердой кристаллической фазы. В ходе гидратации цемента увеличивается рН в поровой воде, что является следствием распада гидрата извести.

Эта вторичная реакция известна как пуццолановая реакция. Гидратация цемента и пуццолановая реакция могут длиться месяцами или даже годами после смешивания цемента с грунтом, при этом прочность смеси растет.

В общем случае поведение грунтов, связанных цементом, очень сильно отличается от поведения природных грунтов вследствие образования новой структуры. Вид структуры, образующейся в грунтах, и ее влияние на поведение цементированных грунтов исследовалось во многих работах [70, 71, 83, 84, 112, 118, 133, 162, 175].

Изменения физических свойств, таких, как содержание воды, пределы текучести, индекс пластичности, время твердения, влияние давления уплотнения, в зависимости от содержания цемента изучались многими исследователями [83, 84, 121, 122, 129, 148, 152, 177, 178, 179, 191].

Влияние цементации на размер частиц и гранулометрический состав и микроструктуру было исследовано в работах [83, 84, 169, 182].

Большинство работ, выполненных ранее с целью понимания влияния различных факторов на прочность упрочненных цементом грунтов, были проведены путем испытания в условиях одноосного сжатия, которые широко используются в испытаниях строительных материалов, подобных бетону. Основными факторами, которые влияют на прочность, являются тип вяжущего, характеристики грунтов, условия смешивания и условия твердения [147, 189, 182, 156].

Инженерные свойства упрочненных грунтов, такие, как проницаемость, сжимаемость, деформируемость, прочность и напряженно-деформируемое поведение, широко исследовались во многих работах, результаты которых демонстрируют положительные изменения свойств деформируемости [81, 84, 85, 88, 90, 102, 105, 106, 108, 110, 113, 144, 166, 191], в то время как для проницаемости и прочности на сдвиг эта зависимость гораздо меньше [116, 182, 191, 193].

1.4.1. Факторы, влияющие на прочность грунтов, закрепленных цементом

На прочность стабилизируемых цементом грунтов оказывают влияние многие факторы. Как отмечалось ранее, большинство работ посвящено исследованию влияния различных факторов на одноосную прочность упрочненных грунтов, которая широко применяется при оценке изменения физических и механических свойств грунтов при их смешивании с различными вяжущими.

Тераши [189] сделал обобщение факторов, влияющих на прочность слабых грунтов, разделив их на четыре категории: характеристики вяжущих и активаторов; характеристики и виды грунтов; условия смешивания и условия твердения (табл. 1.3).

На рис.1.7 показана схематическая диаграмма, иллюстрирующая изменения в структуре смеси «грунт-цемент» в процессе твердения [182]. Она показывает, что в начальный момент сразу же после смешивания образуются кластеры глинистых частиц, окруженные цементным раствором. Первичная реакция гидратации предполагает только оболочки из цементного раствора, которые в процессе твердения образуют цементные (структурные) связи. Вторичная пуццолановая реакция приводит к формированию упрочненного грунтового тела. Таким образом, прочность упрочняемого грунта зависит от характеристик прочности обоих видов упрочняемых тел.

Т а б л и ц а 1.3

Факторы, влияющие на увеличение прочности [189]

№ п/п	Вид влияющего фактора	
1	Характеристики вяжущих и активаторов	1. Вид вяжущего 2. Вид активатора 3. Качество 4. Состав воды и добавок
2	Характеристики и виды грунтов	1. Физико-химический и минералогический состав грунтов 2. Содержание органических веществ 3. рН в поровой воде 4. Содержание воды
3	Условия смешивания	1. Степень смешивания 2. Время смешивания 3. Качество стабилизирующих агентов
4	Условия твердения	1. Температура 2. Время твердения 3. Влажность 4. Водонасыщение и высушивание/замораживание и оттаивание

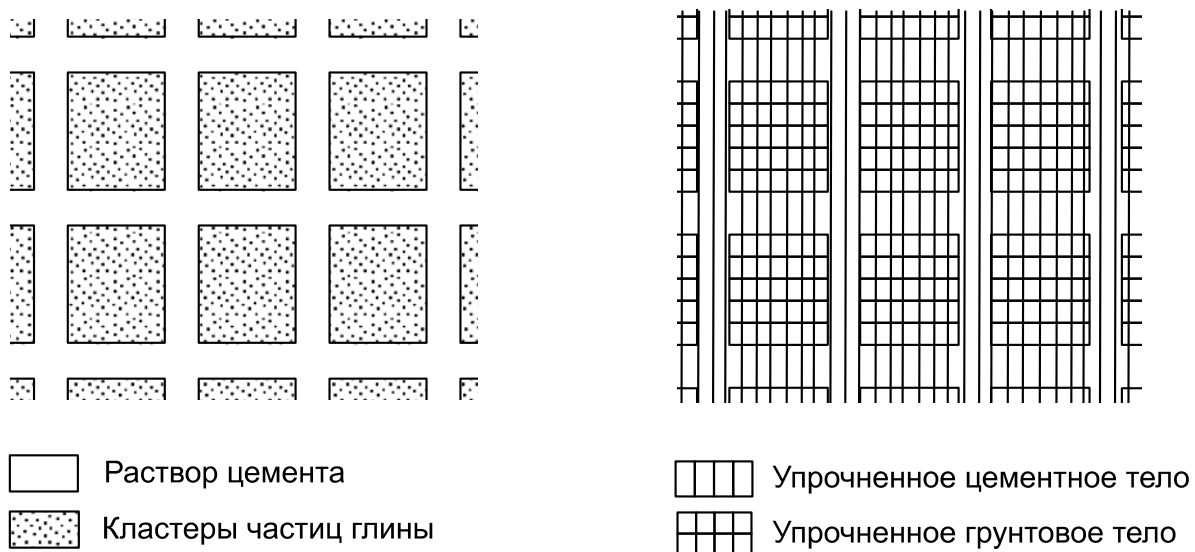


Рис. 1.7. Схема, показывающая процессы, происходящие в грунтах при их твердении: а – сразу же после смешивания; б – после твердения [182]

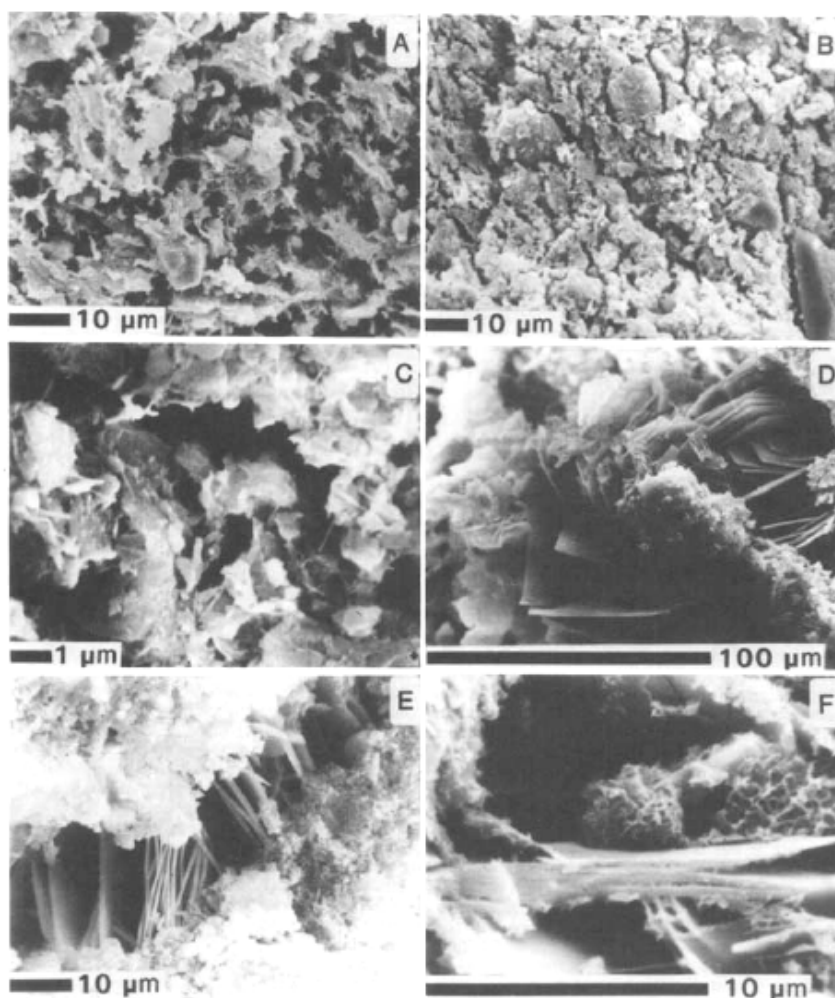


Рис. 1.8. Снимки упрочненного известью грунта [134]

В работе [134] приведены электронные фотографии упрочненного известью глинистого грунта (рис. 1.8). Как видно из рис. 1.8 В, после 10-дневного твердения с негашеной известью минералы грунта собираются в большие агрегаты. Снимки на рис. 1.8 С-Е показывают агрегаты, сцементированные совместно при последующей пуццолановой реакции.

1.4.1.1. Влияние вяжущих и активизаторов

В общем случае прочность искусственно улучшаемых грунтов возрастает с количеством вяжущего в виде цемента. Однако скорость роста прочности не пропорциональна содержанию цемента [87]. В большинстве работ [153,191,195] показано, что прочность увеличивается с ростом количества цемента от 5 до 40%. С другой стороны, Миура и др. [145] и Хорпирбалсук и др. [103] заметили, что отношение начального содержания воды в глине к содержанию цемента (глина-вода/цемент) является более существенным параметром для характеристики изменения прочности упрочняемых цементом глинистых грунтов, чем только содержание цемента. Ли и др. [174] показали, что прочность на одноосное сжатие упрочняемых глин зависит как от отношения «грунт/цемент», так и водоцементного отношения.

Влияние вида цемента на прочность было исследовано в работе Кавасаки [87], который провел испытания цемента-грунта на обычном цементе и на портландцементе двух различных типов грунтов Японии. Результаты показаны на рис. 1.9 и свидетельствуют о том, что они существенным образом зависят от вида стабилизирующего агента и грунта.

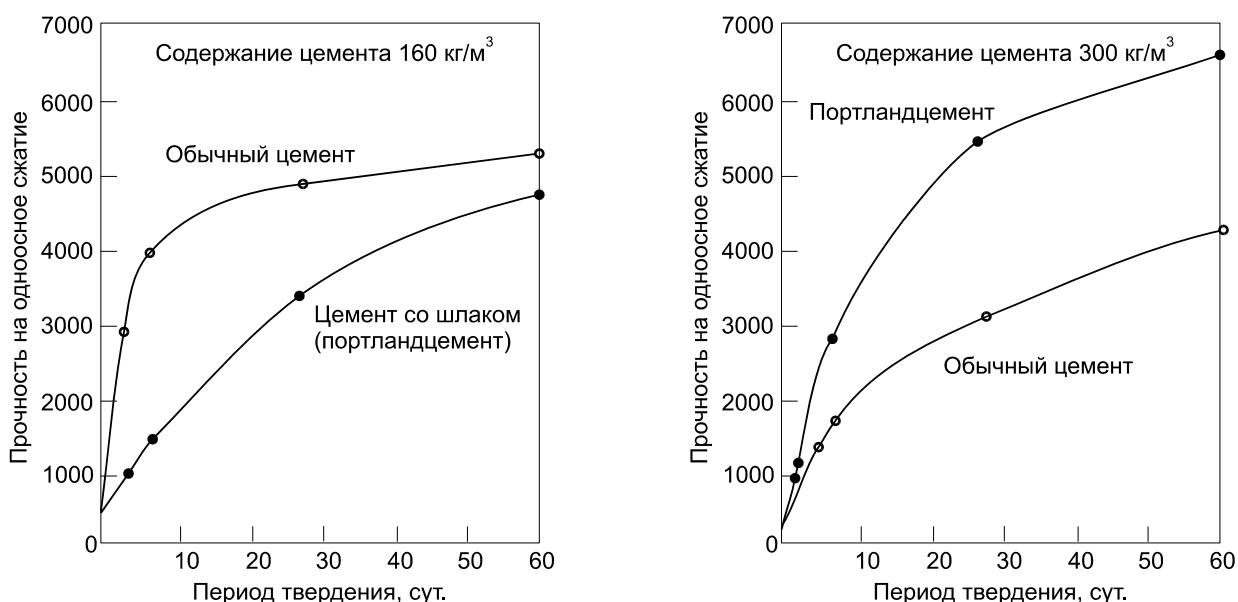


Рис. 1.9. Влияние вида цемента на одноосную прочность цемента-грунта: а – грунты Kanagawa и б – грунты из Saga [87]

1.4.1.2. Влияние вида природных грунтов на прочность

Из выполненных ранее исследований ясно, что различные виды грунтов (торф, глина, суглинок, песок и др.) показывают различную химическую реакцию между грунтом и стабилизирующими агентами, что определяет свойства искусственно улучшенных грунтов. В работе [181] отмечено влияние гранулометрического состава на одноосную прочность цементно-грунта (табл. 1.4). Из рис. 1.10 видно, что наибольший эффект упрочнения был получен, когда доля частиц песка в грунте была около 60 % по отношению к количеству содержания цемента.

Т а б л и ц а 1.4

Типовые значения характеристик прочности и проницаемости стабилизированных грунтов [181]

Вид грунта	Содержание цемента, кг/м ³	Одноосная прочность, кПа	Коэффициент фильтрации, см/с
Sludge	240-400	70-350	1×10^{-6}
Органические грунты и глина	150-260	350-1400	1×10^{-7}
Суглинок	120-240	700-2100	1×10^{-7}
Супесь и песок	120-240	1400-3500	1×10^{-6}
Песок и гравий	120-240	3000-7000	1×10^{-5}

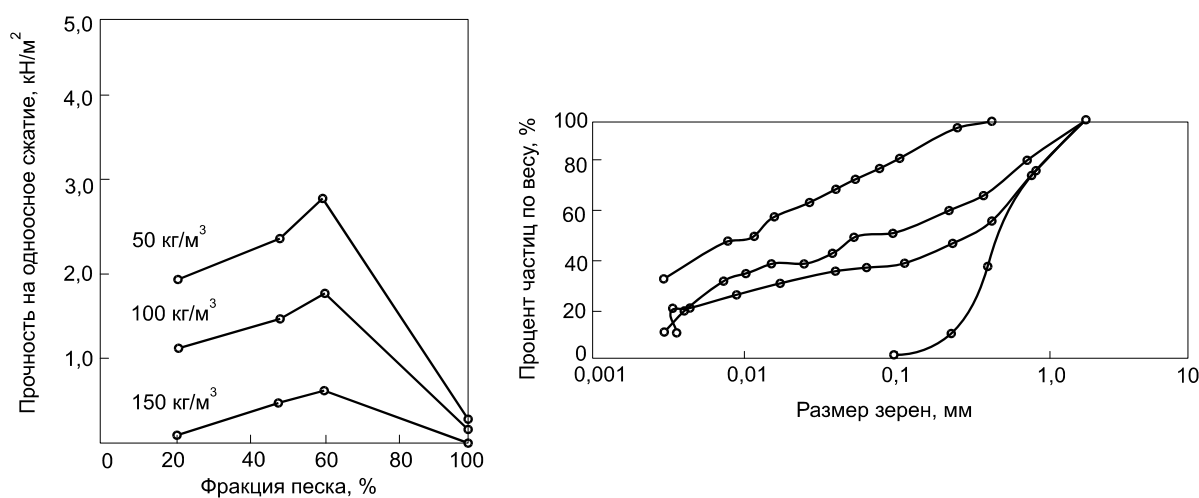


Рис. 1.10. Влияние размера частиц песка на его стабилизацию цементом [181]

В работе [90] показано, что увеличение начальной влажности в грунте существенным образом снижает прочность на сжатие при любом содержании цемента.

Хуат [106] исследовал эффект влияния содержания органических веществ на прочность торфа, стабилизированного цементом. Из рис. 1.11 видно, что прочность уменьшается с ростом содержания органических веществ.

На рис. 1.12 показана прочность грунтово-цементной смеси в различных грунтах, полученная по результатам испытания образцов, отобранных из конструкции «стена в грунте» [183]. Испытания проводились на 28 день для смесей: цемент + песок; цемент + илестая глина; цемент + гравелистые

грунты. Как видно из рис. 1.12, увеличение содержания цемента приводит к росту прочности смеси для каждого типа грунта. Прочность смеси значительно выше в сыпучих грунтах (гравий, песок) по сравнению со связными (глина).

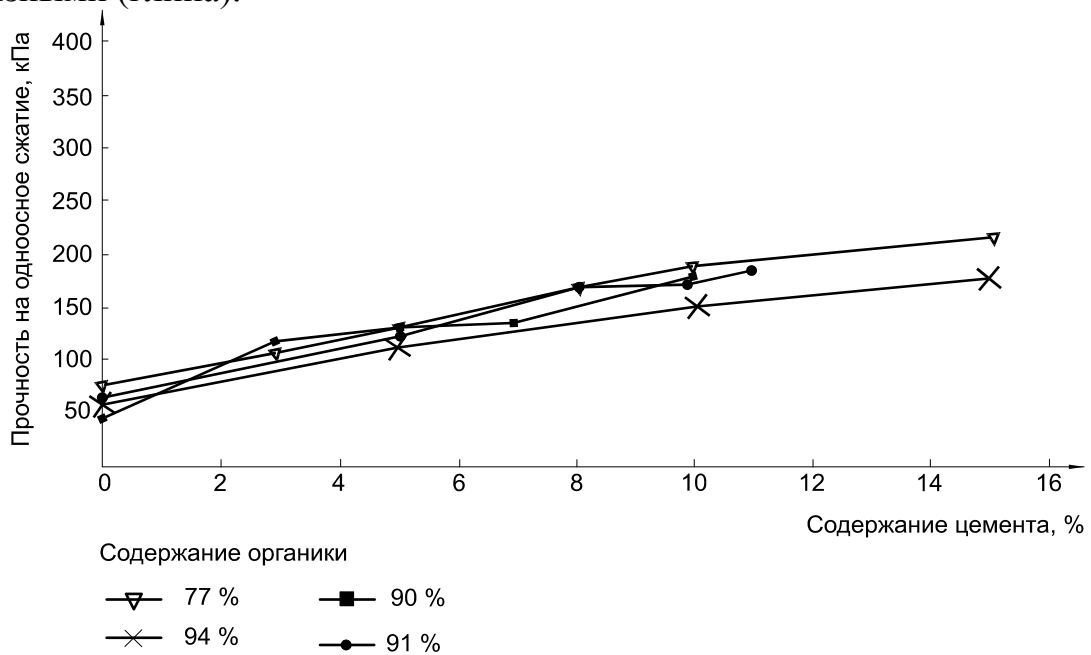


Рис. 1.11. Влияние количества органических веществ на одноосную прочность закрепленного торфа, на 28 суток [106]

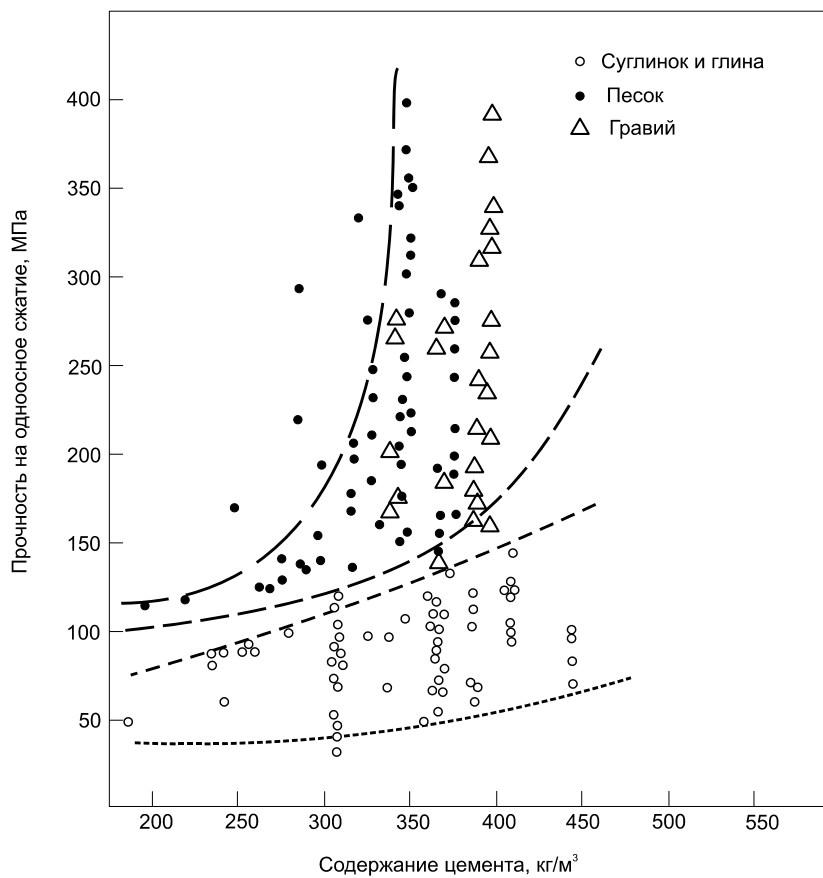


Рис. 1.12. Зависимость прочности от количества цемента и вида грунта [183]

1.4.1.3. Технология смешивания и свойства грунтов, закрепленных цементом

На эффект смешивания грунта с вяжущим оказывают влияние следующие факторы: тип миксера; метод смешивания (сухой или мокрый); степень перемешивания и время смешивания. Одним из наиболее важных факторов является степень перемешивания, под которой понимается степень однородности смеси цемента и грунта в перемешиваемом объеме.

В работе [147] приведены результаты исследования зависимости между одноосной прочностью и временем смешивания образцов в лабораторных условиях с добавлением сухого цемента в виде порошка и растворенного в воде цемента (рис. 1.13). Из рис. 1.13 видно, что уменьшение времени перемешивания приводит к уменьшению прочности на одноосное сжатие. Было показано, что для приготовления «качественных» образцов следует перемешивать не менее 10 минут в стандартной мешалке.

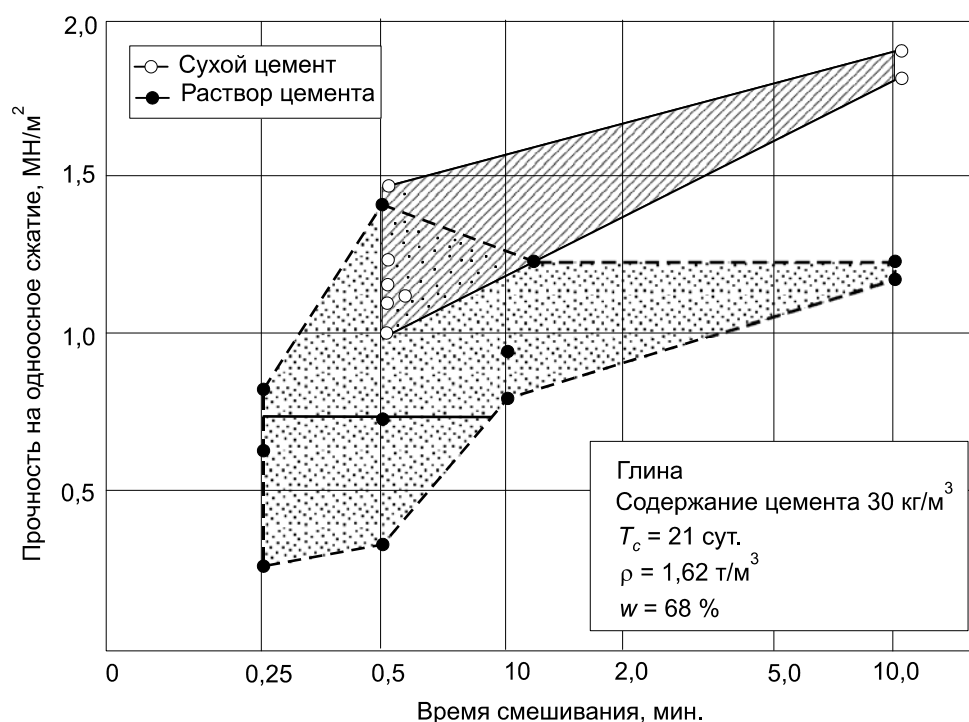


Рис. 1.13. Влияние времени перемешивания на прочность закрепляемого цементом грунта [147]

Условия смешивания и твердения влияют на результаты, полученные полевым и лабораторным способом смешивания грунтов с добавками. В разных странах используется различная техника для смешивания грунтов, поэтому сложно сравнить между собой прочность материала, полученную в полевых и лабораторных условиях. Однако, если использовать одну и ту же процедуру, и технику смешивания, с контролем качества работ, то становится возможным сравнить между собой данные полевых и лабораторных исследований.

Из опыта работы в Швеции [170] известно, что в мягких пластичных глинах прочность, полученная в полевых условиях, ниже прочности, полученной в лабораторных условиях, на 20–50 %. В песчаных грунтах это соотношение больше.

1.4.1.4. Условия твердения

Исследования указывают на влияние в период твердения смеси цемент+грунт на прочность следующих факторов: температура твердения; давление уплотнения; время и влажность. В общем случае, чем длительнее период твердения, тем больше прочность, что объясняют продолжающейся во времени пуццолановой реакцией. На рис. 1.14 показано, как увеличивается прочность с ростом времени твердения для различных видов грунта [87].

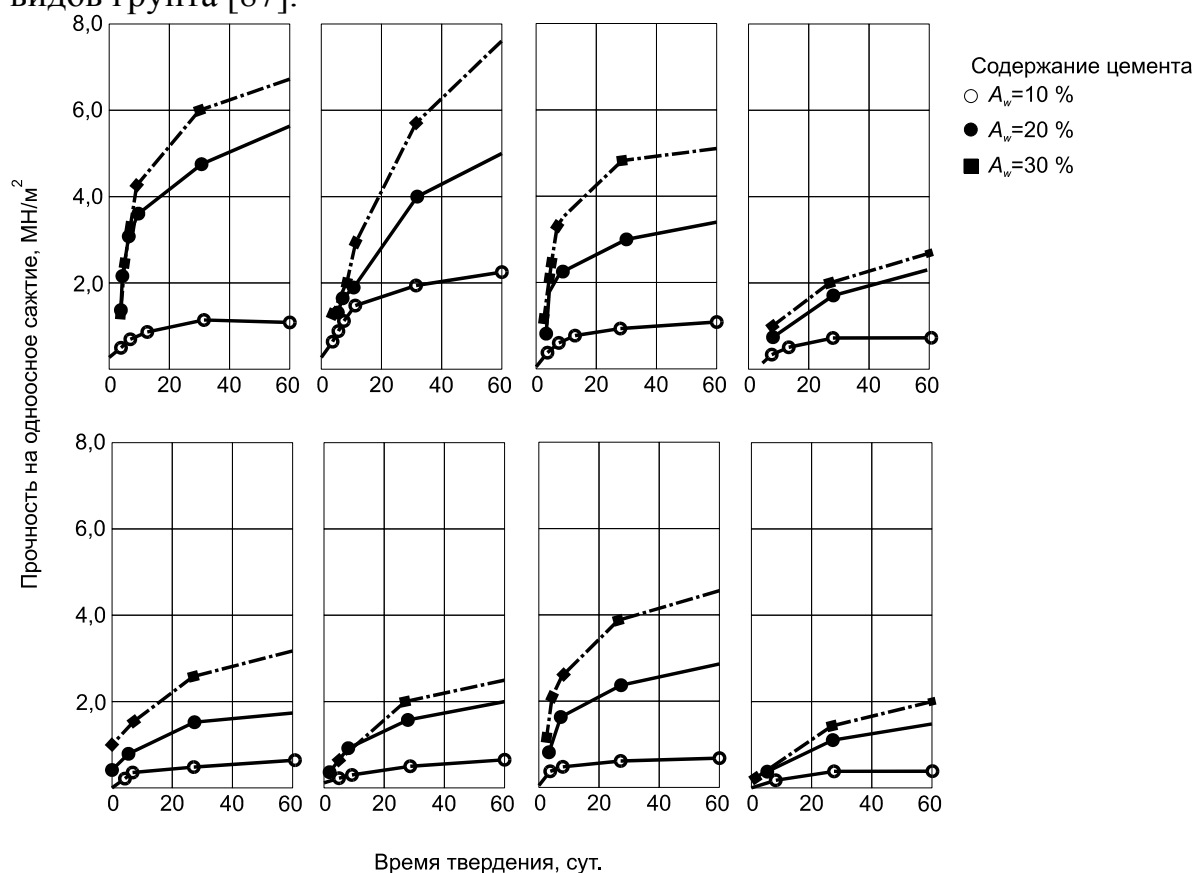


Рис. 1.14. Зависимость одноосной прочности от времени твердения [87]

На рис. 1.15 показано влияние температуры твердения на одноосную прочность, выявленное в исследованиях [154] при проведении лабораторных опытов. Во всех случаях получено, что прочность возрастает с ростом температуры твердения. Рост прочности почти всегда линейно зависит от температуры в исследованном диапазоне от 0 до 30 °С при различном возрасте до 28 суток.

В 2006 году [84] показал, что прочность на одноосное сжатие увеличивается с ростом всесторонних напряжений (предварительного обжатия)

у образцов, обжатых в дренированных условиях (с отжатием поровой воды). Опыты показывают, что эффект обжатия приводит к значительному росту прочности (рис. 1.16).

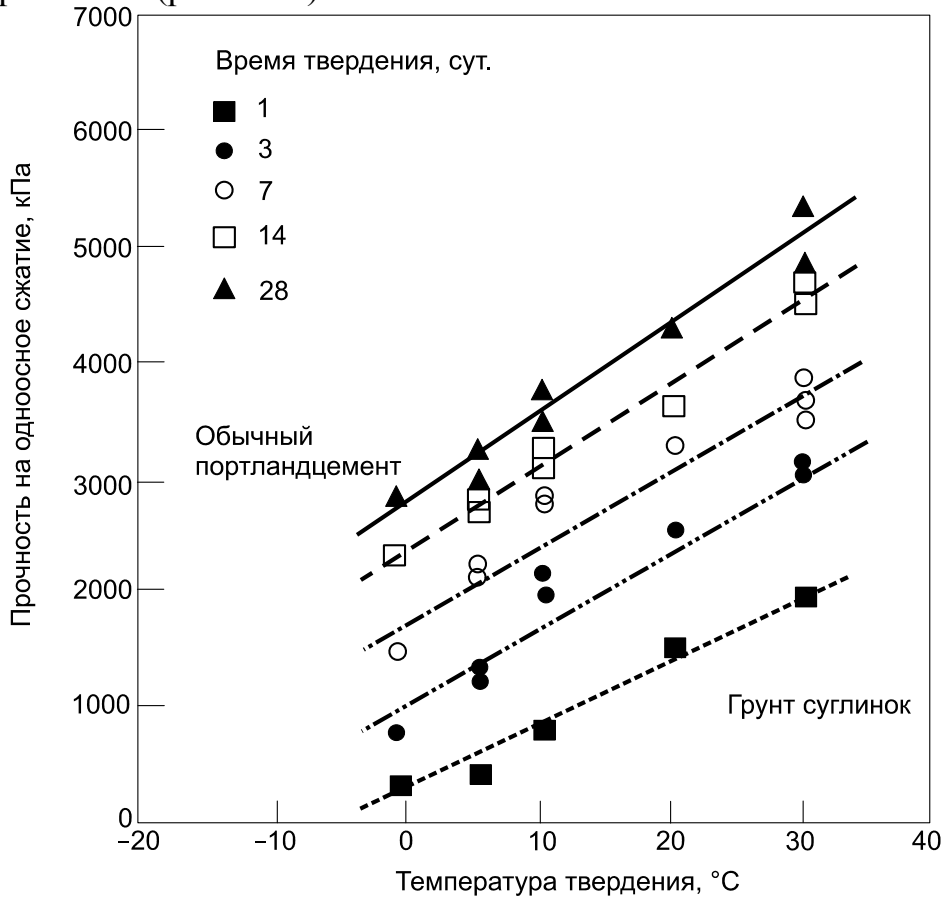


Рис. 1.15. Зависимость одноосной прочности суглинка от температуры [154]

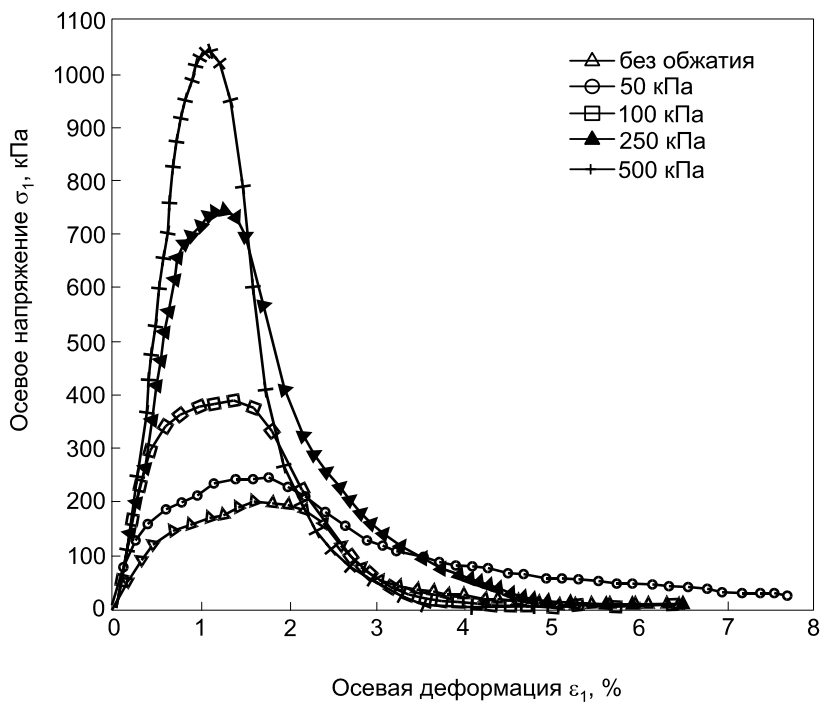


Рис. 1.16. Зависимость одноосной прочности от величины обжатия в течение всего процесса твердения [84]

В этой же работе была выявлена зависимость влажности на границе текучести от давления обжатия. Опыты показали, что влажность на границе текучести возрастает сразу после смешивания грунта с цементом, но затем уменьшается в процессе твердения. Автор объясняет это явление раздавливанием кластеров, что уменьшает величину связанной воды внутри кластеров.

1.5. Механические свойства закрепленных грунтов

Содержание вяжущего и время твердения являются существенными факторами, которые используются для исследования физических и механических свойств искусственно упрочняемых природных грунтов. Полагают, что коэффициент отношения начальной влажности глинистого грунта к содержанию вяжущего является основным параметром, оказывающим влияние на прочность и деформируемость упрочненного грунта при высокой влажности. Основываясь на результатах испытаний в условиях одноосного и компрессионного сжатия, [135] нашел, что коэффициент пористости после твердения и содержание вяжущего являются достаточными параметрами для оценки прочности и деформируемости упрочненного грунта при высоком содержании влажности.

1.5.1. Сжимаемость

Явление уменьшения сжимаемости слабых глинистых грунтов путем введения вяжущего в виде цемента, шлака и извести хорошо известно. Удин [191] выявил, что определенной величины цемента (>5%) достаточно для уменьшения сжимаемости природных глинистых грунтов. Миура и др. [144] показали, что сжимаемость упрочняемого грунта до давления предварительного уплотнения значительно меньше, после чего наблюдается большое объемное сжатие. Подобное было выявлено в работах [67, 105, 112], которые показали, что величина давления предварительного уплотнения зависит от содержания цемента и начальной влажности (рис. 1.17).

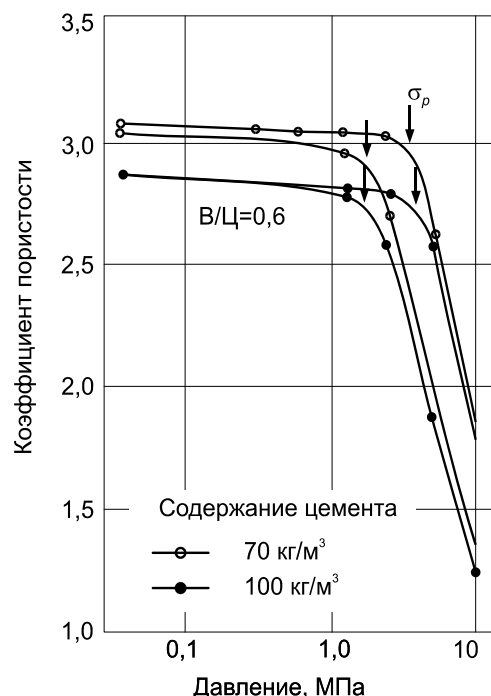


Рис. 1.17 Зависимость изменения коэффициента пористости и давления предварительного уплотнения от содержания цемента и начальной влажности [112]

На рис. 1.17 σ_p является величиной, которая называется давлением предварительного уплотнения. Это давление, которое испытывал грунт в прошлом, в процессе своего формирования, в ГОСТ 12248-96 [3] используется для характеристики структурной прочности природных грунтов. Стабилизированные грунты обладают резко выраженной структурной прочностью, что видно из рис. 1.17. При давлении $\sigma < \sigma_p$ деформация незначительная, и лишь после разрушения структурных связей имеет место резкий рост деформации грунта. опыты показывают, что σ_p для некоторых грунтовых смесей составляет $1,27R$ (здесь R – прочность на одноосное сжатие). Испытания на сдвиг показывают, что прочность на сдвиг цементно-грунтовой смеси, уплотненной давлением более σ_p , значительно выше, по сравнению с прочностью материала, уплотненного при давлении менее σ_p . На практике давление от некоторых сооружений (насыпи, дамбы, подпорные стены) на грунты значительно ниже σ_p , а при этих значениях давления осадка уплотнения грунтового массива незначительна. В то же время, для высотных зданий нагрузка на грунты значительно превышает σ_p и может составлять величину, равную $(3-20) \sigma_p$.

Опыты демонстрируют зависимость сжимаемости (жесткости) стабилизированного грунта от давления предварительного обжатия (уплотнения). Сжимаемость стабилизированного грунта уменьшается с ростом величины давления предварительного уплотнения.

Начальный модуль упругости в бетонах определяют согласно ГОСТ 24452.80 [4] при деформации и напряжениях, соответствующих 30% от предельной нагрузки. При испытании грунтов по ГОСТ 12248-96 модуль упругости определяется из начального участка зависимости «осевая деформация – осевое напряжение», без привязки к предельной нагрузке. В обоих случаях полагают, что этот модуль упругости определяется при упругом деформировании материалов. Однако в большинстве случаев при определяемом уровне деформации материал ведет себя уже неупруго.

Модуль упругости определяется, кроме того, из деформации, найденной на полной базе образца, за которую принимается начальная высота образца. Известно, что концевые ограничения нагружаемого устройства и силы трения оказывают влияние как на характер зависимости «напряжение-деформация», так и на величину деформации.

Учитывая, что в центральной части высоты образца деформации более однородны было предложено измерять их в этом месте [62, 89, 112, 154, 184].

Татсуока и др. [154] предложили измерять линейную деформацию в центральной части образцов для определения модуля упругости в диапазоне линейной деформации менее чем 0,01%. Было показано, что

модуль упругости, найденный при малых деформациях, значительно выше, чем при стандартном определении.

Общим для всех исследований является то, что модуль упругости возрастает с ростом содержания вяжущего и всестороннего давления, но уменьшается с ростом начального содержания воды.

Наибольшее значение прочности получается обычно при высоком содержании цемента или в песчаных грунтах, а низкий предел прочности характерен для меньшего количества цемента или в глинистых грунтах. Композитные свойства элементов среды «цемент – грунт» и окружающего их естественного грунта определяются как функция отношения объема закрепленного грунта к объему грунтовой массы (α), которая изменяется от 20 до 35%. Для примера, модуль деформации композитного материала (E_c) определяется в зависимости от модуля деформации грунта и модуля деформации смеси цемент+грунт:

$$E_c = E_{\text{грунт}}(1 - \alpha) + E_{\text{цемент+грунт}}\alpha \quad (1.1)$$

1.5.2. Прочность на сжатие

Азман и др. [86] нашли, что с возрастанием содержания цемента упрочненные грунты показывают большие углы внутреннего трения и меньшее сцепление. Это явным образом противоречит исследованиям [193]. С другой стороны, большее сцепление и меньшее трение возникают с уменьшением всестороннего давления.

Все выполненные исследования выявили, что параметры прочности Мора-Кулона ϕ и c зависят от содержания вяжущего. Угол внутреннего трения увеличивается из-за формирования большого количества связей между частицами грунта, а параметр сцепления возрастает из-за уменьшения толщины диффузного слоя абсорбированной воды.

Одновременно со сжимаемостью при действии уплотняющих давлений закрепленные грунты показывают увеличение в объеме, которое проявляется при разрушении грунтов. Это явление, называемое дилатансией, более характерно для песчаных грунтов.

Дилатансия проявляется при сдвиге и может быть исследована в приборах прямого среза как зависимость объемной деформации от деформации сдвига. Влияние вяжущего на дилатансию показано на рис. 1.18. Увеличение доли цемента и микрокремнезема приводит к возрастанию жесткости материала и уменьшению дилатансии (максимум вертикального перемещения на рис. 1.18 б). Величина дилатансии зависит также от величины нормального давления при сдвиге.

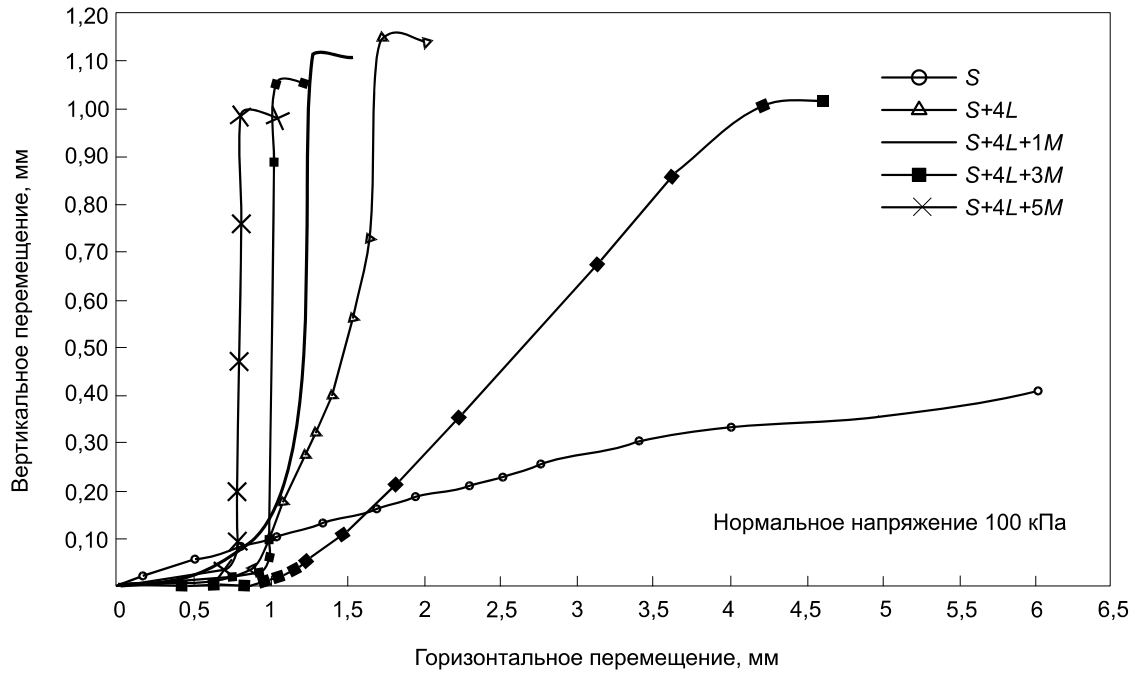
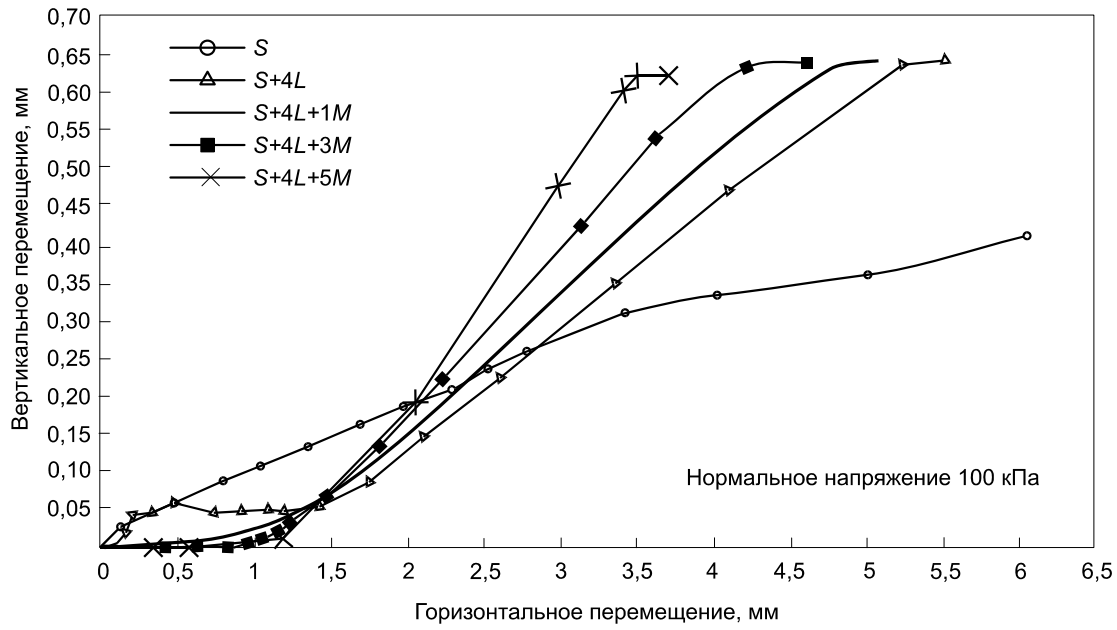


Рис. 1.18. Влияние добавок микрокремнезема с известью или цементом на дилатансию при сдвиге после 28 дней твердения: S – грунт; С – цемент; L – известь; М – микрокремнезем [65]

1.5.3. Прочность на растяжение

Прочность стабилизированных грунтов на растяжение определяется из результатов испытаний на прямое одноосное растяжение или раскалывание, с использованием методов как для бетона. Испытания в условиях раскалывания показывают заниженное значение прочности на растяжение. Для грунто-цементной смеси с прочностью $R \leq 6000$ кПа прочность на растяжение, полученная по методике раскалывания, на лабораторных образцах составляет $(0,08-0,14)R$. Испытания на раскалывание образцов, отобранных из конструкции цемента-грунтового столба, указывают на подобные результаты [188,189].

1.5.4. Проницаемость

Коэффициент фильтрации грунтов, закрепленных цементом, зависит от вида грунта, количества применяемого цемента и бентонита, водоцементного отношения и возраста. Добавки цемента и бентонита применяются для уменьшения водопроницаемости конструкций «стена в грунте» при строительстве подземных сооружений. Коэффициент фильтрации смеси цемент-грунт изменяется от 10^{-7} до 10^{-9} м/с по результатам отбора образцов материала из конструкции [172]. Для обеспечения практической водонепроницаемости стен подземных конструкций достаточно использовать материал с коэффициентом фильтрации порядка 10^{-3} м/с.

1.6. Напряженно-деформированное поведение упрочненного грунта в условиях трехосного сжатия

Напряженно-деформированное поведение стабилизированных цементом глинистых грунтов исследовано во многих работах [84, 85, 88, 89, 90, 102, 107, 112, 114, 115, 138, 140, 141, 144, 156, 158, 159, 164, 185, 191, 192, 193]. На рис. 1.19 показаны типичные кривые зависимости «напряжение-деформация» при консолидировано-дренированных (CID) и недренированных (CIU) испытаниях для смеси глины и 5% цемента.

Приведенные результаты показывают, что прочность возрастает с ростом всестороннего давления, как в дренированных, так и недренированных испытаниях. Однако для консолидировано-дренированных испытаний максимум девиатора напряжений (прочность) достигается при относительно большем уровне деформации, около 20% и более. Характерно, что в условиях дренированных испытаний вид зависимости «напряжение-деформация» изменяется от поведения с разупрочнением к поведению с разупрочнением, в то время как объемное поведение изменяется от дилатансии к контракции (рис.1.20).

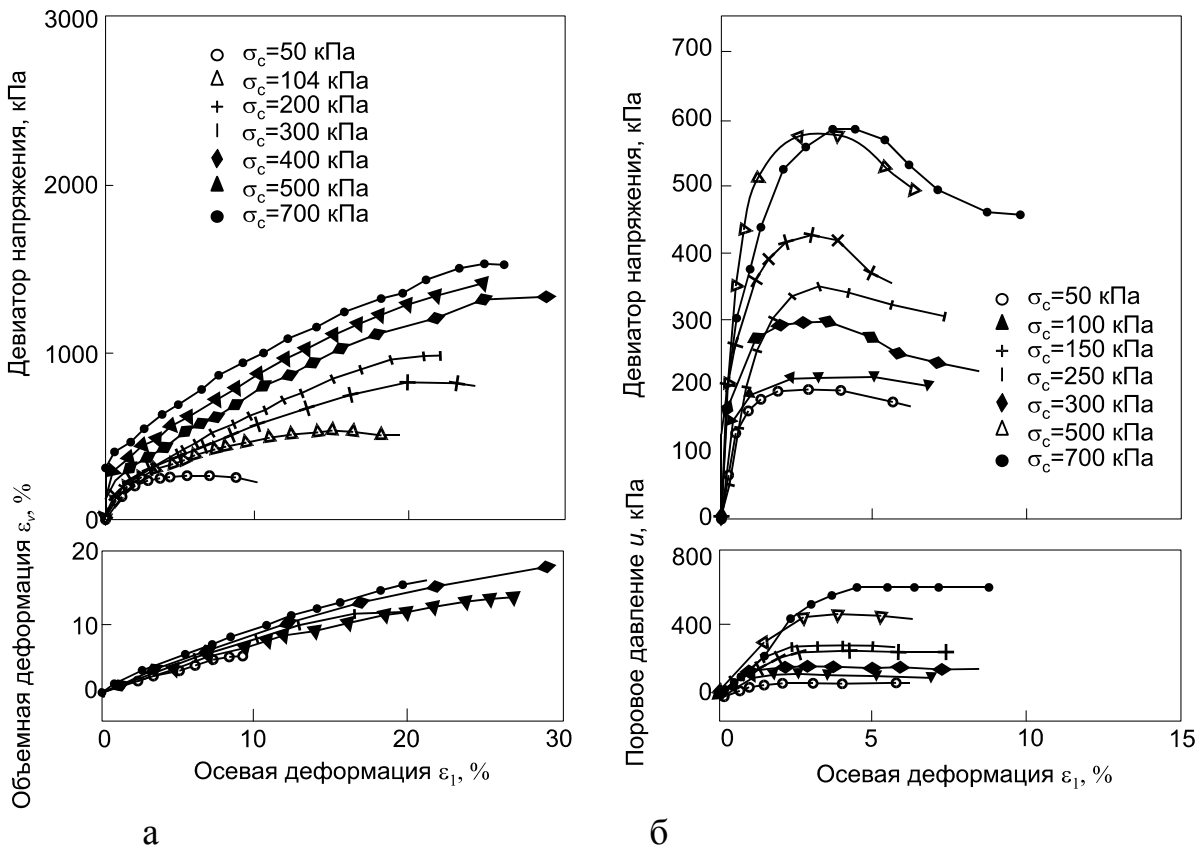


Рис. 1.19. Поведение стабилизированной глины:
 а – дренированные условия; б – недренированные условия [90]

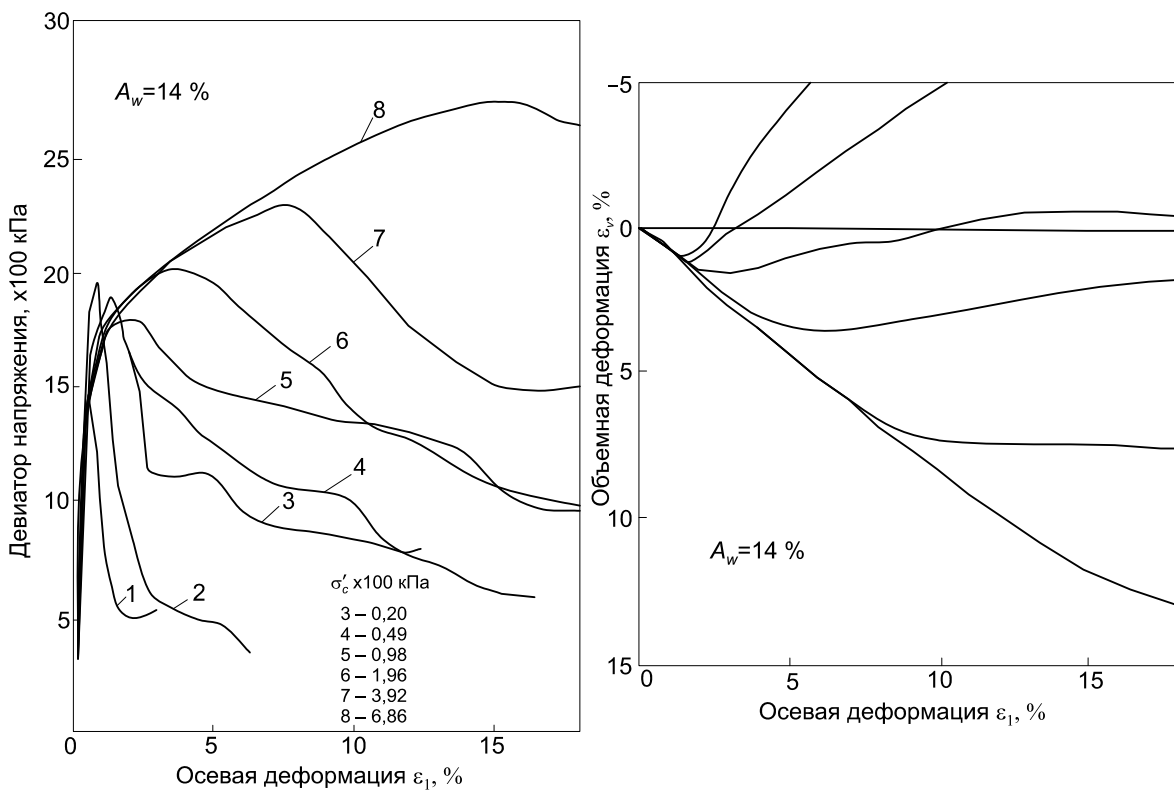


Рис. 1.20. Консолидиранно-дренированное трехосное поведение при различном всестороннем давлении и 28 сутках твердения:
 1 – одноосное сжатие, смазанные штампы; 2 – одноосное сжатие без смазки;
 3-8 – трехосное сжатие при различном всестороннем обжатии σ_c [185]

1.7. Корреляционные связи между характеристиками механических свойств закрепленных грунтов

Корреляция между одноосной прочностью и прочностью на срез, полученная из результатов испытаний в приборе одноплоскостного среза [161], имеет вид

$$\tau_o = 0,53 + 0,37R - 0,014R^2, \quad (1.2)$$

где τ_o – прочность на срез, полученная при нулевом давлении обжатия на 28-й день; R – прочность на одноосное сжатие на 28-й день.

Это выражение справедливо до $R \leq 6000$ кПа. Отношение R/τ_o примерно равно 2, когда $R \leq 1000$ кПа. Это отношение снижается постепенно при возрастании R .

Модуль упругости E смеси «цемент-грунт» пропорционален прочности на одноосное сжатие R , с коэффициентом 350 – 1000 [161], и зависит от тех же факторов, что и прочность на одноосное сжатие. Для связных грунтов с содержанием песка менее 10–15% отношение модуля упругости к прочности на одноосное сжатие находится между 400 – 600. Это отношение получено из обработки экспериментальной зависимости деформация-напряжение для образцов смеси цемент-грунт. Исследования показывают также, что это соотношение зависит от способа измерения осевой деформации образцов. Измерение локальной осевой деформации в центральной части образцов приводит к большему значению жесткости грунтовой смеси, что в действительности наблюдается при нагружении реальных конструкций фундаментов [88].

Коэффициент Пуассона близок к 0,5 в условиях недренированного нагружения и изменяется в интервале 0,3–0,45 для других условий нагружения [80].

Типичные соотношения между параметрами E и R по [94] имеют вид:

$$\begin{aligned} R &= (10 - 50)R_{\text{грунт}}, \\ E &= (50 - 200)R, \\ \tau &\approx 0,5R. \end{aligned} \quad (1.3)$$

1.8. Поведение песчаных и глинистых грунтов, закрепленных шлаком

Из предыдущих разделов наглядно видно, что большинство выполненных ранее работ посвящено исследованию свойств грунтов, стабилизированных путем введения в них цемента и извести. Использование шлака в виде добавки в грунт применяется значительно реже, преиму-

щественно при строительстве автомобильных дорог и взлетных полос аэродромов [94].

В России шлак также редко используется для стабилизации природных слабых грунтов при их использовании в качестве оснований зданий и сооружений. Большинство работ [57, 58, 59] посвящено использованию глиношлаковых материалов для изготовления строительных материалов в виде штучных элементов для ограждающих конструкций зданий и сооружений. Поэтому для достижения высокой прочности технология изготовления подобных материалов предполагает этап прессования создаваемого материала, прочность которого обусловлена сближением и когезионно-адгезионным взаимодействием тонкодисперсных частиц и зерен смеси. Давление прессования изменяется в интервале 5–300 МПа.

Применение приема прессования при закреплении массивов глинистого грунта непосредственно на строительной площадке невозможно, возможно лишь смешивание компонент в сухом состоянии при высокой влажности естественного грунта или приготовление композитного раствора с последующим смешиванием его с грунтом. Первый метод закрепления грунтов называется сухим методом, а второй – мокрым.

Как отмечает в работе В.И. Калашников и др. [196]: «... Для смешанных минеральных систем «глина-цемент» и «глина-шлак» важнейшим элементом их эффективного использования следует считать обеспечение высокой однородности при смешивании глины с вяжущим и реализацию интенсивных комплексных воздействий – энергетических, химических, термических, гидромеханических и других на всех стадиях приготовления сырьевых смесей для активации и ускорения начальных процессов твердения основного вяжущего, быстрого формирования композиционной структуры и обеспечения высоких механических характеристик материалов...».

Из перечисленных комплексных воздействий применительно к решаемой нами задаче, а именно, закреплению естественных массивов грунта с целью увеличения их прочности и уменьшения деформативности, из-за особенностей технологии производства следует исключить энергетические и термические воздействия.

В работе Тимофеевой О.В. [58] приведены результаты исследований кинетики набора прочности грунтошлаковых композиций в зависимости от дозировки шлакового вяжущего. Опыты проводились на смесях с расходом шлака от 10 до 30%. Все образцы формировались под нагрузкой 30 МПа. Оказалось, что оптимальное содержание шлака в качестве вяжущего составляет для супесей 20-25% и для песка 25-30%. Оптимальное содержание активатора NaOH составляет при этом 8% в пересчете на сухое вещество от массы шлака. На рис. 1.21 приведены графики кинетики набора прочности шлакогрунта для супеси и песка. Исследования показали, что при введении активатора в виде $\text{NaOH} + \text{Na}_2\text{SiO}_3$ в

соотношении 1:1 эффективность использования вяжущего заметно возрастает. Представляет интерес предложение автора по прогнозированию набора прочности во времени. Для этой зависимости «прочность смеси – время» (рис. 1.21) предлагается аппроксимировать двумя функциями вида:

$$R = a - be^{cx^d} \text{ и } R = \frac{ab + cx^d}{b + xd}, \quad (1.4)$$

где a, b, c, d – параметры, определяемые экспериментально в зависимости от процентного соотношения смеси: грунт+шлак+активизатор.

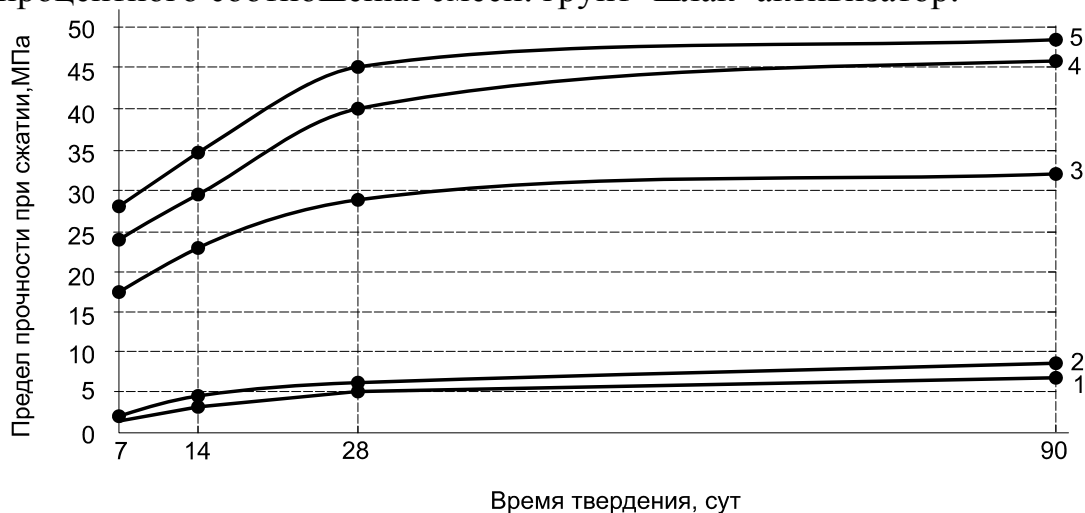


Рис. 1.21. Кинетика набора прочности шлакогрунта (шлак Новолипецкий, грунт – супесь, активизатор NaOH; шлак: 1 – 10%, 2 – 15%, 3 – 20%, 4 – 25%, 5 – 30%) [58]

Функцию набора прочности можно включить в определяющее уравнение для грунтошлакового материала, что математически выражается изотропным расширением поверхности текучести в пространстве главных напряжений в зависимости от времени, а не только текущего напряженного состояния. Однако, как видно из рис. 1.21, нарастание прочности происходит интенсивно в первые 28 дней, а в возрасте 90 дней изменение прочности практически прекращается.

Для установления оптимального содержания шлака Тимофеева О.В. [66] провела испытания по определению прочности бетонов на изгиб с образцами размером 40×40×160 мм. Результаты испытаний показаны на рис. 1.22, 1.23.

Из рис. 1.22 видно, что при использовании комбинированного активизатора прочность на изгиб для шлакового вяжущего возрастает почти на 50%, для цемента – на 20%.

В 2008 г. Матсуока и др. [140] выполнили испытания в условиях трехосного и одноосного сжатия образцов из доменного шлака, гранулометрический состав которого показан на рис. 1.23.

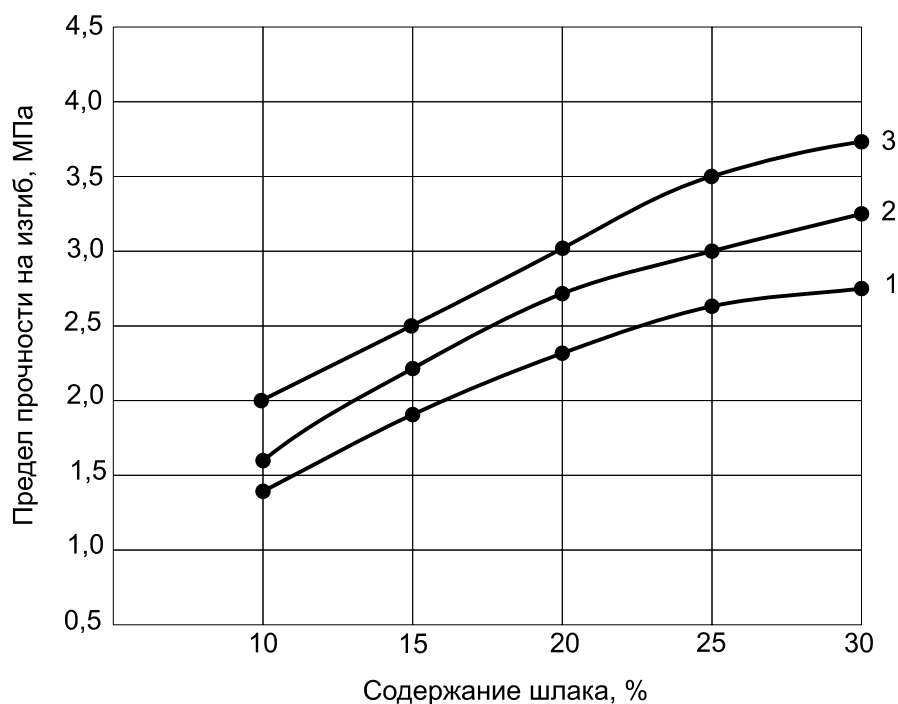


Рис. 1.22. Зависимость прочности смеси: супесь + цемент (1); супесь + Липецкий шлак (2); 3 – ЭТФ шлак. Активизатор – Na_2SiO_3 [58]

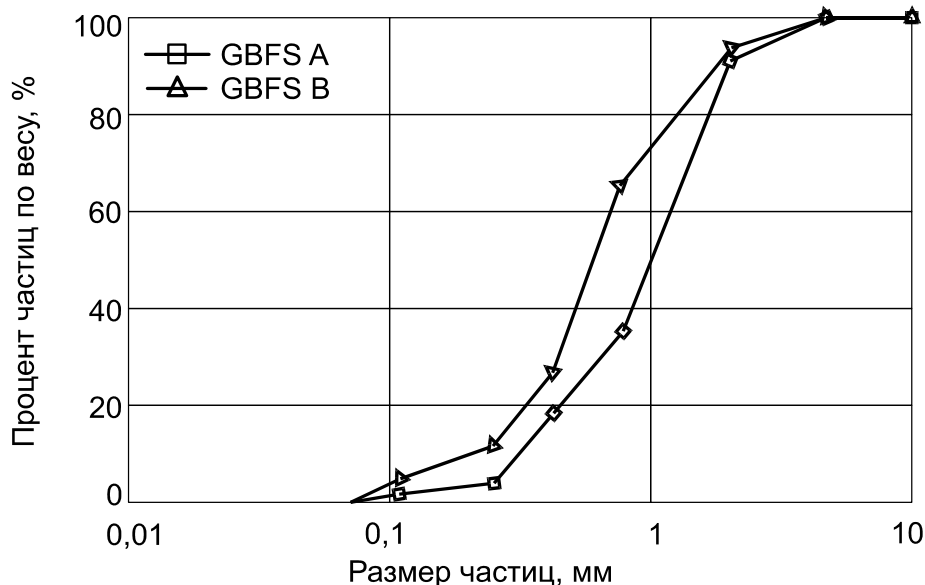


Рис. 1.23. Гранулометрический состав шлака [140]

Цель испытаний заключалась в исследовании набора прочности шлаком во времени. Испытания проводились при всестороннем давлении в 50, 100, 200 кПа при нагружении со скоростью 1 и 3%/мин. В опытах использовались два типа образцов, обозначенные на рис. 1.23, 1.24, как GBFS-A и GBFS-B, с относительной плотностью D_r , 50% и 80%. Образцы замачивались в жидкости с высоким содержанием алкалина (pH=12) и

добавлением в воду гидрата кальция. Для ускорения твердения температура воды поддерживалась равной 80 °С.

На рис. 1.24 и рис. 1.25 показаны зависимости параметров прочности ϕ , c и прочности на одноосное сжатие от времени твердения. На рис. 1.25 показана зависимость изменения прочности во времени при насыщении образцов водой и щелочью. Для образцов с относительной плотностью $D_r=50\%$, прочность на одноосное сжатие для образцов, которые твердели 84 дня при высоком содержании раствора щелочи $pH=12$ и температуре 80 °С, соответствует прочности после 168–365 суток твердения в обычной воде.

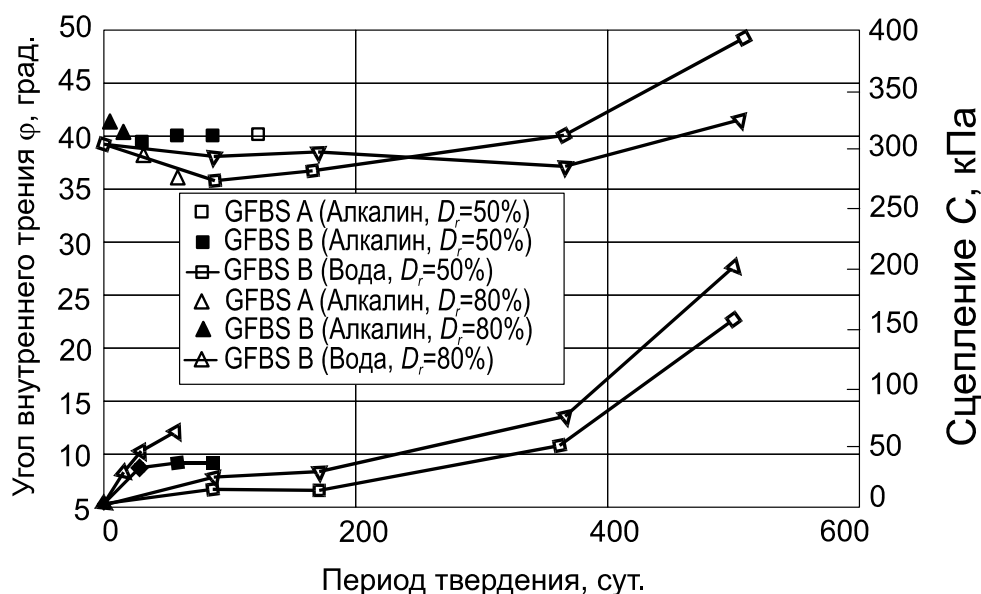


Рис. 1.24. Изменения в угле внутреннего трения ϕ и сцеплении c во времени [140]

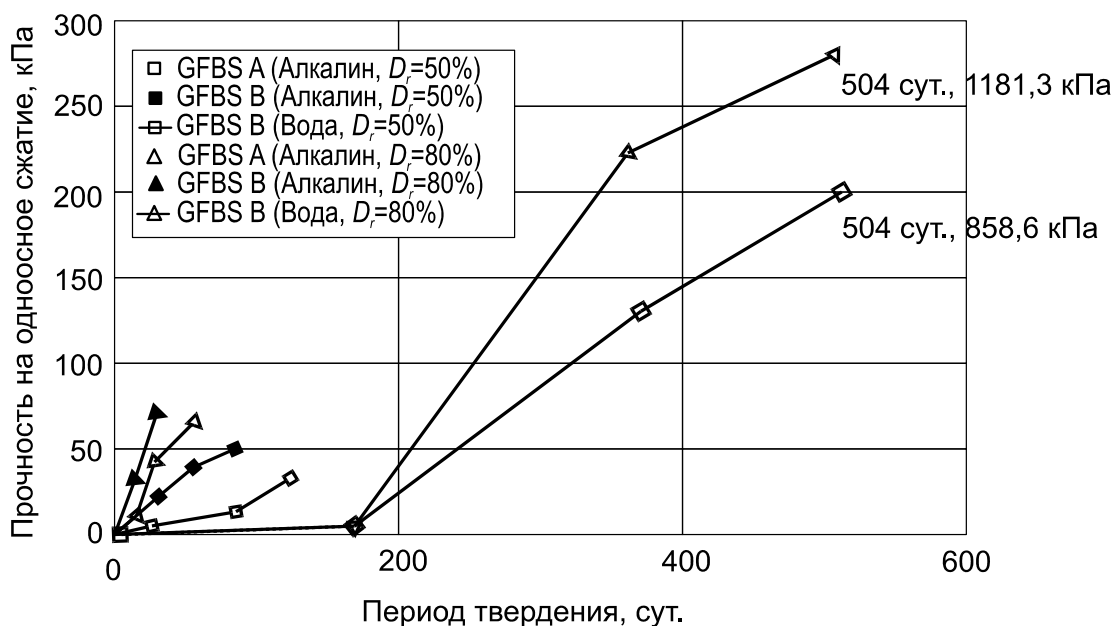


Рис. 1.25. Зависимость прочности на одноосное сжатие от времени [140]

1.9. Поведение закрепленных грунтов в условиях сложного напряженного состояния

Как видно из предыдущих разделов, экспериментальные исследования влияния вяжущего на свойства грунтов проводились ранее и проводятся в настоящее время как для песчаных, так и глинистых грунтов. Опыты с песчаными грунтами значительно проще, кроме того, при их проведении возможно не учитывать эффект ползучести, так как подобные материалы деформируются «хрупко» без больших пластических деформаций.

Как отмечалось выше, в подавляющем большинстве выполненных экспериментальных исследований в качестве вяжущего применялись цемент и известь, значительно реже – шлаки.

Несмотря на то, что наша работа посвящена исследованию влияния шлаковых вяжущих, опыт исследований, накопленный при испытаниях цементированных песков и глин, будет полезен при проведении собственных исследований.

Исследованию поведения цементированных песков посвящено достаточно большое количество работ. Эти исследования проводились с использованием различных методов испытаний: одноосного сжатия, изгиба и трехосного сжатия.

В большинстве выполненных ранее исследований грунтов, упрочненных цементом, эффект влияния количества цемента, времени выдержки и технологии смешивания на механические свойства изучался главным образом в условиях одноосного сжатия [187,188,189]. Однако известно, что напряженно-деформированное поведение упрочненного цементом грунта зависит от количества цемента и бокового обжатия (гидростатического давления) [104,130]. Опыты показывают, что прочностные характеристики грунта улучшаются с увеличением количества цемента. Однако в отношении угла внутреннего трения [81,108,197] было высказано предположение, что угол внутреннего трения не возрастает с ростом количества цемента. С другой стороны, [142,146] свидетельствуют о зависимости угла внутреннего трения от добавки цемента. Ладе и Овертон [124] предложили включить в условие прочности степень цементации. Матсуока и Сан [141] применили концепцию специальной мобилизационной плоскости для цементированных грунтов. Условие прочности содержит член, который учитывает цементацию и учитывает эффект возрастания прочности с ростом содержания цемента.

За последние годы разработано несколько моделей грунта, учитывающих эффект цементации. В работах [93, 138] предложены основы концептуальных требований для разработки определяющих уравнений (моделей грунтов) цементированных грунтов в рамках теории пластичности с упрочнением. В работе [194] представлена модель для искусственно цементированных грунтов в рамках концепции теории повреждений.

Сахена и др. [167] и Клоугх и др. [81] описали статическое поведение цементированных песков, основываясь на стандартных трехосных и одноосных испытаниях, включая испытания на изгиб. Сахена и др. [165], Асар и Эль-Тахир [63] исследовали динамические свойства песков при малых деформациях. В это же время [81,167] исследовали характеристики текучести цементированных песков, используя стандартные циклические трехосные приборы и циклические сдвиговые приборы. Все эти испытания были направлены на выявление особенностей деформирования упрочненных рыхлых песков при статических и динамических нагрузках.

Отмеченные исследования проводились в условиях осесимметричного деформирования в приборах трехосного сжатия, так называемых стабилометрах. Недостатком этих приборов является то, что в опытах невозможно нагружать цилиндрические образцы независимо по различным главным осям – среднее и наименьшее главные напряжения равны друг другу, т.е. $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Этот недостаток устранен в приборах истинного трехосного сжатия, в которых нагружение кубических образцов грунта может выполняться независимо друг от друга по различным осям, т.е. возможно напряженное состояние вида $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$. Методики подобных испытаний и конструкции приборов истинного трехосного сжатия описаны в работах А.Л. Крыжановского и Г.М. Ломизе (МГСУ) [64,98,120,125,159,168].

Реди и др. [159] провели серию испытаний в приборе истинного трехосного сжатия, нагружая образцы вдоль траектории критических напряжений в октаэдрической плоскости напряжений с цементированными и обычными песками. Прибор был оснащен датчиками силы и перемещений, информация с которых передавалась в компьютер для дальнейшей обработки.

Опыты показали, что цементированные пески показывают хрупкое поведение и значительное разупрочнение. Хрупкое поведение с разупрочнением цементированных песков было изучено в предыдущих исследованиях многих авторов в опытах с контролируемой деформацией нагружения, при использовании стандартных приборов трехосного сжатия [167]. Все образцы данной серии размером 10,2×10,2×10,2 см изготавливались в шесть слоев. При подготовке образцов определялось количество сухого цемента для каждого слоя. Вес цемента определялся в необходимых процентах по отношению к весу сухого песка. Затем навеска песка насыпалась в контейнер на цемент для каждого слоя и выполнялось перемешивание вручную до однородного состояния. Затем добавлялось 8% воды по отношению к весу в сухом состоянии смеси цемент-песок и повторно смесь перемешивали. Мокрая однородная смесь укладывалась ложкой в форму, выравнивалась и уплотнялась ручной трамбовкой до требуемой высоты. Эта процедура повторялась для каждого слоя. Все цементированные пески выдерживались 14 дней перед испытаниями, так как прочность практически не изменяется после выдержки в 10 дней [108].

В выполненных опытах все образцы подвергались водонасыщению после их размещения, в приборе используя вакуум, около – 20 кПа. Применение вакуума позволяет ускорить процесс водонасыщения образцов.

После водонасыщения образцы подвергались изотропной консолидации всесторонним давлением до стабилизации объемной деформации во времени.

После этого образцы подвергались девиаторному нагружению по заданной траектории (рис. 1.31). Скорость дренированного нагружения принималась равной 15–20 кПа каждые 5 минут, предполагая, что при этих условиях поровое давление не изменяется. Опыты имели двукратную повторяемость.

1.9.1. Виды траекторий нагружения

Опыты [107, 161, 164, 185] доказывают существенное влияние траекторий нагружения на прочностные и деформационные свойства как естественных, так и закрепленных вяжущим грунтах. Под траекторией нагружения понимается процедура создания внешней нагрузки, прикладываемой к образцу грунта. В связи с тем, что при нагружении образцов в испытательной машине мы пренебрегаем влиянием сил трения между нагрузочными плитами и торцами образца, то полагается, что испытания проводятся в главных напряжениях $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Изменяя различным образом в ходе опыта значения $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и отображая их в пространстве главных напряжений (рис. 1.26), мы получим ту или иную траекторию нагружения.

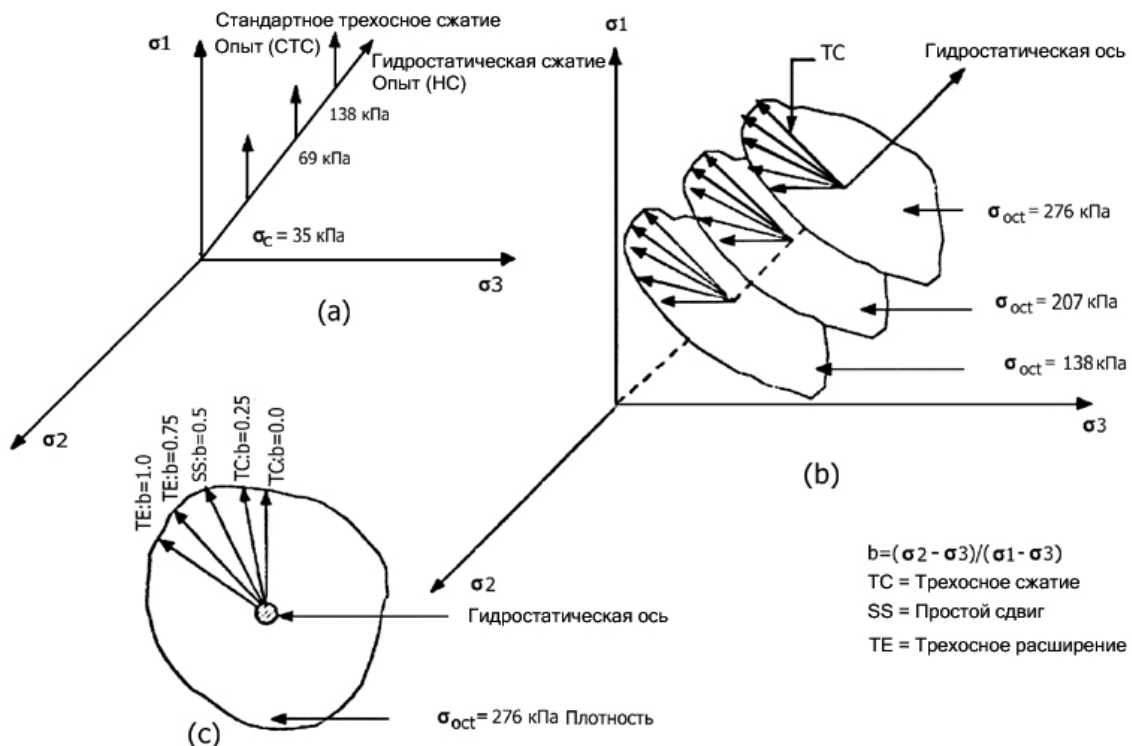


Рис. 1.26. Траектории нагружения [13]

Испытания образцов проводятся по различным траекториям нагружения, отображаемым в первом октанте пространства главных напряжений (см. рис. 1.26). Для определения влияния вяжущего на прочностные и деформационные свойства глиношлакового материала в дальнейшем нами (см. разд. 4) также были использованы следующие общепринятые траектории нагружения:

- гидростатическое сжатие (НС);
- трехосное сжатие (ТС), $b = 0$;
- трехосное расширение (ТЕ), $b = 1$,

где b – параметр вида напряженного состояния определяется из выражения

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (1.5)$$

Главные напряжения $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, или эффективные напряжения и главные деформации $(\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3)$, используются для вычисления октаэдрического касательного напряжения $(\tau_{\text{окт}})$, нормального октаэдрического напряжения $(\sigma_{\text{окт}})$ и октаэдрической деформации сдвига $(\gamma_{\text{окт}})$, а также объемной деформации (ε_v) , используя при этом следующие выражения [96, 97]:

$$\tau_{\text{окт}} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}, \quad (1.6)$$

$$\gamma_{\text{окт}} = \frac{1}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}, \quad (1.7)$$

$$\sigma_{\text{окт}} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), \quad (1.8)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3. \quad (1.9)$$

Эффективные напряжения определяются вычитанием величины порового давления u из полных главных напряжений $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ и используются при исследовании напряженно-деформированного состояния грунтов для случая полного водонасыщения и отсутствия условий дренирования.

1.9.2. Поверхность разрушения

Результаты опытов [84] приведены на рис. 1.27–1.29 для испытаний по траектории ТС, ТС и ТЕ для естественного песка (рис. 1.27,а) и цементированного песка (рис. 1.27,б). Форма поверхности разрушения для цементированного песка подобна форме поверхности разрушения для естественного песка, с тем отличием, что при введении вяжущего песок обладает возможностью воспринимать небольшие растягивающие напряжения.

На рис. 1.28 показаны те же поверхности разрушения, но с использованием первого (J_1) и второго (J_{2D}) инвариантов напряжений, которые вычисляются следующим образом:

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad (1.10)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]. \quad (1.11)$$

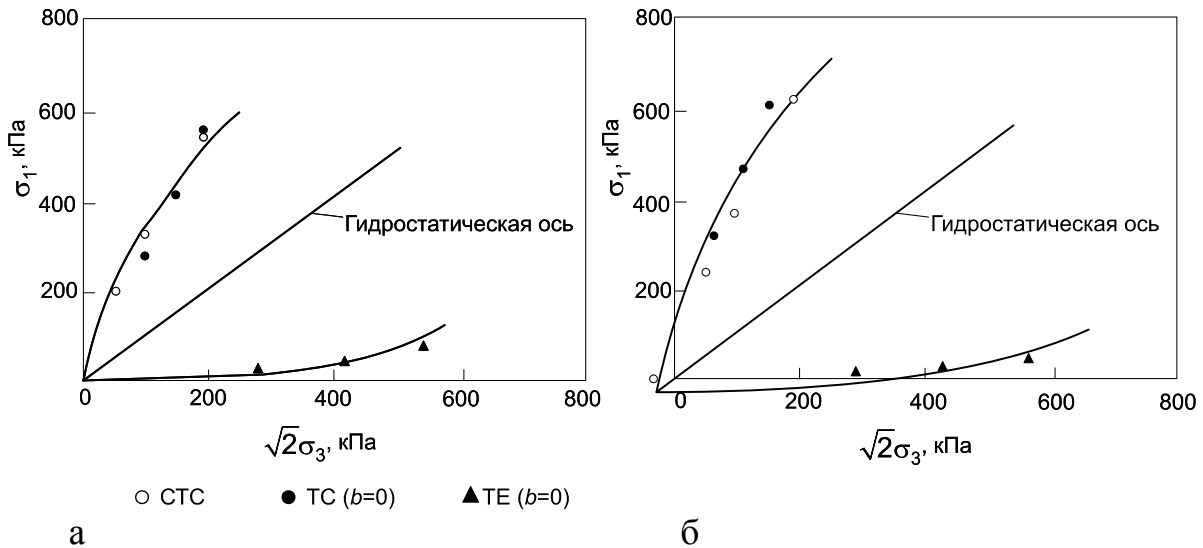


Рис. 1.27. Форма поверхности разрушения в меридиональной плоскости:
а – природный грунт; б – цементированный грунт [84]

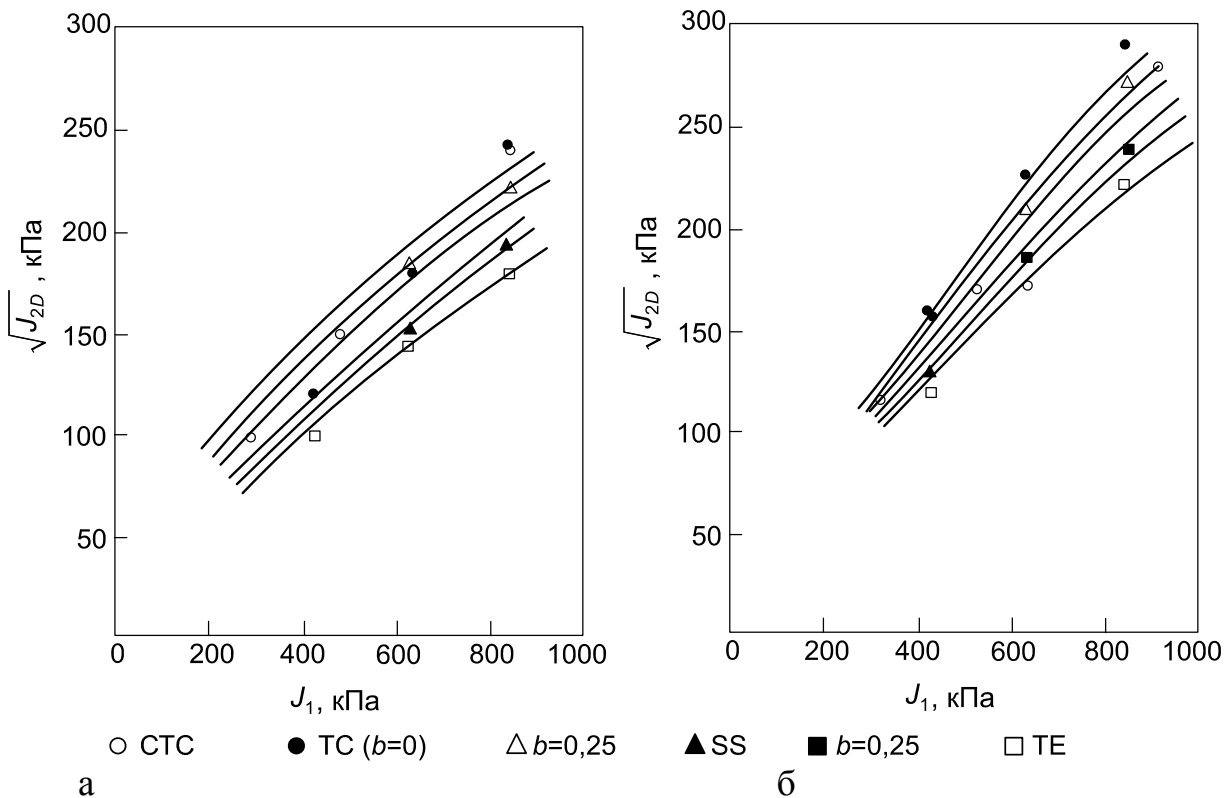


Рис. 1.28. Форма поверхности разрушения в плоскости инвариантов напряжений:
а – естественный песок; б – цементированный песок [84]

Сплошные линии на рис. 1.28 показывают поверхность разрушения Друкера – Прагера для различных траекторий нагружения. Если бы разрушение не зависело от траекторий нагружения (значения b), то все данные укладывались бы на одну поверхность разрушения Друкера – Прагера. Однако выполненные опыты показывают, что огибающая поверхностей разрушения зависит от параметра b . Поэтому критерий разрушения, использующий первый и второй инварианты напряжений, не может точно описать напряженно-деформированное состояние грунтовых материалов. Для более точного описания процесса деформирования материала в математические выражения для поверхности разрушения необходимо включить третий инвариант напряжений (J_3) в дополнение к (J_1) и (J_2).

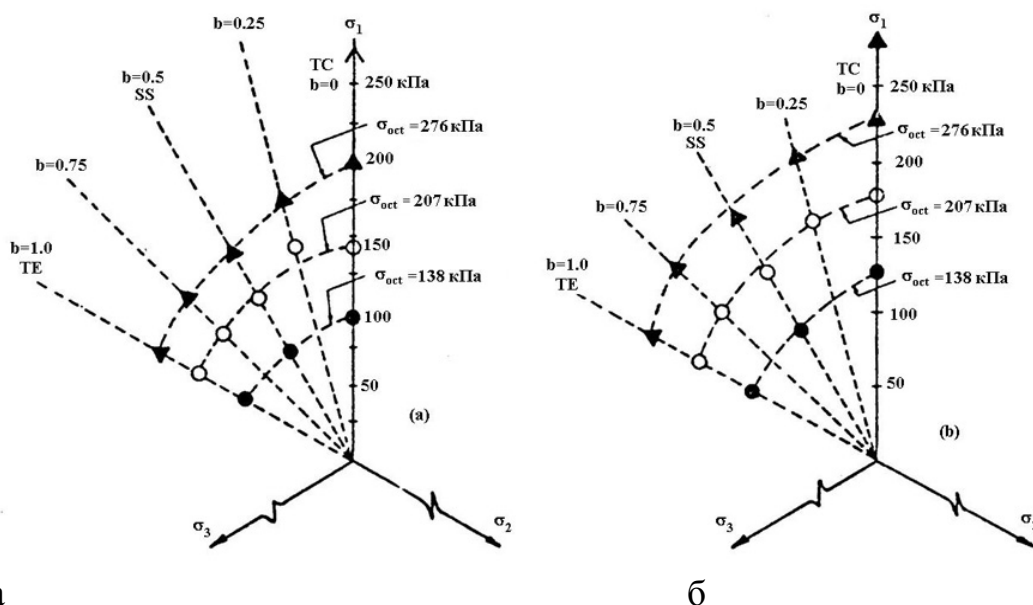


Рис. 1.29. Форма поверхности разрушения в октаэдрической плоскости:
а – естественный песок; б – цементированный песок [84]

Результаты, представленные на рис. 1.29, показывают поверхность разрушения в октаэдрической плоскости. Поверхность разрушения имеет несимметричное поперечное сечение, отличное от кругового, как у поверхности разрушения Друкера – Прагера. Если бы поверхность разрушения не зависела от вида напряженного состояния, определяемого параметром b , то она имела бы круговое поперечное сечение. Ладе и Дункан [125] обнаружили подобное явление для естественных песков и бетона в приборе истинного трехосного сжатия.

1.9.3. Зависимость прочности от траекторий нагружения

Параметрами, которые характеризуют прочность грунтов, если использовать условие прочности Мора-Кулона, являются угол внутреннего трения φ и силы удельного сцепления c . Опыты показывают, что значения угла внутреннего трения оказываются близкими для естественного и

цементированного песка. Однако в цементированном песке появляется сцепление, величина которого зависит от траектории напряжений. Значение ϕ имеет наименьшее значение при траектории ТС, затем возрастает с $b = 0$ до $b = 0,75$ и затем уменьшается как для естественного, так и цементированного песка (рис. 1.30). Величина сцепления для цементированного песка также возрастает с $b = 0$ до $b = 0,75$ и затем падает для траектории трехосного расширения.

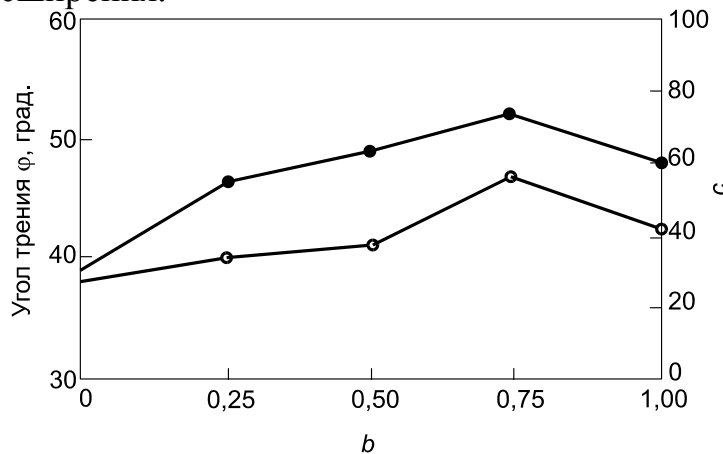


Рис. 1.30. Изменение угла внутреннего трения и сцепления от b для цементированного песка:
 ϕ – угол трения; c – сцепление [185]

1.9.4. Влияние траекторий нагружения на характер зависимости «напряжение – деформация»

На рис. 1.31 приведены зависимости октаэдрического касательного напряжения ($\tau_{\text{окт}}$) от октаэдрической деформации сдвига ($\gamma_{\text{окт}}$) для различных траекторий напряжений, полученные из результатов испытаний при среднем октаэдрическом напряжении, $\sigma_{\text{окт}} = 207$ кПа. Подобные зависимости для $\sigma_{\text{окт}} = 138$ кПа и $\sigma_{\text{окт}} = 276$ кПа приведены в работе Редди [158].

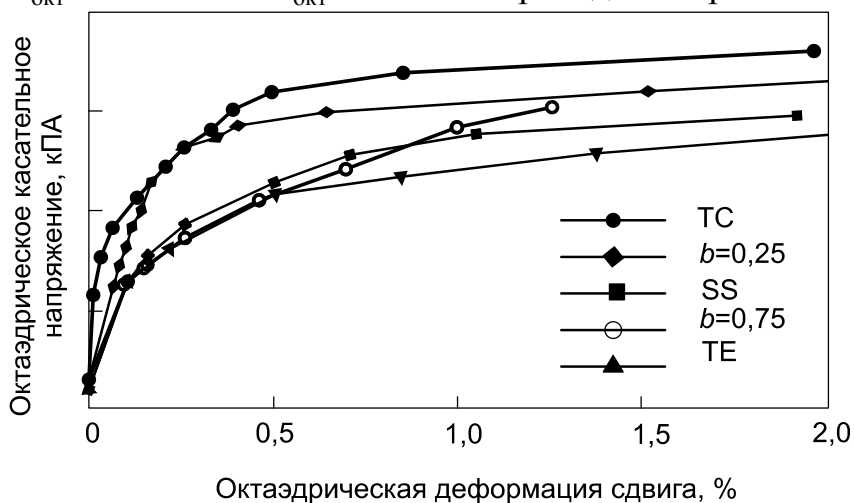


Рис. 1.31. Вид зависимостей «октаэдрическое касательное напряжение – деформация сдвига» для различных траекторий напряжений при $\sigma_{\text{окт}} = 207$ кПа [158]

Из опытов было найдено, что деформированное поведение естественного песка для различных траекторий напряжений оказывается подобным для всех исследованных значений $\sigma_{\text{окт}}$ вплоть до 45 % прочности образцов. Выше этого значения каждой траектории напряжений соответствует свое деформированное поведение песка и различные значения прочности. Для случая цементированного песка начальная жесткость значительно выше, чем для естественного песка для всех траекторий напряжений. Результаты исследований указывают на зависимость характера деформирования песка в зависимости от вида напряженного состояния.

1.9.5. Влияние траекторий напряжений на объемное поведение закрепленных грунтов

На рис. 1.32 приведены контуры объемной деформации (расширения) для цементированного песка при $\sigma_{\text{окт}} = 276$ кПа и двух значений объемной деформации. Из рис. 1.32 видно, что с ростом значения b все меньше необходимо деформации сдвига для образования одной и той же объемной деформации. Наибольшее влияние b наблюдается в интервале от 0 до 0,5, после чего эффект влияния b значительно снижается.

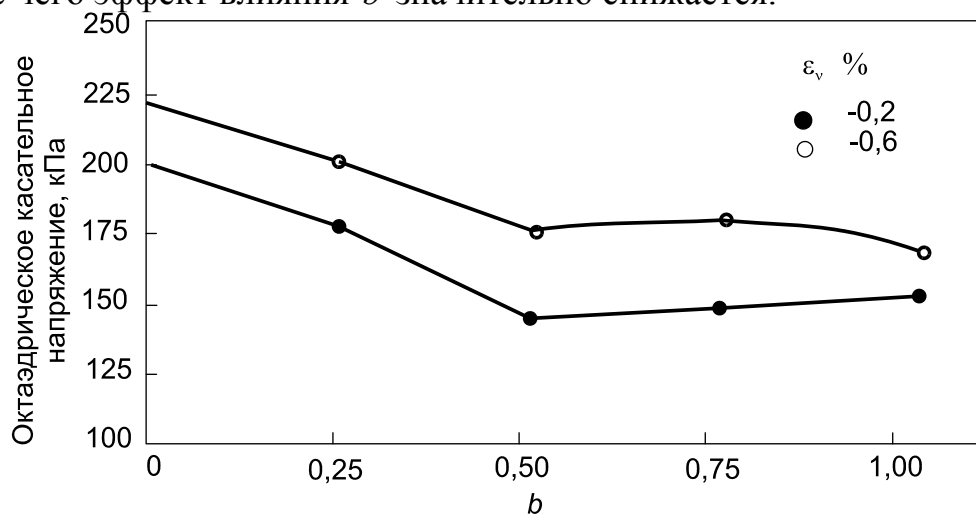


Рис. 1.32. Контуры объемной деформации при $\sigma_{\text{окт}} = 276$ кПа для цементированного песка [158]

На рис. 1.33 [158] показано изменение объемной деформации в момент разрушения для различных значений параметра b . Для низких значений $\sigma_{\text{окт}}$ эффект влияния b значителен для естественного песка, с ростом b нецементированный песок имеет большие объемные изменения при разрушении. Однако эффект b на цементированные пески незначителен, так как цементированный песок разрушается почти всегда при одной и той же объемной деформации (рис. 1.33). При больших значениях $\sigma_{\text{окт}}$ объемная деформация расширения при разрушении для цементированного песка будет несколько выше по сравнению с соответствующими значениями b

естественного песка, как показано на рис. 1.33. Из рассмотренного ясно, что влияние параметра b на объемную деформацию при разрушении уменьшается с ростом $\sigma_{\text{окт}}$ и различие в объемной деформации практически исчезает в естественном и цементированном песке с ростом $\sigma_{\text{окт}}$.

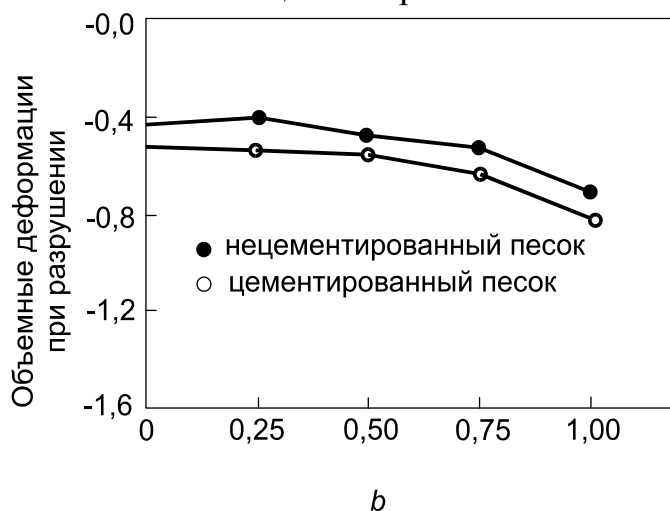


Рис. 1.33. Объемная деформация при разрушении при $\sigma_{\text{окт}} = 276$ кПа

Опыты показали, что цементированный песок имеет бóльшую дилатансию при разрушении, чем естественный песок. Прочность цементированного песка всегда выше по сравнению с естественным песком на всех траекториях напряжений.

1.10. Конструкционная прочность композитного материала на основе механогидрохимически активированных шлаков

В работах Макридина Н.И. и др. [54, 55, 56] приведено следующее определение конструкционной прочности. «...Конструкционная прочность – это комплексная характеристика, включающая сочетание критериев прочности, надежности и долговечности, которые составляют основу качества материала, изделия, конструкции и сооружения в целом...».

Здесь же отмечается, что повышения надежности бетона и эффективности конструкций на его основе можно достичь как оптимизацией его структуры, так и уточнением уже имеющихся или введением новых характеристик материала, позволяющих совершенствовать методы проектирования и расчета как конструкций, так и технологий, и, тем самым, более полно использовать конструкционные возможности бетона.

Рассмотрим возможность использования данного подхода при решении нашей задачи. Цель наших исследований состоит в улучшении физико-механических свойств слабых естественных грунтов, так, чтобы их

возможно было использовать в качестве оснований зданий и сооружений. Улучшить естественные свойства песчаных и глинистых грунтов мы предлагаем путем их смешивания с вяжущим в виде шлака и активизатора NaOH или Na_2SiO_3 . В результате мы должны получить новый искусственный материал с лучшими физико-механическими характеристиками.

Возникает первый вопрос: «Как определить, какие именно характеристики надо оптимизировать в ходе исследований и испытаний?»

Второй вопрос: «Сколько их надо определять и для чего?»

Ответ на этот вопрос можно найти в наших работах, где мы утверждаем, что любой строительный материал необходимо производить с заданными механическими свойствами. Однако мы имеем смелость добавить к этому постулату следующее. Тот или иной необходимый вид характеристик материала должен определяться не ГОСТ, а методом расчета строительных конструкций. Может вполне оказаться, что, например, испытаний на одноосное сжатие, изгиб, растяжение и сдвиг будет недостаточно, чтобы выполнить расчет напряженно-деформированного состояния строительной конструкции или основания с учетом физической и геометрической нелинейности.

Эти расчеты в настоящее время выполняются численно с использованием ЭВМ методами классической теории упругости, пластичности и ползучести. Напряженно-деформированное состояние конструкции определяется путем решения системы дифференциальных уравнений, которая состоит из: уравнений равновесия, уравнений неразрывности деформаций и определяющих уравнений.

Уравнения равновесия и кинематические уравнения не зависят от вида материала и справедливы для любой среды. Поэтому определяющим является третье уравнение, вид которого зависит от материала.

Таким образом, особенности поведения данной системы уравнений определяются определяющими уравнениями, почему они так и называются, которые описывают различные эффекты, характерные для рассматриваемого вида материала и напряженного состояния. Например, упрочнение и разупрочнение материала. Одной из первых подобных зависимостей является закон Гука.

Поэтому, если мы будем выполнять расчет строительной конструкции по упругой схеме деформирования материала, то параметрами определяющего уравнения будут модуль упругости или модуль деформации и коэффициент Пуассона. Если же мы предполагаем, что нагружение конструкции приведет к возникновению пластических деформаций, и материал будет деформироваться нелинейно, то отмеченных параметров будет недостаточно, закон Гука применим только до определенного уровня напряжений, а далее необходимо использовать иное определяющее уравнение.

Известно, что применение теории упругости к расчету строительных конструкций показывает удовлетворительные результаты только при нагрузках, не превышающих предела пропорциональности, т.е. при нагрузках, значительно ниже предельных. Фактически, линейный анализ не описывает существенное перераспределение напряжений, возникающее в области нелинейных деформаций перед разрушением, и дает заниженные значения деформации и завышенные напряжения, отсюда и внутренние усилия в конструкциях сооружений.

Выполненные в последнее десятилетие исследования показывают, что более реально описывать поведение грунтов, полагая нелинейное поведение при сжатии или сдвиге и нелинейном соотношении между объемной деформацией и приложенным давлением. Если учесть физическую и геометрическую нелинейность, можно получить различные виды определяющих уравнений, но решение системы уравнений движения становится возможным лишь с использованием вычислительной техники.

В связи с тем, что в настоящей работе не рассматриваются эффекты ползучести и вязкоползучести, в нашем распоряжении остаются два класса моделей для описания поведения грунта как материала под нагрузкой: упругая и упруго-пластическая модели.

В упругой модели напряжения являются только функцией деформации и не зависят от траектории напряжений. При использовании упруго-пластической модели предполагается линейно упругое поведение до разрушения, а определение приращения пластической деформации выполняется с использованием условий прочности (текучести) и законов течения и упрочнения. Фактически при нагружении в грунтах возникают как упругие, так и пластические деформации, причем последние зависят от траектории нагружения. Поэтому при решении уравнений движения почти всегда необходимо производить вычисления шаг за шагом, по соответствующей траектории нагружения. Решение задачи осложняется еще тем обстоятельством, что в процессе нагружения происходит смещение упруго-пластической границы, а сдвиговые пластические деформации сопровождаются остаточными объемными деформациями.

В настоящее время известно более двух десятков различных моделей, применяемых при расчете напряженного состояния грунтовых оснований, в том числе, оснований, закрепленных вяжущим [61, 93, 100, 107, 114, 124, 138, 141, 160, 192, 194].

Например, если мы используем условие прочности Мора – Кулона или Друкера – Прагера, то нам необходимо, кроме модуля деформации и коэффициента Пуассона, определить угол внутреннего трения и сцепление. Следовательно, необходимо провести испытания материала на сдвиг и определить эти параметры. В другом случае, если мы наблюдаем возникновение и образование микротрещин и магистральных трещин в закрепленном грунте, то необходимо выполнить испытания материала,

реализуя в нем растяжение, определить, например, коэффициенты интенсивности напряжений и использовать их в последующих расчетах оснований фундаментов.

Наша задача состоит в том, чтобы подобрать такую модель искусственно улучшенного грунта, которая позволила бы нам учесть в расчете ряд особенностей, характерных для нового материала, отличного от грунта и, во-вторых, учесть общие закономерности, свойственные песчаному и глинистому грунту.

В настоящей работе неупругое поведение грунта будем рассматривать в рамках физически нелинейного анализа. Эта формулировка предполагает бесконечно малые перемещения и вращения и рассматривает только нелинейное поведение материала. Геометрическая нелинейность не рассматривается.

Анализ рассмотренных исследований позволяет понять, как влияет цемент на прочностные и деформационные свойства цементированных грунтов. Однако для того, чтобы знать, какое количество вяжущего необходимо добавить к грунту для получения оптимальных прочностных и деформационных свойств, необходимо провести дополнительные исследования. Все известные исследования, часть из которых рассмотрена нами ранее, относятся к упрочнению грунтов цементом или известью, или известью совместно с цементом. В то же время известно, [57,58,59], что лучшие результаты можно получить, используя шлаковое вяжущее. В частности, важно определить, как изменяются свойства грунтов с ростом количества шлакового вяжущего. Далее, грунт имеет присущие ему особенности, такие, как возрастание прочности и снижение деформируемости с возрастанием плотности и всестороннего обжатия. Естественно, эти особенности также присущи и упрочненному грунту и будут усиливаться с количеством добавляемого вяжущего.

Во-вторых, во всех известных исследованиях не рассматривается влияние добавок к шлаковому вяжущему, оказывающему влияние на время твердения, прочность и деформируемость закрепленных грунтов. Известно также (Тимофеева О.В. [59]), что введение активизаторов в виде содощелочного сплава, силиката натрия и комплексного активизатора не дает существенного прироста прочности, а в некоторых случаях прочность даже снижается. Однако Липецкий шлак обладает выраженной способностью набирать прочность в период от 3 до 7 суток до 10 МПа. Для этого шлака становится эффективна и добавка цемента в количестве 5%, которая ускоряет начальный набор прочности, увеличивая ее через трое суток до 20 МПа. Это явление целесообразно использовать при смешивании грунтов с комбинированным вяжущим, таким как шлак, цемент и активизатор твердения в виде NaOH или NaOH + Na₂SiO₃.

В-третьих, усиление слабых естественных глинистых грунтов, используемых в дальнейшем в качестве оснований зданий и сооружений, не

требует больших значений прочности, получаемых обычно при создании строительных материалов. Модуль деформации слабых глинистых грунтов обычно составляет 3–6 МПа и, если получить усиленный грунт с приведенным модулем деформации (среднее значение между закрепленным и естественным грунтов) в 10–15 МПа, то этого будет достаточно для решения большинства практических задач строительства жилых, общественных и промышленных зданий на слабых грунтах. Следовательно, цель исследований должна заключаться не в получении композитного материала с наибольшей прочностью, на что направляются усилия большинства материаловедов, а в получении материала с заранее заданными, достаточно необходимыми физико-механическими свойствами, исходя из требований конкретных практических задач, например, в области фундаментостроения.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие основные задачи.

1. Установить закономерности формирования структуры, прочностных и деформационных свойств шлакогрунтового композиционного материала в зависимости от требований проектных решений усиления глинистых грунтовых оснований.

2. Разработать методику и комплекс приборов для определения параметров прочности и деформируемости шлакогрунтового композиционного материала.

3. Выбрать технологию усиления слабых глинистых грунтовых оснований с использованием шлакового вяжущего.

4. Оценить возможности и эффективность закрепления глинистых грунтов при проектировании оснований зданий и сооружений.

Выводы по разделу 1

1. Прочностные и деформационные свойства композитных грунтовых материалов зависят не только от состава и количества компонент, но и от вида напряженно-деформированного состояния, реализуемого в процессе испытания подобных материалов.

2. Использование шлакового вяжущего для усиления глинистых грунтовых оснований, по сравнению с цементным вяжущим, позволяет получить композитный материал с той же прочностью и деформируемостью, но с меньшим расходом вяжущего.

3. Огибающая разрушения для цементированного песка подобна огибающей разрушения для естественного песка в меридиональной (октаэдрическая плоскость) и диагональной плоскостях ($J_1 - \sqrt{J_{2D}}$). На октаэдрической плоскости огибающая поверхности разрушения имеет поперечное сечение в виде треугольника с закругленными углами (см. рис. 1.18).

Часть поверхности разрушения находится в отрицательной области пространства напряжений, что позволяет для грунта с вяжущим учитывать его способность воспринимать растягивающие напряжения.

4. Характер зависимости «касательное напряжение – деформация сдвига» различен для разных траекторий напряжений при постоянном J_1 , что проявляется в виде различной жесткости в начале деформирования и различной прочности естественных и закрепленных вяжущими грунтов. Разница в поведении может быть учтена введением в определяющее уравнение третьего инварианта напряжений.

2. МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЯ ГЛИНИСТЫХ КОМПОЗИТОВ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ УСЛОВИЯХ НАГРУЖЕНИЯ

2.1. Общие положения

В большинстве ранее выполненных исследований грунтов, упрочненных шлаком, эффекты влияния количества цемента, времени выдержки и технологии смешивания на механические свойства изучались главным образом в условиях одноосного сжатия [57,58,69]. Однако известно, что напряженно-деформированное поведение упрочненного грунта зависит не только от вида вяжущего, его количества, бокового обжатия, но и от вида силового нагружения, в связи с чем испытания следует проводить в устройствах, которые способны реализовывать различные виды напряженного состояния.

В связи с тем, что прочность глинистых композитов на основе смеси глины+шлак+активизатор является промежуточной между прочностью грунта и прочностью обычных бетонов, для определения их прочностных и деформационных свойств вполне можно использовать стандартные методы испытаний как бетонов, так и грунтов.

В дальнейшем будем называть глинистый композит на основе смеси глины+шлак+активизатор композитным материалом.

Стандартные испытания могут быть применены для определения параметров материала, таких, как прочность на сжатие и прочность на растяжение. Известно много работ, в которых приводятся результаты испытаний бетона в условиях одноосного сжатия при статическом и циклическом нагружениях. Дополнительные данные, описывающие деформируемость и прочность бетона, могут быть получены из опытов при многоосном нагружении образцов. Результаты этих экспериментальных исследований определяют полный набор данных, которые могут быть использованы при разработке моделей бетона и их проверке.

С другой стороны, в механике грунтов используются иные методы, позволяющие проводить испытания образцов грунта в условиях сложного напряженного состояния, в частности, трехосного осесимметричного сжатия или расширения. В связи с этим, в настоящей работе мы использовали как методы, применяемые при испытании бетонов, так и методы, используемые при испытании грунтов.

Рассматриваемая нами задача закрепления слабого грунтового основания глиношлаковым материалом с инженерной точки зрения может быть решена следующим образом.

1. Используя технологию глубинного смешивания (мокрый способ) и разрабатываемый композитный материал (шлакогрунт), необходимо уси-

лить слабое грунтовое основание таким образом, чтобы искусственное основание было способно обеспечить нормативную прочность и деформируемость от нагрузок проектируемого здания или сооружения.

2. Для оценки достаточности проектной прочности и деформируемости искусственного основания, в соответствии с требованиями СП 50-101-2004 [10], данное искусственное основание необходимо рассчитать по деформациям и несущей способности.

3. Расчет несущей способности и деформации искусственного основания необходимо выполнить с использованием методов СП 50-101-2004 при линейно-упругом законе деформирования основания или с использованием численных методов при нелинейном законе деформирования основания.

4. Для выбранных методов расчета необходимо провести испытания композитного материала с целью определения параметров законов прочности и деформирования при упругом и неупругом поведении материала.

5. Используя принятый метод расчета и найденные параметры, определить несущую способность или деформации искусственного основания.

6. В том случае, если расчетной прочности и жесткости искусственного основания недостаточно, необходимо изменить свойства композитного материала и повторить работу по п. 1–5.

В соответствии с требованиями СП 50-101-2004, для расчета оснований по несущей способности и деформациям необходимо определить физико-механические параметры искусственно улучшенного грунта, приведенные в табл. 2.1.

Т а б л и ц а 2.1

Физико-механические параметры

Вид расчета	Плотность, ρ , г/см ³	Модуль деформации, E_o , МПа	Модуль упругости, E , МПа	Коэф. Пуассона, ν	Модуль Объемного сжатия, K , МПа	Модуль сдвига G , МПа	Угол внут. трения, град.	Силы сцепления, кПа
Несущая способность	+						+	+
Деформации	+	+	+	+	+	+		
Нелинейный расчет	+	+	+	+	+	+	+	+

Расчет грунтовых естественных, а также и искусственно улучшенных оснований выполняется с использованием различных теорий деформирования. Каждая из обсуждаемых ниже теорий использует параметры, определяемые из опытов с образцами тех или иных материалов.

В нашем случае это грунты естественного сложения и глиношлаковый материал, используемый для улучшения их естественных механических свойств.

В табл. 2.1 приведены параметры, необходимые для расчета несущей способности и деформации оснований, если используются аналитические решения, приведенные в СП 50-101-2004. Эти решения позволяют выполнить расчеты в предположении линейно-упругого поведения грунтов основания при условии ограничения степени развития пластических деформаций глубиной одной четвертой от ширины фундамента. Наблюдения за зданиями и опыт строительства показывают, что естественные грунты, а тем более усиленные грунты, могут выдержать большие нагрузки, с большей степенью развития пластических деформаций. Однако в этом случае методы СП 50-101-2004 не применимы и приходится использовать нелинейную механику и численные методы расчета, в частности, метод конечных элементов. Поэтому, если использовать нелинейные решения, то потребуется определять дополнительные параметры, не включенные в табл. 2.1. Вид и количество этих параметров определяются принятыми условиями прочности материала (Мора – Кулона, Друкера – Прагера, Сам – Слай, Сир и т.д. [13]). Например, в программных комплексах LS-DYNA и ANSYS [68,131] используется более 200 моделей материалов, включая отмеченные условия прочности.

Наиболее простой моделью, которая описывает прочность материалов, является условие прочности Мора-Кулона, включающее только два параметра: угол внутреннего трения φ и силы удельного сцепления c :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c . \quad (2.1)$$

Как видно из (2.1), в этом уравнении отсутствуют параметры, контролирующие прочность грунта на растяжение, так как большинство грунтов, за исключением скальных, на растяжение не работает. В то же время, закрепленные вяжущим грунты уже обладают определенной прочностью на растяжение. Учитывая это обстоятельство, поведение указанных материалов необходимо исследовать не только в области действия сжимающих, но и растягивающих напряжений. Грунты – на действие сжимающих напряжений, а глиношлаковый материал – на действие как сжимающих, так и растягивающих напряжений. Для расчета оснований с учетом растягивающих напряжений, например, с использованием гипотезы раскрытия магистральных трещин, необходимо определить дополнительные параметры, которые называются коэффициентами интенсивности напряжений. Эти параметры приведены в табл. 2.2. Методика определения параметров трещиностойкости приведена в ГОСТ 29167-91 [5].

В табл. 2.1, 2.2 не входят параметры, определяемые при испытании бетонов, за исключением модуля упругости E , и коэффициента Пуассона ν . Этими параметрами, определяемыми по ГОСТ 10180 – 90 [1], ГОСТ 24452-80 [4], являются: прочность на одноосное сжатие R ; прочность на

осевое растяжение R_t ; прочность на растяжение при раскалывании R_{tt} ; прочность на растяжение при изгибе R_{tf} и призмная прочность $R_{тп}$.

Т а б л и ц а 2.2

Параметры, управляющие развитием трещин в материалах

Особенности поведения	Наименование параметров
Образование и развитие трещин при упругом и упруго-пластическом поведении материала	K – коэффициент интенсивности напряжений; K_c – критический коэффициент интенсивности напряжений при максимальной нагрузке; K_i – статический критический коэффициент интенсивности напряжений; K_c^* – условный критический коэффициент интенсивности напряжений; K_{ij} – текущие значения коэффициентов интенсивности напряжений при поэтапном равновесном нагружении образцов; J -интеграл

Несколько параметров последней группы ($R_{тп}$, R_t , R_{tt}) используются на практике при расчете прочности сечения бетонных конструкций фундаментов, балок, колонн и т.п., т.е. элементов строительных конструкций СНиП 2.03.01-84* [9]. Это призмная прочность $R_{тп}$ и прочность на осевое растяжение R_t . Эти параметры не используются при проектировании усиленного основания и будут применены нами лишь для определения изменения прочности композитного материала во времени: 7, 14 и 28 суток.

Таким образом, для решения задачи проектирования искусственных оснований необходимо вначале выбрать теорию деформирования и модель материала, а затем определить из опытов необходимые параметры, используемые в этих теориях.

Рассмотрим наиболее часто применяемые теории деформирования материалов, в которых используются параметры, определяемые из опытов.

2.2. Некоторые теории деформирования материалов

В одном из первых исследований бетона в условиях сжатия [53] Н.В.Столяровым была предложена степенная зависимость деформации от напряжений вида

$$\varepsilon = \alpha \sigma^m, \quad (2.2)$$

где коэффициенты α и m определялись опытным путем, но не являлись физическими константами. Позже было предложено для этой же цели

использовать выражение, аналогичное по форме зависимости, описывающей релаксирующую модель Максвелла. Это уравнение имеет вид:

$$\sigma = R(1 - e^{-mt}), \quad (2.3)$$

где R – конечная прочность бетона на сжатие; t – время нагружения; m – коэффициент, равный 1000.

Как было отмечено Бергом О.Я. [12], все последующие предложения были направлены на выбор параболической или иной зависимости, которая в общем виде может быть выражена уравнением:

$$\sigma = f(\varepsilon)_{\varepsilon=0} + \varepsilon f^1(\varepsilon)_{\varepsilon=0} + \frac{\varepsilon^2}{2} f^2(\varepsilon)_{\varepsilon=0} + \dots \quad (2.4)$$

Если ограничиться двумя первыми членами ряда, получится зависимость, предложенная Гуком.

В 1946 году Шейкин А.Е. [60] предложил уравнение диаграммы сжатия бетона, полученное аналитическим путем на базе предпосылок, полученных на основе наблюдений за реальным поведением материала, а именно, предполагалось, что деформации ползучести бетона прямо пропорциональны напряжениям, возникающим в нем и времени действия нагрузки:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \alpha \sigma^2, \quad (2.5)$$

где E – начальный модуль упругости бетона; α – параметр, зависящий от свойств бетона.

В работе Малашкина Ю.Н. [28] на основании проведенных многочисленных опытов на двух- и трехосное сжатие образцов из бетонов различных марок, были получены зависимости обобщенного модуля упругости от интенсивности напряжений в следующем виде:

$$E = E_0 e^{-n\sigma_i/R_b}, \quad (2.6)$$

где E_0 – начальный модуль бетона; $n = e^{-0,025R_b - 0,348}$; σ_i – интенсивность напряжений; R_b – прочность бетона при осевом сжатии.

Зависимость (2.6) справедлива при значениях интенсивности напряжений, меньших интенсивности напряжений (σ_i), соответствующей границе микротрещинообразования бетона (σ_{im}), которую Малашкин Ю.Н. рекомендует определять из эмпирической формулы

$$\sigma_{it} = R_t = 2,43\sigma_3 / (0,36 + \sigma_3 / R_b), \quad (2.7)$$

здесь $R_t = (0,0012R_b + 0,381)R_b$ – граница микротрещинообразования бетона. При $\sigma_i > \sigma_{it}$ обобщенный модуль упругости определяют из выражения

$$E = E_{от} e^{-\eta(\sigma_i - \sigma_{iRt})/R_b}, \quad (2.8)$$

где

$$E_{от} = 3514R_b; \quad \eta = 4,61e^{-2,211\sigma_3/R_b}. \quad (2.9)$$

Результаты расчетов, выполненных с использованием (2.6)–(2.8), показали удовлетворительное совпадение с экспериментом, тем не менее, все коэффициенты в выражениях (2.6) и (2.8) не имеют физического смысла и являются эмпирическими.

Для описания деформирования бетонов получено множество подобных (2.2)–(2.5) функциональных зависимостей [16]. Для грунтов наиболее широко применяется зависимость, предложенная Дунканом – Ченгом [88]. Они предложили гиперболическую зависимость между напряжениями и деформациями для грунтов и бетонов, полученную из испытаний в условиях трехосного сжатия, вида:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1}, \quad (2.10)$$

где σ_1 и σ_3 являются наибольшим и наименьшим главными напряжениями, ε_1 – вертикальная деформация, a и b – константы грунта, определяемые экспериментально. Константа a – обратная величина начальному модулю упругости E при малых деформациях и b – обратная величина асимптотического (предельного) значения разности главных напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, которая связана с прочностью материала.

Учитывая недостатки феноменологического подхода к описанию поведения бетона, многие исследователи старались применить для этой цели ту или иную теорию, в частности, теорию пластичности, получившую широкое применение при исследовании напряженно-деформированного состояния различных материалов.

Рассмотренные зависимости (2.1)–(2.10) используются для определения деформаций в бетонных или железобетонных конструкциях. В том случае, если необходимо исследовать напряженно-деформированное состояние конструкций вплоть до разрушения, вводится ограничение деформирования материалов с использованием условий прочности. Нагрузка, соответствующая пределу прочности, называется предельной и определяется с использованием условий прочности, а деформации – с использованием теории пластичности.

На рис. 2.1 показана зависимость деформации с ростом напряжения. Как видно из рис. 2.1, при определенном уровне напряжений зависимость $\varepsilon = f(\sigma)$ становится нелинейной и материал деформируется далее неупруго с возникновением остаточных деформаций.

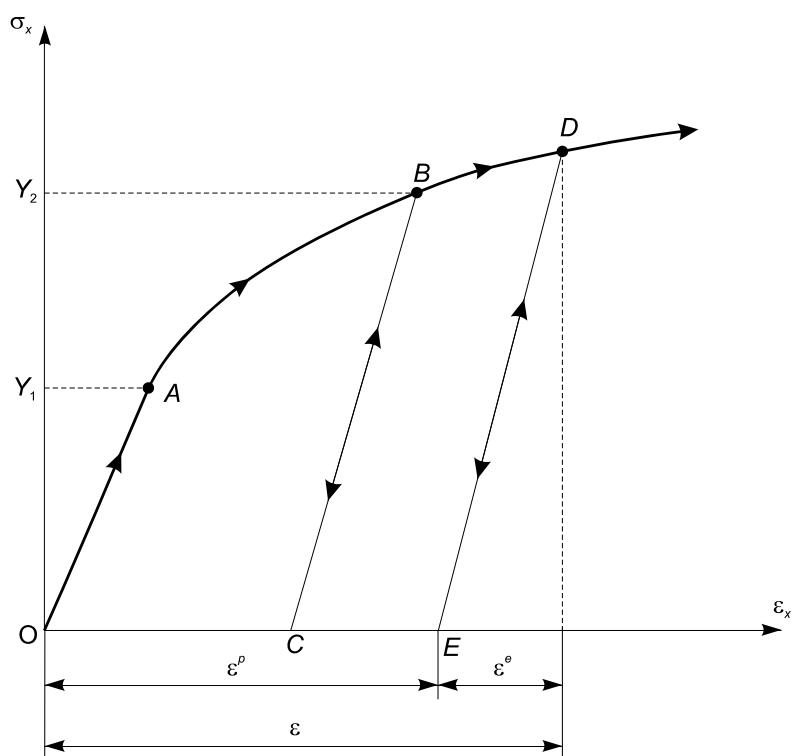


Рис. 2.1. Упругая и остаточная – пластическая деформации

На участке OA (рис. 2.1) зависимость линейная, поведение материала линейно-упруго, точка A соответствует уровню напряжений, при котором начинается пластическое деформирование, т.е. деформирование с возникновением остаточных деформаций. Величину остаточной деформации можно получить, разгрузив исследуемый материал до нуля по траектории BC или DE. Полная деформация на цикле: нагрузка OAB, разгрузка BC, повторная нагрузка CBD определяется выражением

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p, \quad (2.11)$$

где ε^e – упругая деформация; ε^p – пластическая или остаточная деформация. Доля упругой деформации незначительна и для большинства незакрепленных грунтов менее 1–5%, поэтому природные грунты даже при небольших напряжениях показывают неупругое поведение.

Уровень напряжений, при котором начинается неупругое деформирование материала, определяется с использованием **условий текучести** по терминологии, принятой в теории пластичности, или **условий прочности**, как это принято называть в механике твердого тела [11].

В общем виде условие прочности (текучести) записывается в форме

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \text{const} = k. \quad (2.12)$$

Таким образом, условие текучести характеризует напряженно-деформированное состояние, при котором завершается упругое деформирование и начинается неупругое деформирование материала. Причем, разрушения материала может еще и не быть.

Напротив, в механике сыпучей среды под пределом прочности понимается такое состояние, при котором материал разрушается полностью. Одним из подобных условий прочности является условие прочности Мора-Кулона. Фактически условие текучести и условие прочности совпадают в момент разрушения грунта.

$$f = c - \sigma_n \operatorname{tg} \varphi - \tau = 0, \quad (2.13)$$

где τ – касательное напряжение на плоскости сдвига; σ_n – нормальное напряжение; φ – угол внутреннего трения; c – силы сцепления.

Согласно критерию Мора – Кулона, разрушение материала наступает для всех состояний напряжений, для которых наибольшие круги напряжений касаются огибающей предельного состояния. Это означает, что промежуточное главное напряжение σ_2 не влияет на прочность материала.

Параметры φ и c , называемые параметрами прочности, могут быть определены из испытаний на прямой срез или трехосное сжатие (см. подразд. 2.7.1, 2.7.3).

Критерий прочности (2.13), выраженный через главные напряжения, имеет вид

$$f = 2c \cos \varphi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - (\sigma_1 - \sigma_3) = 0. \quad (2.14)$$

Поверхность текучести данного критерия прочности в пространстве главных напряжений представляет собой неправильную шестигранную пирамиду (рис. 2.2 а). Ось пирамиды совпадает с осью гидростатического давления ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

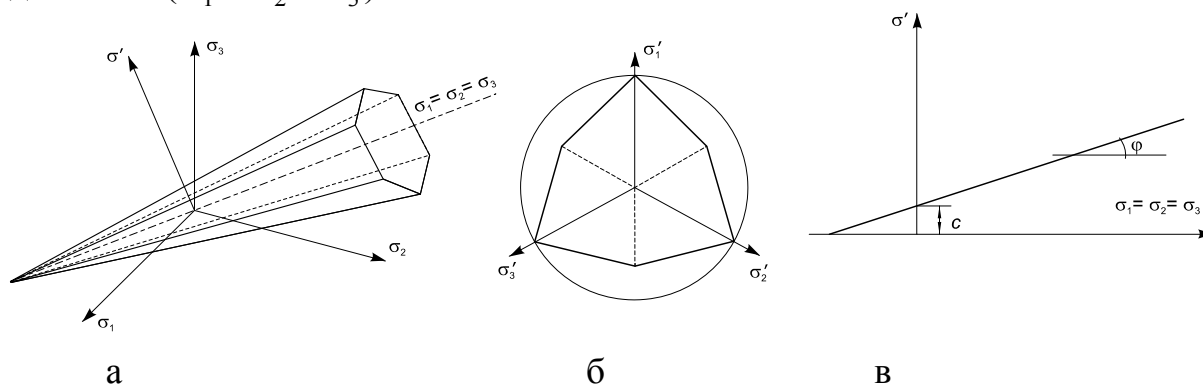


Рис. 2.2. Поверхность текучести Мора-Кулона в пространстве главных напряжений (а); б и в – сечения вдоль и перпендикулярно оси гидростатического давления $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, соответственно

В условии прочности Мора – Кулона (2.14) не учитывается влияние среднего главного напряжения на прочность материала. Этот недостаток впервые был преодолен в работе Друкера – Прагера, которые ввели зависимость прочности от среднего напряжения в условии прочности

Мизеса. Поверхность текучести, соответствующая условию прочности Друкера – Прагера, показана на рис. 2.3.

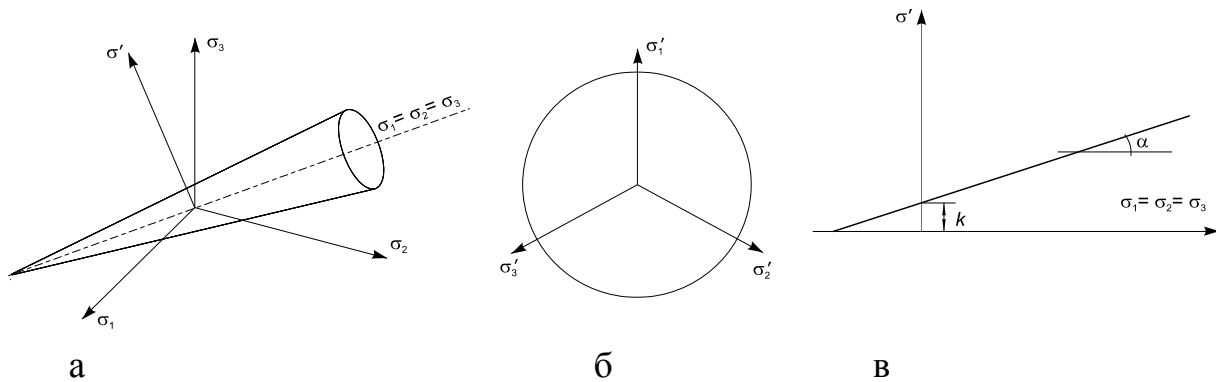


Рис. 2.3. Поверхность текучести Друкера-Прагера в пространстве главных напряжений (а); б и в – сечения вдоль и перпендикулярно оси гидростатического давления $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, соответственно

Используя инварианты напряжений J_1 и J_2 , условие прочности Друкера – Прагера может быть представлено в виде

$$F(J_1, J_2) = \sqrt{J_2} - \alpha J_1 - k = 0, \quad (2.13)$$

где два параметра α и k характеризуют свойства материала и могут быть определены из результатов испытаний. Когда $\alpha = 0$, условие прочности представляет собой условие прочности Мизеса; первый (J_1) и второй (J_2) инварианты напряжений, находятся из выражений [11]:

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad (2.14)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]. \quad (2.15)$$

Как видно из рис. 2.3, поверхность текучести Друкера – Прагера в пространстве главных напряжений представляет собой правильный круговой конус относительно оси гидростатического давления, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$.

Параметры α и k можно выразить через параметры c и φ , входящие в условие прочности Мора-Кулона следующим образом:

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}. \quad (2.16)$$

В этом случае поверхность Друкера – Прагера описывает поверхность Мора-Кулона. При испытании образцов материалов в условиях трехосного сжатия данное предельное состояние наступает, когда траектория нагружения достигает одного из внешних углов пирамиды Мора – Кулона (рис. 2.3б).

Если параметры α и k связать с c и φ следующим образом:

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}, \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}, \quad (2.17)$$

то поверхность текучести Друкера – Прагера будет вписана внутрь поверхности Мора – Кулона. При испытании образцов грунта в условиях трехосного сжатия данное предельное состояние наступает, когда траектория нагружения достигает одного из внутренних углов пирамиды Мора – Кулона.

Условие прочности Друкера – Прагера учитывает эффект гидростатического давления. Однако, как и в условии прочности Мора – Кулона, предельная огибающая в меридиональной плоскости (рис. 2.3 в) является прямой и применение данного условия прочности также ограничено гидростатическим давлением, при котором можно пренебречь кривизной предельной огибающей. Следом поверхности в девиаторной плоскости (плоскость перпендикулярная оси гидростатического давления (рис. 2.3 б)) является окружность, что не согласуется с результатами опытов для песчаных и глинистых грунтов. В отличие от условия прочности Мора – Кулона в условии прочности Друкера-Прагера учитывается промежуточное главное напряжение, однако в этом случае необходимо при опытном определении параметров α и k учитывать реальную траекторию нагружения грунта в основании проектируемого сооружения.

Таким образом, для решения поставленной задачи необходимо не только исследовать свойства нового материала, но и определить его характеристики, необходимые для расчета напряженно-деформированного состояния оснований зданий и сооружений. Этими характеристиками являются параметры моделей поведения материалов под нагрузкой. Вид модели материала определяется классом решаемых прикладных задач, некоторые из которых приведены в табл. 2.4. В наших исследованиях мы выбрали три группы моделей. Первая группа моделей описывает нелинейно-упругое поведение материалов с использованием зависимостей вида (2.2)–(2.10). Вторая группа моделей, определяющая прочность материалов, это условие прочности, подобное условию прочности Мора – Кулона. Третья группа моделей – это модели, подобные Сар-моделям [131,137], – позволяют выполнять расчеты напряженно-деформированного состояния не только при упругом, но и неупругом поведении материалов с упрочнением и разупрочнением.

Для оценки момента зарождения и развития трещин используются коэффициенты интенсивности напряжений. В табл. 2.2, 2.3, 2.4 приведены характеристики исследуемого материала, которые должны быть определены экспериментально.

Т а б л и ц а 2.3

Классы решаемых задач

Вид решаемой задачи	Поведение материала	Вид определяющих уравнений
Определение напряжений и деформаций при упругом поведении материала конструкций	Упругое поведение	Закон Гука
Определение напряжений и деформаций при нелинейно-упругом поведении материала конструкций	Нелинейно-упругое	Зависимости вида (3.2)-(3.10)
Расчет несущей способности	Разрушение	Условия прочности
Расчет конструкций с развитием пластических деформаций	Нелинейно-упругое с упрочнением и разупрочнением	Модели материалов
Расчет конструкций с возникновением трещин	Упругое с разрывами	Закон Гука и коэффициенты интенсивности напряжений

Т а б л и ц а 2.4

Характеристики материалов, определяемые из опытов

Поведение материала	Определяемые характеристики	Методы определения	
		Грунты	Бетоны
Упругое и нелинейно-упругое	E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона	ГОСТ 12248-96	ГОСТ 25485-89
Упруго-пластическое	E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона; α , m – коэффициенты уравнений	ГОСТ 12248-96	ГОСТ 25485-89
	Условие прочности Мора-Кулона: φ – угол внутреннего трения; c – силы удельного сцепления	ГОСТ 12248-96	Нормативного метода нет
Упругое с образованием трещин	K – коэффициенты интенсивности напряжений (см. табл. 3.2)	-	ГОСТ 29167-91

2.3. Методы испытаний материалов при определении их прочностных и деформационных свойств

Процесс использования уже известных решений при проектировании искусственных оснований может быть существенно облегчен, если определен физический механизм поведения композитного материала. Качественная и количественная стороны физического механизма поведения композитного материала могут быть определены в ходе его испытания как при простых, так и сложных траекториях нагружения (см. подразд. 1.9.1).

В связи с тем, что прочность проектируемого композитного шлако-грунтового материала является промежуточной между прочностью грунта и прочностью обычных бетонов, то для его испытания вполне можно использовать известные методы, применяемые как для бетонов, так и для грунтов. Так как массив закрепленного грунта состоит из столбов композитного материала (см. разд. 5), находящихся в грунте природного состояния, то для испытаний грунта следует использовать методы, применяемые при проведении инженерно-геологических изысканий.

Стандартные испытания могут быть применены для определения параметров материала, таких, как прочность на сжатие и прочность на растяжение. Известно много работ, в которых приводятся результаты испытаний бетона в условиях одноосного сжатия при статическом и циклическом нагружении. Дополнительные данные, описывающие деформируемость и прочность бетона, могут быть получены из опытов при многоосном нагружении образцов. Результаты этих экспериментов определяют полный набор данных для разработки моделей бетона и их проверки.

С другой стороны, в механике грунтов используются иные методы, позволяющие проводить испытания образцов грунта в условиях сложного напряженного состояния, в частности, трехосного осесимметричного сжатия или расширения. Поэтому в настоящей работе мы используем как методы, применяемые при испытании бетонов, так и методы, используемые при испытании грунтов. При прочности композитного материала не более 5–10 МПа для испытаний образцов композитного материала в условиях сложного напряженного состояния можно использовать приборы для испытания грунтов.

2.4. Требования к испытательному оборудованию и образцам материала

При определенном уровне нагружения бетон показывает как упрочнение, так и разупрочнение. Для того чтобы правильно оценить поведение бетона в течение всего процесса деформирования, необходимо, чтобы силовое оборудование отвечало некоторым критериям. Для испытания разупрочняющихся материалов этих критериев требуется значительно больше, чем для упрочняющихся материалов. В частности, необходимо, чтобы были удовлетворены следующие требования:

1. Нагружение образцов должно выполняться в перемещениях с заданной скоростью деформации;
2. Прикладываемая скорость нагружения должна быть адекватна той, которую испытывает реальная конструкция;
3. Жесткость испытательной рамы должна исключать ее деформацию так, чтобы она не оказывала влияния на деформацию образца;

4. Условия испытания должны реализовывать однородное деформирование образца.

Для удовлетворения последнего условия в большинстве случаев просто увеличивают высоту образца так, чтобы в центральной части выполнялись условия однородного деформирования [128]. В некоторых случаях для создания однородного поля деформаций нагрузочные штампы изготавливают из гибких «щетин» или вводят смазку на поверхности контакта образца и полированных жестких штампов (нагрузочных плит).

2.5. Измерительно-вычислительный комплекс для определения прочностных и деформационных свойств глинистых композитов

Развитие научных исследований привело к необходимости измерять и контролировать различные физические величины в реальном масштабе времени. Для этого используются измерительные системы.

Измерительные системы – это совокупность функционально объединенных средств измерений, средств вычислительной техники и вспомогательных устройств, соединенных между собой каналами связи, предназначенными для выработки сигналов измерительной информации о физических величинах, свойственных данному объекту, в форме, удобной для автоматической обработки, передачи и (или) использования в автоматических системах управления [52].

Одной из разновидностей измерительных систем является измерительно-вычислительный комплекс (ИВК) – функционально объединенная совокупность средств измерений, компьютеров и вспомогательных устройств, предназначенная для выполнения конкретной измерительной задачи.

С целью проведения комплекса испытаний для определения параметров моделей различных материалов, был разработан измерительно-вычислительный комплекс ИВК «АСИС», который включен в Государственный реестр РФ и является средством измерения. Структурная схема ИВК «АСИС» показана на рис. 2.5.

В состав ИВК может входить произвольное число приборов для испытания материалов (табл. 2.5). Количество и типы приборов зависят от вида модели материала, так как для определения параметров моделей материалов приходится применять различные виды приборов и методы испытаний. Испытания проводятся в автоматическом режиме по заданной программе с последующей обработкой полученных результатов. Для этой цели написаны программы для управления испытаниями, хранения данных испытаний и последующей их обработки.

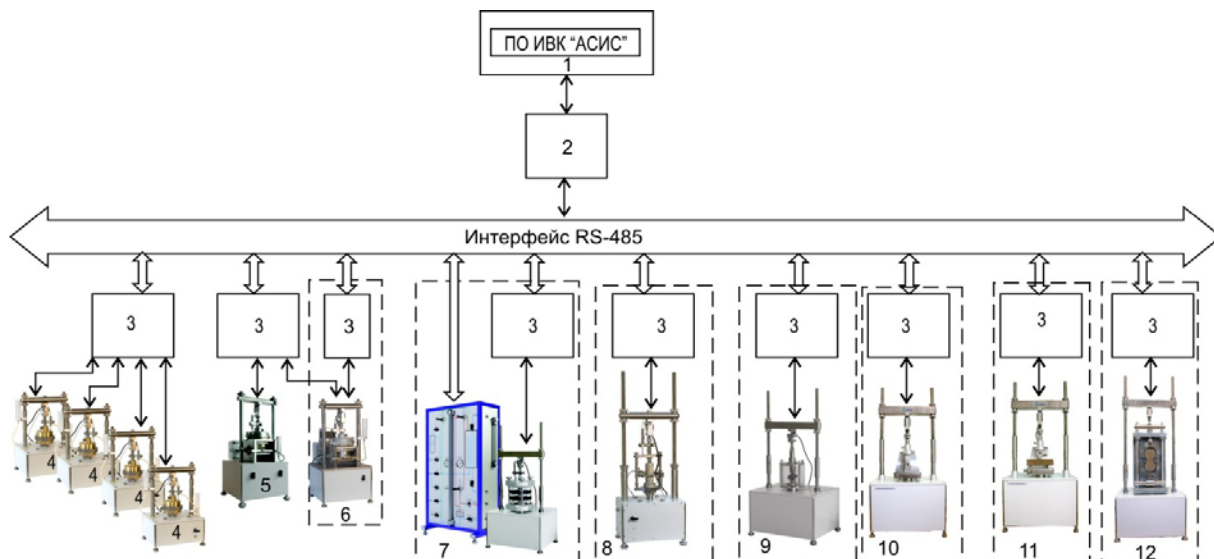


Рис. 2.5. Структурная схема измерительно-вычислительного комплекса АСИС:

1 – персональный компьютер; 2 – преобразователь интерфейса; 3 – блоки электронные; 4 – компрессионные приборы; 5-6 – приборы одноплоскостного сдвига; 7 – прибор трехосного сжатия; 8 – прибор одноосного сжатия; 9 – прибор одноосного растяжения; 10 – прибор для испытания материалов на растяжение раздавливанием; 11 – прибор для испытания призм на изгиб; 12 – прибор для испытания образцов на прямое растяжение

Т а б л и ц а 2.5


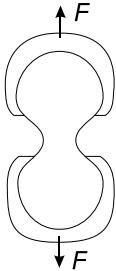

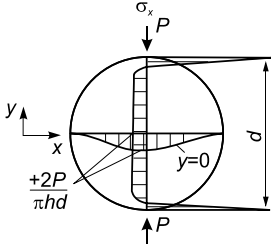

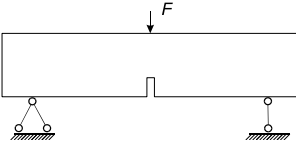

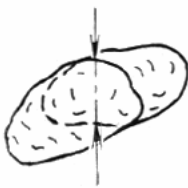
Приборы, входящие в состав ИВК «АСИС» для определения механических характеристик материалов в лабораторных условиях


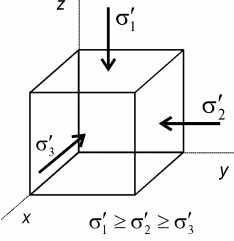
Тип прибора	Схема нагружения	Определяемые характеристики, ГОСТ
1 	2 	3 ГОСТ 12248-96. Грунты: R – предел прочности на одноосное сжатие; c_u – недренированная прочность; E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона ГОСТ 10180-90. Бетоны: R – прочность на сжатие; R_t – прочность на растяжение; R_{II} – прочность на растяжение при раскалывании ГОСТ 24452-80. Бетоны: E – модуль упругости; $R_{пр}$ – призмная прочность; μ – коэффициент Пуассона

Продолжение табл. 2.5

1	2	3
<p>Сжатие в условиях одномерной деформации</p> 		<p>ГОСТ 12248-96. Грунты: E_{oed} – модуль деформации; c_v, c_α – коэффициенты первичной и вторичной, компрессии; σ_{\square} – давление предварительного уплотнения; C_s, C_c, C_p – коэффициенты компрессии; ξ_o – коэффициент бокового давления</p>
<p>Трехосное сжатие</p> 		<p>ГОСТ 12248-96. Грунты: c', φ, ψ' – параметры прочности; c_u – недренарованная прочность; E_{TC} – модуль деформации; E_{ETC} – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона; G – модуль сдвига; K – модуль объемного сжатия Испытания при: $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ $\sigma_1 \leq \sigma_2 = \sigma_3$</p>
<p>Испытания в условиях прямого сдвига</p> 		<p>ГОСТ 12248-96. Грунты: c_{DS}, φ_{DS} – параметры прочности в полных напряжениях; c_{rest}, φ_{rest} – остаточные значения параметров прочности</p>
<p>Испытания на растяжение при изгибе</p> 		<p>ГОСТ 10180-90. Бетоны: R – прочность на сжатие; R_t – прочность на растяжение; ГОСТ 25485-89. Бетоны E – модуль упругости при сжатии и растяжении; R_{bt} – прочность на растяжение при изгибе</p>

Продолжение табл. 2.5

1	2	3
<p>Испытания на прямое растяжение</p> 		<p>ГОСТ 10180-90. Бетоны: R_t – прочность на растяжение ГОСТ 29167-91. Бетоны: R_{bt} – прочность на осевое растяжение</p>
<p>Испытания на растяжение при раскалывании</p> 		<p>ГОСТ 10180-90. Бетоны: R_{tt} – прочность на растяжение при раскалывании</p>
<p>Испытания с целью определения характеристик трещиностойкости</p> 		<p>ГОСТ 29167-91. Бетоны: K_{ij} – коэффициенты интенсивности напряжений</p>
		<p>ГОСТ 5180-75. Породы горные: σ_{\square} – предел прочности на одноосное растяжение</p>

1	2	3
<p>Испытания в условиях истинного трехосного сжатия</p> 		<p>Исследование напряженно-деформированного поведения материалов в условиях независимого действия главных напряжений</p> $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$

В программную подсистему ИВК «АСИС» входят системное и общее прикладное программное обеспечение, в совокупности образующие математическое обеспечение ИВК АСИС. Системное программное обеспечение представляет собой совокупность программного обеспечения компьютера (операционная система WINDOWS или любая другая), используемого в ИВК «АСИС», и дополнительных программных средств, позволяющих работать в диалоговом режиме; управлять измерительными компонентами; обмениваться информацией внутри подсистем комплекса; проводить диагностику технического состояния. Программное обеспечение представляет собой взаимодействующую совокупность подпрограмм, реализующих:

- типовые алгоритмы эффективного представления и обработки измерительной информации, планирования эксперимента, управление процессом нагружения образцов в различных испытательных устройствах, в том числе и приборах, которые показаны в табл. 2.5, 2.6.






- архивирование данных измерений;

- метрологические функции ИВК АСИС (аттестация, поверка и т.п.).

На ИВК в целом и на ряд приборов для испытаний материалов получены патенты [34–48] и освоено их производство на предприятии ООО «НПП «Геотек» (www.geotek.ru).

Таблица 2.6

Виды оснастки для испытания строительных материалов

Тип оснастки	Конструкция	ГОСТ
Испытания на сжатие кубических образцов		ГОСТ 310.4-81
Испытания на изгиб по трем точкам		ГОСТ 310.4-86 ГОСТ 29167-91 ГОСТ 12801-98
Испытания на изгиб по четырем точкам		ГОСТ 10180-90
Испытания на раскалывание		ГОСТ 21153.3-85 ГОСТ 10180-90 ГОСТ 12801-98
Испытания на прямое растяжение		ГОСТ 10180-90

2.6. Параметры строительных композитов, определяемые методами стандартных испытаний

Для определения параметров, характеризующих деформационные и прочностные свойства строительных композитов, в том числе и бетона, в России используется ряд методов, которые приведены в ГОСТ 10180-90 [1], ГОСТ 24452-80 [4], ГОСТ 29167-91 [5]. Поведение бетона исследуется в условиях одноосного сжатия, растяжения или изгиба.

При испытании на сжатие используются кубические образцы с длиной ребра от 100 до 300 мм. Для обычных бетонных смесей размеры образца значительно больше размеров заполнителя, и можно считать, что напряженное состояние распределяется равномерно среди составляющих композита. Однако трение на границе штамп-образец приводит к возникновению неоднородной деформации в образце. Влияние трения также нельзя исключить, если испытания проводить с цилиндрическими образцами по методу ГОСТ. ГОСТ 10180-90 рекомендует использовать образцы с диаметром от 100 до 300 мм и высотой, равной двум диаметрам образца. Фактически, ГОСТ 10180-90 не требует исключения трения в ходе испытаний. Подобное существует и в американском стандарте ASTM C39 [135].

Прочность бетона на сжатие согласно ГОСТ 10180-90 определяют по формуле

$$R = \alpha \frac{F}{A} k_w, \quad (2.18)$$

где F – разрушающая нагрузка, Н; A – площадь рабочего сечения образца, см²; k_w – поправочный коэффициент для ячеистого бетона, учитывающий влажность образцов в момент испытания.

ГОСТ 24452-80 рекомендует определять модуль упругости бетона из испытаний образцов квадратного сечения или цилиндрах круглого сечения с отношением высоты к ширине (диаметру), равным 4. Ширина (диаметр) образцов должна приниматься равной 70, 100, 150, 200 или 300 мм в зависимости от назначения и вида конструкций и изделий.

Для проведения испытаний в условиях одноосного сжатия был разработан прибор, который позволяет проводить испытания цилиндрических сплошных образцов материалов до нагрузки 50 кН с измерением осевой деформации в диапазоне 0-25 мм, а радиальной деформации в диапазоне 0-10 мм. Общий вид прибора одноосного сжатия показан в табл. 2.6. Прибор одноосного сжатия входит в состав измерительно-вычислительного комплекса «АСИС-1» [25], что позволяет проводить испытания в автоматическом режиме с управлением процессом силового нагружения и обработкой результатов испытаний. Подробное описание данного прибора можно найти на сайте www.geotek.ru.

Для изучения влияния размеров отношения диаметра к высоте образца на прочность и деформируемость были проведены контрольные испытания шлакогрунтовых образцов различной высоты. Выполненные исследования подтвердили тот известный факт [157], что если в опытах использовать более длинные образцы, то можно добиться того, что в середине образца на длине 1/3 высоты бетон будет испытывать только сжатие, и деформация в этой части будет однородной. Поэтому было предложено измерять осевую деформацию не на полной базе образца, а в его центральной части. Для этого в конструкцию прибора введен дополнительный датчик осевой деформации, размещенный в центральной части образца на специальных зажимах (рис. 2.7). За измеряемую базу принимается расстояние, равное 1/3 высоты образца материала.



Рис. 2.7. Измерение осевой и радиальной деформации в центральной части образца

Результаты испытаний показывают (рис. 2.8), что величина предельной нагрузки (прочности) практически не зависит от измеряемой базы, но оказывает существенное влияние на определяемый модуль упругости.

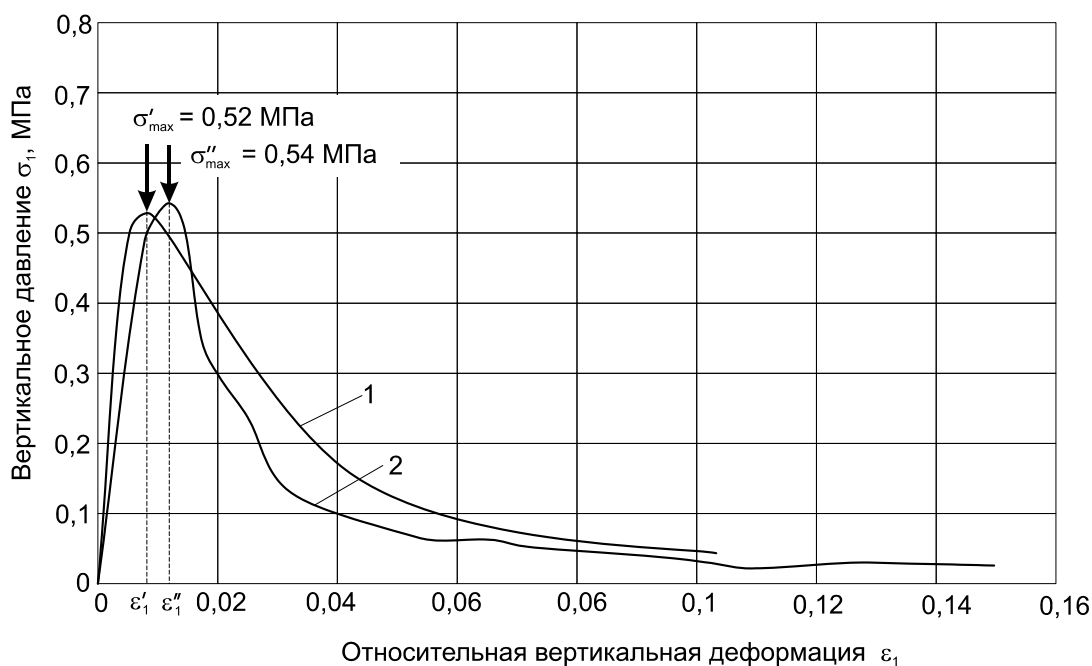


Рис. 2.8. Результаты испытаний образцов с измерением деформации в центральной части (1) и на полной базе (2)

Модуль упругости E вычисляют для каждого образца при уровне нагрузки, составляющей 30% от разрушающей, по формуле

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}, \quad (2.19)$$

где σ_1 – приращение осевого напряжения от условного нуля до уровня внешней нагрузки, равной 30% от разрушающей; ε_{1y} – приращение упруго-мгновенной относительной продольной деформации образца.

Некоторые исследователи полагают, что упругий модуль для бетона имеет разные значения в опытах при сжатии и растяжении. Это объясняется различным характером развития микротрещин при сжатии бетона и растяжении. Различия существуют также и в граничных условиях образцов при испытании на сжатие и растяжение. При испытании на сжатие возникает трение на границе «штамп – образец», а при испытании на растяжение граничные условия зависят от схемы захватов испытательной машины (жесткая, гибкая, шарнирная).

При отсутствии экспериментальных данных, модуль упругости может быть определен через прочность бетона на сжатие из выражения

$$E = 33\gamma^{1,5}R^{0,5}, \quad (2.20)$$

где E – модуль упругости, кПа; γ – плотность бетона, кг/м³; R – прочность бетона на сжатие, кПа.

Испытания в условиях одноосного сжатия позволяют определить также и коэффициент Пуассона. Коэффициент Пуассона может быть определен экспериментально измерением поперечной деформации стандартных цилиндрических образцов, подверженных сжимающей нагрузке. Типичные значения коэффициента Пуассона для бетона 0,15–0,20.

По ГОСТ 24452–80 коэффициент Пуассона рекомендуется вычислять для каждого образца при уровне нагрузки, составляющей 30% от разрушающей, по формуле

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_2}{\Delta\varepsilon_1}, \quad (2.21)$$

где $\Delta\varepsilon_2$ – приращение упруго-мгновенной относительной поперечной деформации образца, соответствующее уровню нагрузки 30% от предельной. На рис. 2.7. показано устройство для измерения радиальной деформации ε_2 .

Исследования показывают, что значения коэффициента Пуассона для бетона находятся в интервале 0,15–0,20, и эта величина трудно связывается с другими свойствами материала. Коэффициент Пуассона уменьшается с ростом прочности бетона, увлажнения и при динамическом нагружении. Несмотря на зависимость коэффициента Пуассона от отмеченных

факторов, на основе большого количества опытов предложена следующая эмпирическая формула:

$$\nu = 4,5 \times 10^{-7} \gamma^{1,75} R^{0,5}, \quad (2.22)$$

где ν – коэффициент Пуассона; γ – плотность бетона, кг/м^3 ; R – прочность бетона на одноосное сжатие, кПа.

В работе Митчелла и др. [143] прочность на одноосное сжатие закрепленного цементом грунта предлагается определять из выражения

$$R(t) = R_u(t_0) + K \log t/t_0, \quad (2.23)$$

где $R_u(t)$ – прочность на одноосное сжатие спустя t дней, кПа; $R_u(t_0)$ – прочность на одноосное сжатие спустя t_0 дней, кПа; $K = 480A_w$ – для гранулированных грунтов и $70A_w$ для мелкозернистых грунтов; A_w – содержание цемента, в процентах по массе; t – текущее время.

Согласно ГОСТ 10180–90, испытания бетона на растяжение проводятся по трем схемам:

- на растяжение при изгибе (рис. 2.9);
- на растяжение при раскалывании (рис. 2.10);
- на осевое растяжение (рис. 2.11).

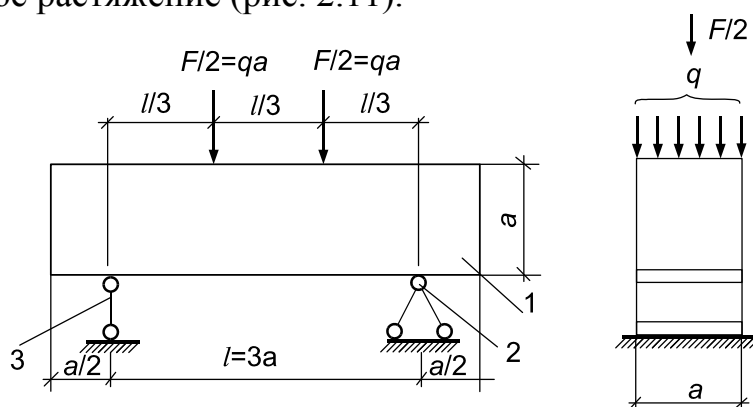


Рис. 2.9. Схема испытания образца бетона на изгиб:
1 – образец; 2 – шарнирно неподвижная опора; 3 – шарнирно подвижная опора

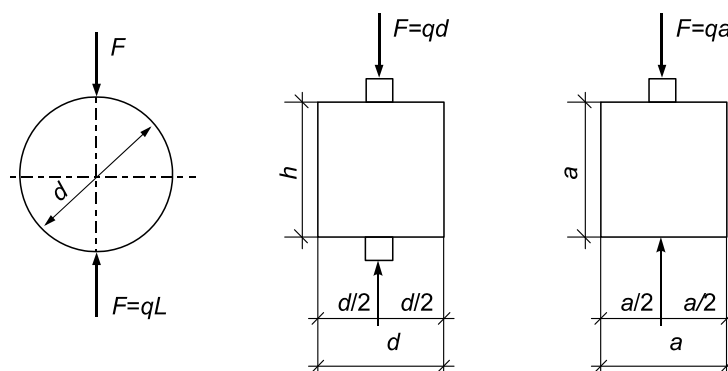


Рис. 2.10. Схемы испытания образцов бетона на растяжение при раскалывании

Прочность бетона на растяжение определяют по формулам (ГОСТ 10180-90):

на осевое растяжение

$$R_t = \beta \frac{F}{A} k_w; \quad (2.24)$$

на растяжение при раскалывании

$$R_{tt} = \gamma \frac{2F}{\pi A} k_w; \quad (2.25)$$

на растяжение при изгибе

$$R_{tf} = \delta \frac{Fl}{ab^2} k_w, \quad (2.26)$$

где F – разрушающая нагрузка; A – площадь поперечного сечения образца; a , b , l – соответственно ширина, высота поперечного сечения призмы и расстояние между опорами при испытании образцов на растяжение при изгибе, мм (см); α , β , γ , δ – масштабные коэффициенты для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы; k_w – поправочный коэффициент для ячеистого бетона, учитывающий влажность образцов в момент испытания.

Для испытания образцов бетона на прямое (осевое) растяжение требуется специальное оборудование (ГОСТ 10180-90) и конструкция захватов образцов.

Между прочностью бетона на осевое растяжение и прочностью бетона при изгибе существует соотношение вида СЕВ-FIP Model Code, 1993 [82]:

$$R_t = R_{tt} [2,0(h/h_0)^{0,7}/1 + 2,0(h/h_0)^{0,7}], \quad (2.27)$$

где h – длина образца, мм; $h_0 = 100$ мм.

Прочность бетона, определенная при изгибе, оказывается выше прочности бетона при осевом растяжении.

Испытания на растяжение при раскалывании проводят по трем схемам (рис. 2.10), прикладывая распределенную нагрузку к противоположным длинным сторонам стандартного цилиндра (рис. 2.10 а) или по направлению короткой стороны прямоугольной призмы (рис. 2.10 б). Результатом подобного нагружения является возникновение достаточно неоднородного поля растягивающих напряжений, распределенных вдоль диаметра цилиндра между приложенными нагрузками. Прочность на растяжение, найденная из данных испытаний, оказывается выше прочности на осевое растяжение на 10–15%.

Между прочностью бетона на растяжение, найденной по схеме раскалывания, и прочностью бетона на сжатие существует зависимость вида:

$$R_{tt} = 1,38 R^{0,69}. \quad (2.28)$$

Согласно стандарту [82], прочность бетона на осевое растяжение находится в интервале

$$0,95(R/R_0)^{2/3} \leq R_t \leq 1,85(R/R_0)^{2/3}, \quad (2.29)$$

где R_t – прочность бетона на осевое растяжение, МПа; R – прочность бетона на сжатие, МПа; $R_0 = 10$ МПа.

Энергия диссипации в течение хрупкого разрушения бетона может быть использована как свойство материала в качестве одного из параметров модели бетона [29,32,49]. Эта энергия, соответствующая моменту разрушения бетона, определяет величину энергии, необходимую для распространения трещины на единицу длины. Согласно ГОСТ 29167-91, энергетическими характеристиками бетона являются: W_m – энергозатраты на процессы развития и слияния микротрещин до формирования магистральной трещины статического разрушения, МДж; W_e – энергозатраты на упругое деформирование до начала движения магистральной трещины статического разрушения, МДж; W_l – энергозатраты на локальное статическое деформирование в зоне магистральной трещины, МДж.

В этом методе испытания проводятся с надрезанными балочными образцами по равновесной и неравновесной схеме нагружения. Нагрузка прикладывается непрерывно со скоростью 0,02–0,2 мм/с, при этом время испытаний должно быть не менее 1 мин.

Характеристику трещиностойкости K_c^* (условный критический коэффициент интенсивности напряжений, МПа·м^{0,5}) по результатам неравновесных испытаний для прямоугольных образцов определяют по зависимости:

$$K_c^* = \frac{3F_c^* L_0}{2b^{1/2}t} \sqrt{a_0 b} (1,93 - 3,07\lambda + 14,53\lambda^2 - 25,11\lambda^3 + 25,8\lambda^4), \quad (2.30)$$

где F_c – нагрузка, соответствующая статическому началу движения магистральной трещины при неравновесных испытаниях, МН; L_0 – расстояние между опорами, м; a – размер разреза, м; b – высота образца, м; t – ширина образца, м; $\lambda = (a_0 + a_{0l})/b$ – относительная длина начального надреза.

В опытах с надрезанными образцами при нагружении с постоянной скоростью обеспечивается постоянная скорость раскрытия трещины. Таким образом, предполагается, что вся деформация образца при нагрузке сверх максимальной (запредельное состояние) является результатом раскрытия трещины. Для бетона средней плотности величина энергии разрушения изменяется от 0,090 МПа/мм до 0,230 МПа/мм. Отсутствует явная корреляция между энергией разрушения и прочностью бетона на сжатие или растяжение, хотя опыты показывают для бетона с базальтовым заполнителем значительно большее значение энергии разрушения по сравнению с известняком.

2.7. Параметры грунта, определяемые методами стандартных испытаний

Все рассмотренные ранее методы испытаний применяются к «жестким» материалам, в том числе и бетонам. Прочность бетона на сжатие изменяется от нескольких десятков до сотен МПа. Упрочненный грунт обладает значительно меньшей прочностью, не более 5 МПа. Поэтому к грунтошлаковому материалу можно применить и те методы испытаний, которые используются при исследовании механических свойств грунтов. Данное предложение вполне справедливо, так как грунтошлаковый материал, в зависимости от количества вяжущего, может иметь прочность от нескольких МПа до нескольких десятков и даже сотен МПа [59]. В связи с тем, что для закрепления грунтов основания нам необходима прочность не более 5 МПа, то вполне возможно использовать класс оборудования, разработанный нами для испытаний материалов, прочность которых не превышает 20–25 МПа.

Согласно ГОСТ 12248–96, испытания образцов грунта для определения характеристик прочности и деформируемости немерзлых пылевато-глинистых грунтов проводятся с использованием следующих методов:

- одноосного сжатия;
- компрессионного сжатия;
- одноплоскостного среза;
- трехосного сжатия.

2.7.1. Метод одноплоскостного среза

Испытание грунта методом одноплоскостного среза проводят для определения следующих характеристик прочности: сопротивление грунта срезу τ , угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c для песков (кроме гравелистых и крупных), глинистых и органоминеральных грунтов.

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в одноплоскостных срезных приборах с фиксированной плоскостью среза путем сдвига одной части образца относительно другой его части касательной нагрузкой при одновременном нагружении образца нагрузкой, нормальной к плоскости среза. Конструкция прибора приведена на рис. 2.11.

Испытания образцов грунта проводят по двум режимам нагружения сдвигающей нагрузкой. В первом случае применяется статическое нагружение ступенями с выдержкой на каждой ступени до условной стабилизации деформаций (см. рис. 2.11 а). Во втором случае применяется кинематическое нагружение непрерывно с заданной скоростью движения срезной коробки прибора (см. рис. 2.11 б).

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c определяют как параметры линейной зависимости из условия прочности Кулона

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (2.31)$$

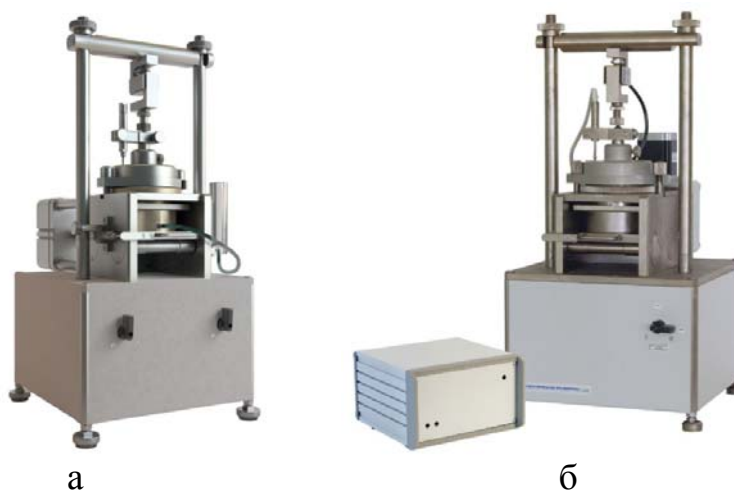


Рис. 2.11. Приборы для испытания материалов на сдвиг: а – статическое нагружение; б – нагружение с заданной скоростью деформации сдвига (Патенты № 64310, 66389 [34,48])

2.7.2. Метод компрессионного сжатия

Испытание грунта методом компрессионного сжатия проводят для определения следующих характеристик деформируемости: коэффициента сжимаемости m_0 , модуля деформации E , структурной прочности на сжатие p_{str} .

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в компрессионных приборах – одометрах (рис. 2.12), исключая возможность бокового расширения образца грунта при его нагружении вертикальной нагрузкой.

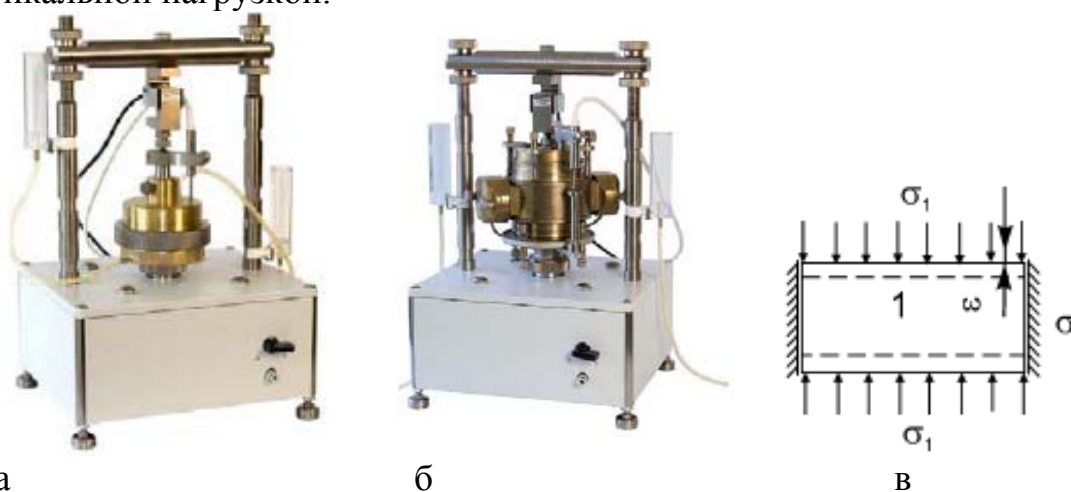


Рис. 2.12. Приборы для испытания материалов в условиях невозможности бокового расширения без измерения (а) и с измерением боковых напряжений (б); в – схема нагружения образца (патенты № 64958, 92958, 86199, 2416081, 2423682 [36,37,38,43,47])

По вычисленным значениям строят график зависимости $\varepsilon = f(p)$.

Модуль деформации E , МПа, в интервале давлений p_i и p_{i+1} вычисляют с точностью 0,1 МПа по формулам:

$$E = \frac{p_{i+1} - p_i}{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i} \beta, \quad (2.32)$$

где ε_i и ε_{i+1} – значения относительного сжатия, соответствующие давлениям p_i и p_{i+1} ; β – коэффициент, учитывающий отсутствие поперечного расширения грунта в компрессионном приборе и вычисляемый по формуле

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}, \quad (2.33)$$

где ν – коэффициент поперечной деформации, определяемый по результатам испытаний в приборах трехосного сжатия.

2.7.3. Метод трехосного сжатия

Испытание грунта методом трехосного сжатия проводят для определения следующих характеристик прочности и деформируемости: угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c , сопротивления недренированному сдвигу c_u , модуля деформации E и коэффициента поперечной деформации ν .

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в приборе трехосного сжатия (рис. 2.13), дающих возможность

бокового расширения образца грунта в условиях трехосного осесимметричного статического нагружения при $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$, где σ_1 – максимальное главное напряжение; $\sigma_2 = \sigma_3$ – минимальные, они же промежуточные, главные напряжения. Схема испытаний показана на рис. 2.17.

Испытания в условиях трехосного сжатия проводятся с целью определения параметров прочности и деформируемости, которые приведены в табл. 2.6. В зависимости от вида определяемого параметра принимается тот или иной тип испытаний.



Рис. 2.13. Прибор трехосного сжатия (патенты № 85167, 64648 [39,40])

Т а б л и ц а 2.6

Тип и условия испытаний, определяемые параметры

Тип испытаний	Применяемые стандарты	Условия испытаний	Определяемые параметры
Неконсолидированно-недренированные (НН испытания)	ГОСТ 12248-96, ASTM D 2850, BS 1737-7, ISO 17892-8	Без измерения порового давления	Недренированная прочность c_u
Консолидированно-недренированные (КН испытания)	ГОСТ 12248-96, ASTM D 4767, BS 1737-8	С измерением или без измерения порового давления	Параметры прочности в полных или эффективных напряжениях: φ, c, φ', c'
Консолидированно-дренированные (КД испытания)	ГОСТ 12248-96, ISO 17892-9	Без измерения порового давления	Параметры прочности в полных напряжениях: φ, c . Модуль упругости и модуль общей деформации: E_e, E

Испытания в условиях трехосного сжатия проводятся с образцами грунта цилиндрической формы диаметром 38 или 50 мм при высоте 76 и 100 мм, соответственно. Образец грунта помещается внутрь резиновой оболочки толщиной 0,3 мм в случае испытания мелкозернистого песка и однородных глинистых грунтов. При испытании крупнозернистого песка, гравия или глинистых грунтов с наличием включений применяют резиновую оболочку толщиной 0,6 мм. В обоих случаях при обработке результатов испытаний учитывается сопротивление резиновой оболочки растяжению путем корректировки осевого напряжения σ_1 .

Схема рабочей камеры прибора трехосного сжатия и схема испытаний показаны на рис. 2.14, 2.15 соответственно.

Модуль деформации E , МПа, и коэффициент поперечной деформации ν определяют при испытаниях (или этапах испытаний), проведенных при постоянном значении всесторонних напряжений σ_3 ($\Delta\sigma_3 = 0$), и вычисляют по формулам:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}; \quad (2.34)$$

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1}, \quad (2.35)$$

где $\Delta\sigma_1$ – приращение напряжений σ_1 в заданном диапазоне; $\Delta\varepsilon_1$ и $\Delta\varepsilon_3$ – приращение относительных вертикальной и поперечной деформаций образца.

Если известно значение θ (см. рис. 2.14 в), то могут быть найдены напряжения τ и σ_n . В некоторых случаях из опытов трудно найти угол наклона θ плоскости сдвига, так как в образце не образуется видимой плоскости сдвига, образец деформируется в виде «бочки» (рис. 2.16). В этом случае за предельную нагрузку принимается значение, соответствующее 20 % от вертикальной деформации.

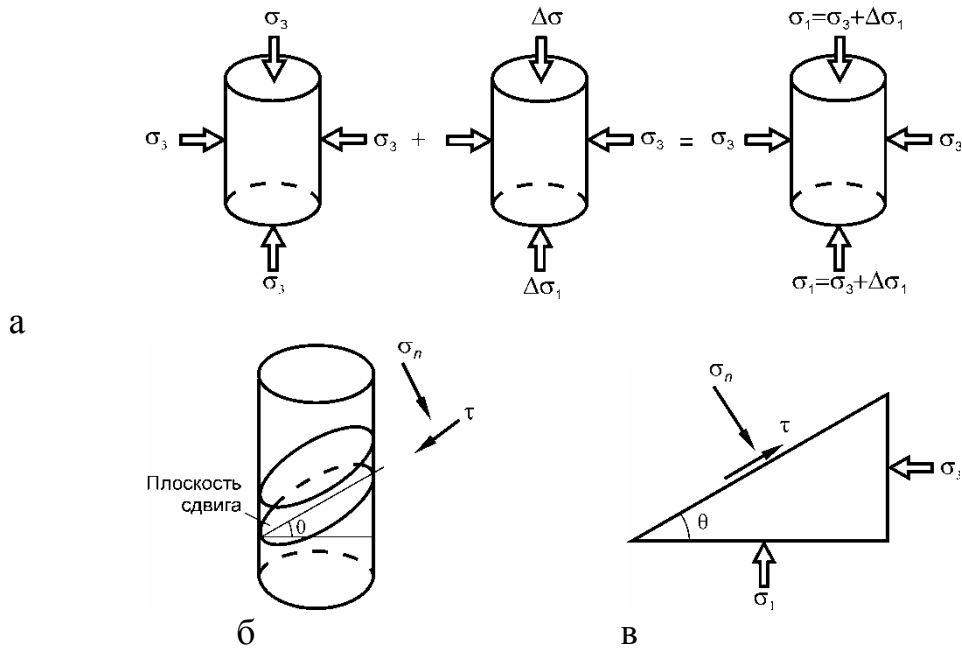


Рис. 2.14. Предварительное гидростатическое обжатие образца и добавочное нагружение внешней нагрузкой (а); наклонная плоскость сдвига (б, в)

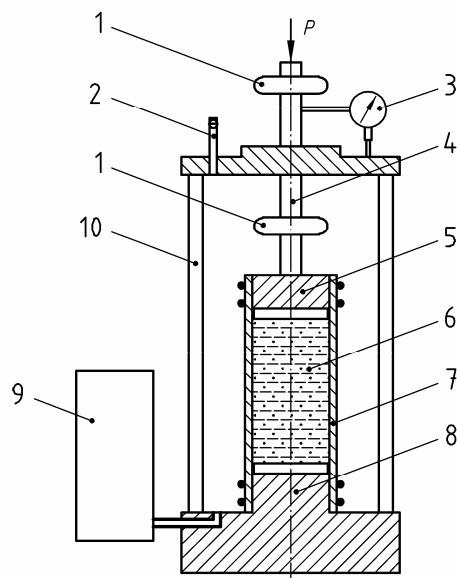


Рис. 2.15. Схема рабочей камеры прибора трехосного сжатия:
 1 – держатель датчика перемещений; 2 – клапан для перелива жидкости;
 3 – датчик перемещений; 4 – шток; 5 – штамп; 6 – образец материала;
 7 – резиновая оболочка; 8 – основание; 9 – регулятор давления;
 10 – цилиндрическая оболочка камеры давления

Если на график нанести все значения τ и σ_n для каждого угла θ от 0 до 90° , то получим круг радиусом $0,5(\sigma_1 - \sigma_3)$ с центром $\tau=0$ и $\sigma_n = 0,5(\sigma_1 + \sigma_3)$. Этот круг называется кругом напряжений Мора (рис. 2.17). Касательная к кругу Мора, построенная с использованием предельного значения напряжения σ_1 , является предельной прямой. Для случая материалов, обладающих структурными связями, необходимо построить не менее двух предельных кругов Мора (рис. 2.17), т.е. провести опыты при различных значениях бокового давления σ_3 .

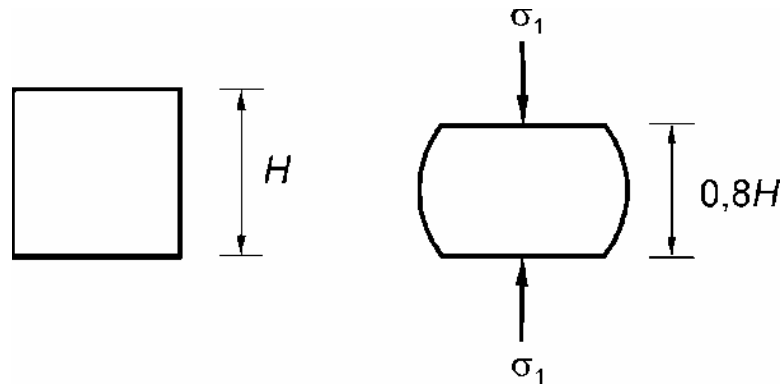


Рис. 2.16. Разрушение в виде «бочки»

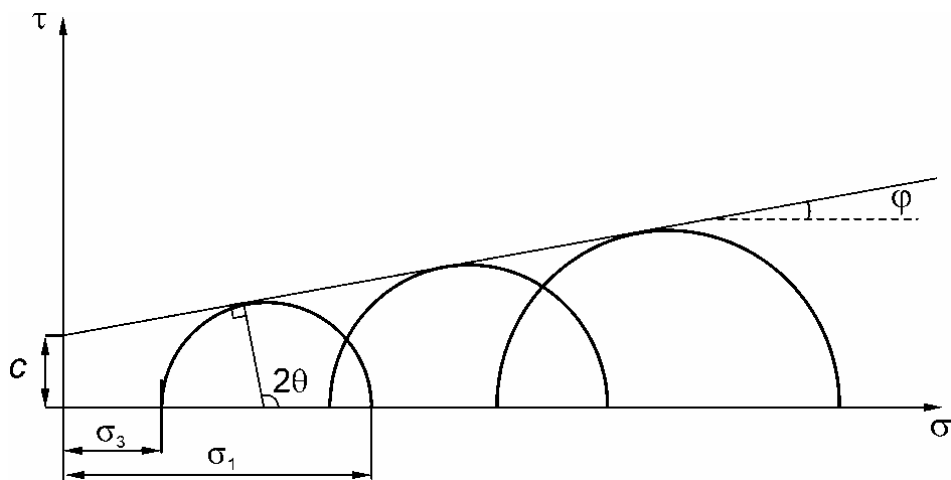


Рис. 2.17. Предельная прямая для материала, обладающего структурной прочностью

Используя предельную прямую, находят угол внутреннего трения ϕ и силы удельного сцепления c .

2.8. Механические характеристики материалов, определяемые в условиях истинного трехосного сжатия

Испытания цилиндрических образцов грунта в стабилометре (см. подразд. 2.7) не позволяют провести исследования с произвольно изменяемыми главными напряжениями по трем взаимно перпендикулярным осям X , Y , Z . В большинстве случаев распределение напряжений в основании сооружений является трехмерным с неравными значениями напряжений по трем осям координат. Подобный характер распределения напряжений невозможно создать в цилиндрических образцах грунта. Форма образца грунта в виде кубика позволяет однозначно прикладывать напряжения на его сторонах, что является достоинством данных испытаний. В то же время, существенным недостатком является влияние граничных условий и геометрических размеров образца на возникающую в опытах неоднородность деформации.

Приборы, в которых проводятся испытания кубических образцов грунта, называются приборами истинного трехосного сжатия, так как в них можно реализовать общий случай нагружения, когда $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ (рис. 2.18).

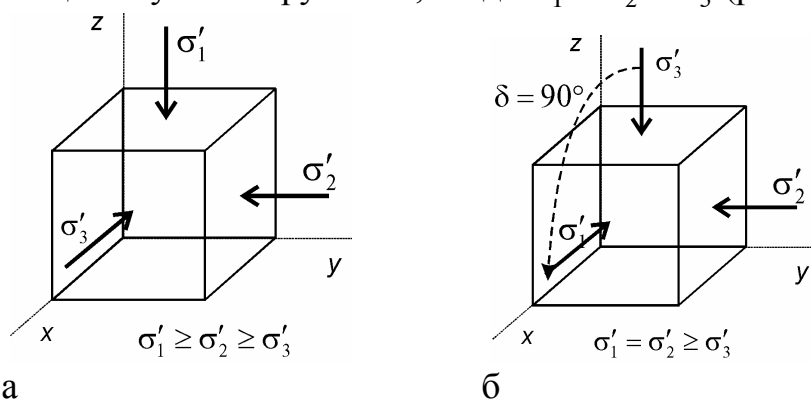


Рис. 2.18. Условия нагружения образца грунта в приборе истинного трехосного сжатия:
а – общий случай нагружения; б – вращение наибольшего главного напряжения σ_1 на 90°

Большинство опытов со строительными материалами, при определении их механических свойств, выполняется в лабораториях, в условиях осесимметричной деформации с использованием стабилометров, в которых невозможно выполнить опыты с независимым изменением промежуточного σ_2 и наименьшего σ_3 главных напряжений.

Учитывая это, был разработан прибор истинного трехосного сжатия, который включен в общую конфигурацию ИВК «АСИС» (патент № 94341). Основным отличием данного прибора от зарубежных и отечественных аналогов является возможность испытания неоднородных материалов, так как размер кубического образца равен $300 \times 300 \times 300$ мм. Второй отличительной особенностью данного прибора является возможность проведения испытаний с созданием избыточного порового давления внутри материала до 20 МПа.

Нагрузка на грани образца создается при помощи трех управляемых гидронасосов через резиновые мембраны. Четвертый гидронасос используется для создания порового давления внутри образца материала.

Измерение линейных деформаций по осям X , Y , Z выполняется при помощи датчиков перемещений или путем пересчета через объемную деформацию образца материала. Подъем образца материала выполняется с использованием передвижной платформы через нижнюю часть прибора, для чего снимается нижняя стенка, которая затем устанавливается на подвижную платформу, и на ней размещается образец. Далее при помощи гидравлического насоса образец на платформе поднимается вверх и вводится в рабочую камеру прибора.

Общий вид прибора показан на рис. 2.19, 2.20, а на рис. 2.21 показано окно одного из модулей управляющей программы. Программа написана в среде Lab-View [123].



Рис. 2.19. Общий вид прибора истинного трехосного сжатия (Патент № 94341 [41])

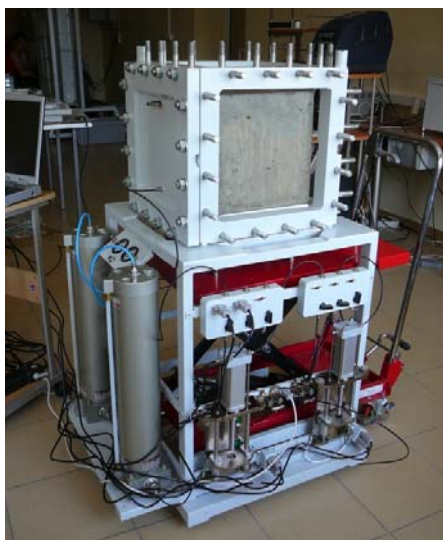


Рис. 2.20. Вид прибора с образцом материала и тремя удаленными стенками

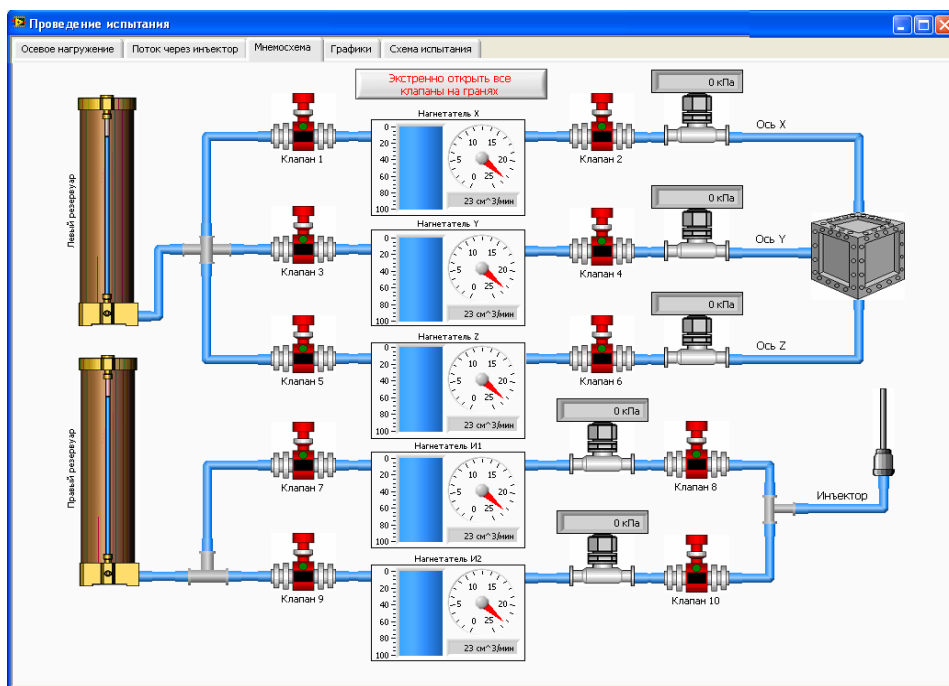


Рис. 2.21. Программа управления испытаниями

2.9. Испытания на растяжение при раскалывании

Для испытаний на растяжение было разработано устройство (рис. 2.22), входящее в состав ИВК АСИС. Испытания проводятся по ГОСТ 10180-90 (Бетоны) или ГОСТ 12801-98 (Асфальты) с целью определения прочности на растяжение при раскалывании. Предел прочности на растяжение при раскалывании определяют при заданной постоянной скорости нагружения 3,0 или 50,0 мм/мин, по формуле (2.25).

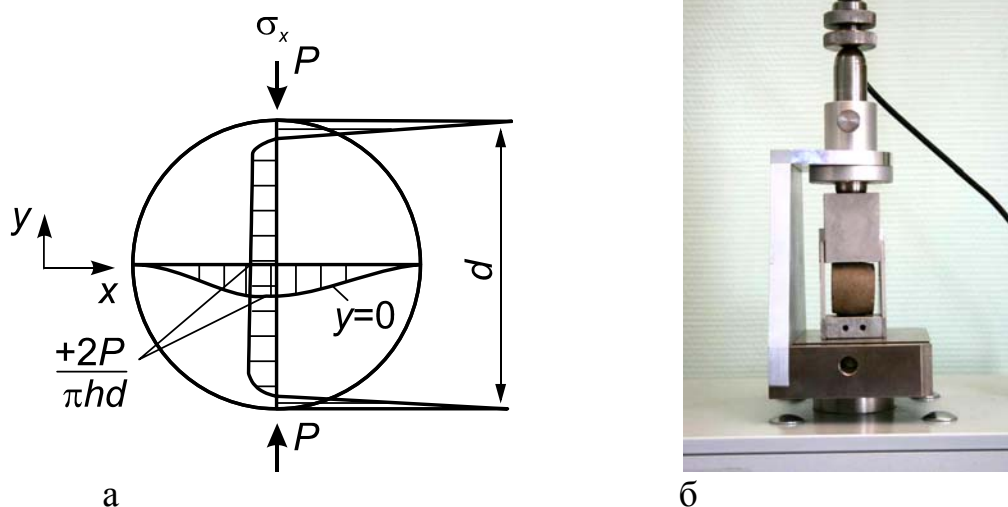


Рис. 2.22. Прибор для испытания на растяжение при раскалывании: а – схема испытаний; б – конструкция оснастки

Испытания на растяжение выполняются путем нагружения цилиндрического образца с заданной скоростью мм/мин вдоль и параллельно его вертикально диаметральной плоскости (рис. 2.22 а). Эти условия нагружения создают относительно однородное состояние растягивающих напряжений перпендикулярно направлению нагрузки, что в результате раскалывает образец. Вследствие однородности напряженного состояния, в центре образца коэффициент отношения напряжений $\sigma_x / \sigma_y = 1/3$ является постоянной величиной.

2.10. Испытания на прямое растяжение

Для испытаний на прямое растяжение разработано устройство (рис. 2.23), входящее в состав ИВК «АСИС». Испытания проводятся по ГОСТ 10180-90 с целью определения прочности на растяжение, находя ее по формуле (2.26).

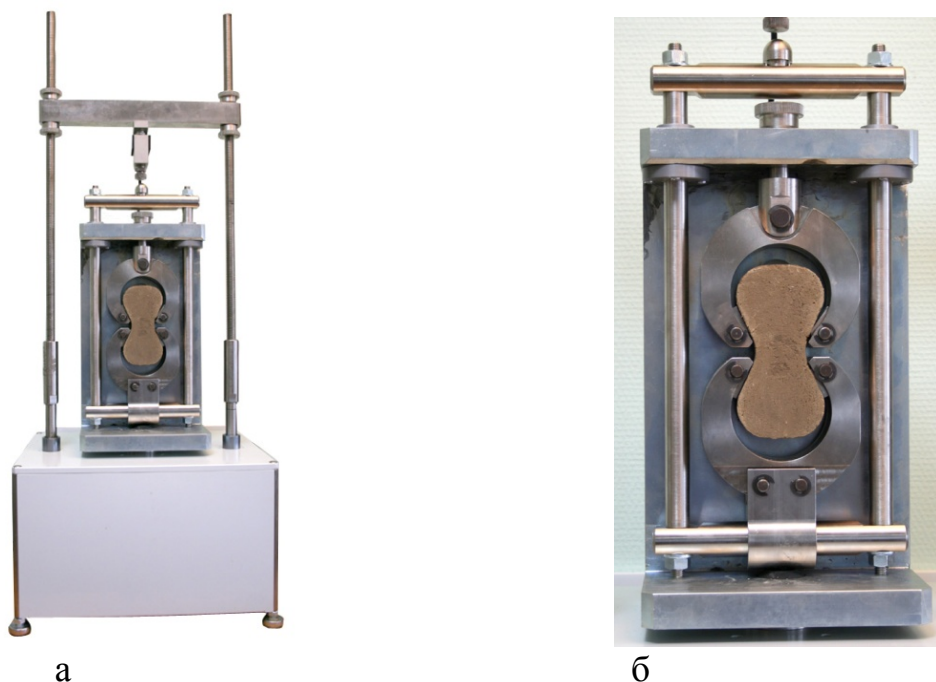


Рис. 2.23. Прибор для испытания на прямое растяжение:
а – общий вид; б – конструкция оснастки

2.11. Испытания на растяжение при изгибе

Для испытаний на растяжение разработано устройство (рис. 2.24), входящее в состав ИВК «АСИС». Испытания проводятся по ГОСТ 10180-90 с целью определения прочности на растяжение при изгибе прямоугольной балочки.

Определение прочности на растяжение при изгибе проводят по схеме испытаний, показанной на рис. 2.24 а. Сущность метода заключается в определении нагрузки, необходимой для разрушения образца при изгибе, и соответствующих деформаций растяжения. Испытания проводят при скорости приложения нагрузки 3,0 мм/мин.

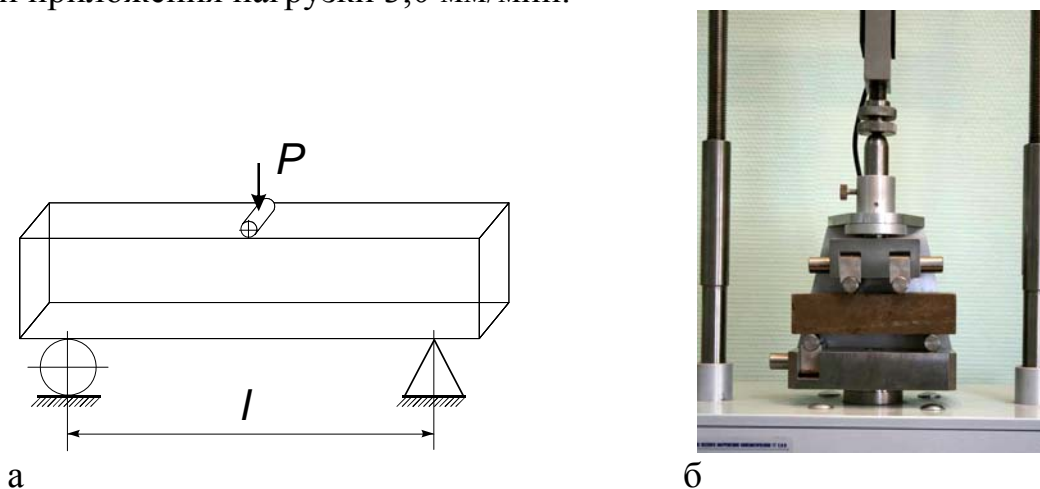


Рис. 2.24. Прибор для испытания на растяжение при изгибе: а – схема испытаний; б – конструкция оснастки

Прочность при изгибе определяют по формуле (2.27).

Предельную относительную деформацию растяжения при изгибе вычисляют по формуле:

$$\varepsilon_{\text{пр}} = \frac{6f_{\text{пр}}h}{l^2}, \quad (2.36)$$

где $f_{\text{пр}}$ – максимальная величина прогиба в момент разрушения.

В течение испытаний на не прямое растяжение (раскалывание) измеряются результирующие горизонтальные деформации.

Выводы по разделу 2

1. Разработанный комплекс приборов в составе измерительно-вычислительного комплекса АСИС позволяет проводить в автоматическом режиме испытания различных строительных материалов как с использованием стандартных (ГОСТ), так и нестандартных методов.

2. Используя ИВК «АСИС», можно определить параметры всех известных моделей строительных материалов, в том числе и при их упругопластическом поведении с упрочнением и разупрочнением.

3. ИВК «АСИС» имеет открытую конфигурацию и обладает способностью включения в него любого количества и типа новых приборов для испытания строительных материалов, например, в условиях трехосного и истинного трехосного сжатия или разработанных в будущем более совершенных методов испытаний.

4. Испытания в условиях трехосного сжатия позволяют оценить влияние боковых напряжений на прочностные и деформационные свойства строительных материалов.

5. Испытания в условиях истинного трехосного сжатия позволяют оценить влияние промежуточного главного напряжения σ_2 на прочностные и деформационные свойства строительных материалов.

3. ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ ГЛИНОШЛАКОВЫХ КОМПОЗИТОВ

3.1. Цель исследований

В рамках поставленной научной проблемы были выполнены испытания смеси глины с шлаком при добавке активизатора NaOH и различном соотношении введенного шлака. В качестве вяжущего использовался гранулированный шлак Липецкого металлургического комбината, который соответствует требованиям ГОСТ 3476-74. Шлак применялся в виде молотого порошка с удельной поверхностью $S = 300\text{--}350 \text{ м}^2/\text{кг}$. Испытания проводились с образцами, содержащими 10, 20 и 30 % от массы молотого шлака, с добавкой NaOH в количестве 2 % от массы. В части опытов твердение образцов выполнялось под давлением в 100, 200 и 300 кПа.

Опыты проводились для исследования влияния количества добавляемого вяжущего на деформационные и прочностные свойства шлако-грунта, которые определялись различными методами: одноосное сжатие, компрессионное сжатие, трехосное сжатие, прямой сдвиг, прямое растяжение, растяжение при раздавливании, растяжение при изгибе. Дополнительно исследовались в виде сплошных призм прямоугольного сечения размером 40×40×160 мм для определения предела прочности на сжатие и растяжение.

Испытания естественного глинистого грунта и шлако-грунтовой смеси были выполнены с использованием рассмотренного выше измерительно-вычислительного комплекса ИВК «АСИС», в конфигурацию которого были включены следующие приборы: одноосного сжатия, одноосного сжатия при невозможности боковых расширений (компрессионное сжатие); трехосного сжатия; прямого сдвига; испытание призматических образцов на изгиб, испытания на прямое растяжение, испытания на растяжение при раскалывании. Использование нескольких приборов позволило не только сократить сроки испытаний образцов материалов, так как они проводились одновременно, но и провести комплекс испытаний при различном виде напряженного состояния и траекториях напряжений.

3.2. Подготовка образцов и процедура испытаний

Методика подготовки образцов зависит от способа смешивания грунтов с вяжущим. В разд. 5 описаны два метода смешивания – сухой и мокрый. В связи с тем, что глинистые грунты, характерные для отложений г. Пензы и Пензенской области, имеют естественную влажность не более

30 %, сухой способ смешивания невозможно применить без дополнительного увлажнения смешивающегося с вяжущим грунта. Поэтому в наших исследованиях мы используем технологию мокрого метода.

В качестве вяжущего мы использовали гранулированный шлак Липецкого металлургического комбината, который соответствует требованиям ГОСТ 3476-74. Шлак применялся в виде молотого порошка с удельной поверхностью $S = 300\text{--}350 \text{ м}^2/\text{кг}$. В табл. 3.1 приведен химический состав шлака.

Т а б л и ц а 3.1

Химический состав шлака

Наименование шлака	Содержание оксидов, %									M ₀	M _a	K
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	S	MnO	FeO	P ₂ O ₅			
Новолипецкий	38,1	9,52	–	40,5	9,37	0,65	–	0,5	–	1,05	0,25	1,6

В работе Тимофеевой О.В. [58] детально исследуется влияние вида шлака на процесс твердения и прочностные свойства глиношлаковых композиций. Было показано преимущество Новолипецкого шлака по сравнению с другими видами шлаков. Учитывая это, мы исключили из собственных исследований вопрос влияния различных видов шлаков на механические свойства грунтов. Из ее работы следует, что оптимальные значения прочности можно получить, используя Новолипецкий шлак с введением добавок в виде едкого натра и силиката натрия в соотношении 1:1. При изучении прочностных характеристик шлако-грунта от содержания шлакового вяжущего было установлено, что оптимальное количество вяжущего составляет 23-25 % массы. В исследованиях дозировка шлака изменялась от 10 до 30 % массы с градацией 5 %. Отмечено, что выбранный диапазон не случаен, т.к. при выходе за границы указанного минимума и максимума не удавалось получить материал, характеризующийся достаточной прочностью. Прочность образцов на комплексном активизаторе в возрасте 90 суток при расходе вяжущего 30 %, составляет 55 МПа; на активизаторе NaOH – 48,5 МПа; на Na₂SiO₃ – 30 МПа. Следует иметь в виду, что в этих исследованиях образцы формировались под нагрузкой 30 МПа.

Подобное предварительное уплотнение материала на строительной площадке при закреплении естественных грунтов выполнить невозможно по технологическим причинам. Во-первых, как при сухом, так и при мокром методе смешивание грунтов с вяжущим происходит непосредственно в массиве закрепляемого грунта, в пределах столба, создаваемого смесительным механизмом (см. разд. 5). Во-вторых, закрепление грунтов производится на глубину от 3 до 20 м без уплотнения, так как сама технология предусматривает только смешивание грунта в скважине с сухим или “мокрым” вяжущим.

Таблица 3.2

Физические характеристики материалов

Наименование материала	Влажность, W , %	Плотность ρ , г/см ³	Плотность сухого грунта, ρ_d , г/см ³	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Число пластичности I_p	Влажность на границе текучести w_L , %	Влажность на границе раскатывания, w_p , %	Показатель текучести I_L	Степень водонасыщения S_r	Коэффициент пористости, e	Коэффициент фильтрации, k
Глиношлаковый композит	0,42	1,69	1,19	2,70	-	-	-	-	0,894	1,56	-
Глина	0,30	1,91	1,47	2,70	0,20	0,41	0,21	0,45	0,967	0,838	-

Однако и в наших опытах мы уплотняли образцы грунтовой смеси, учитывая, что грунтошлаковая смесь в скважинах будет уплотняться под действием собственного веса. Например, при глубине упрочнения массива грунта в 20 м и удельном весе грунта в 18,3 кПа вертикальное давление на глубине 20 м будет равно $20 \times 18,3 = 366$ кПа. Естественно, это значительно ниже давления 30 МПа, применяемого при изготовлении штучных строительных материалов.

Небольшие значения давления прессования и мокрый способ приготовления грунтовой смеси непосредственно на строительной площадке являются поэтому особенностями наших исследований, которые определены применяемой технологией упрочнения грунтовых оснований.

В соответствии с вышеизложенным, была принята следующая методика подготовки образцов грунтовой смеси. Молотый шлак смешивался с водой и активизатором, а затем – с грунтом. Затем смесь укладывалась в формы под давлением или без него.

Схематическая диаграмма подготовки образцов показана на рис. 3.1.

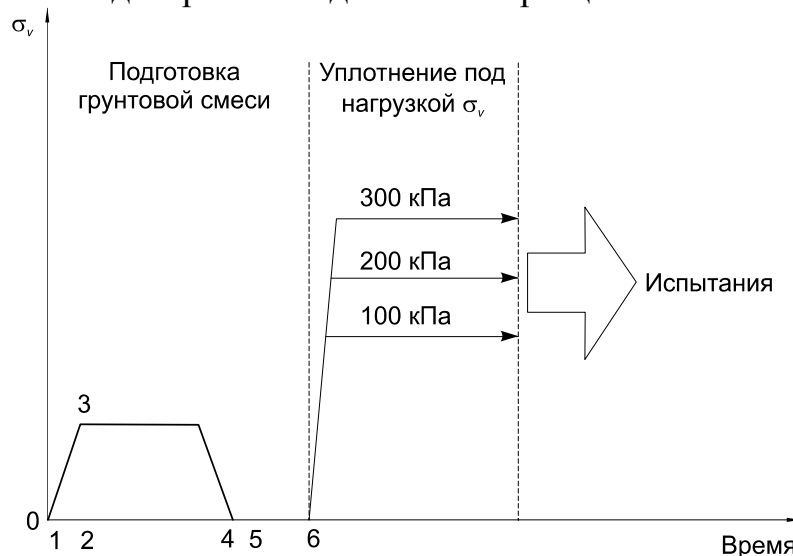


Рис. 3.1. Схематическая диаграмма подготовки образцов

3.2.1. Подготовка образцов естественного грунта к испытаниям

После поступления монолитов грунта в лабораторию они помещаются в герметичные ящики и хранятся при комнатной температуре.

Перед изготовлением образцов упрочненного шлаком грунта определяются его физические свойства в природном состоянии (табл. 3.2).

Затем при помощи устройства для вырезания образцов (рис. 3.2а) из этого монолита вырезались образцы заданного диаметра и высоты (рис. 3.2б):

– для испытаний на сжимаемость в условиях одномерной деформации, с целью определения характеристик сжимаемости – диаметром 91 мм и высотой 25 мм;

– для испытаний на срез, с целью определения параметров прочности Кулона – диаметром 71,4 мм и высотой 35 мм;

– для испытаний в условиях трехосного сжатия, с целью определения деформационных характеристики и параметров прочности – диаметром 38 мм и высотой 76 мм.

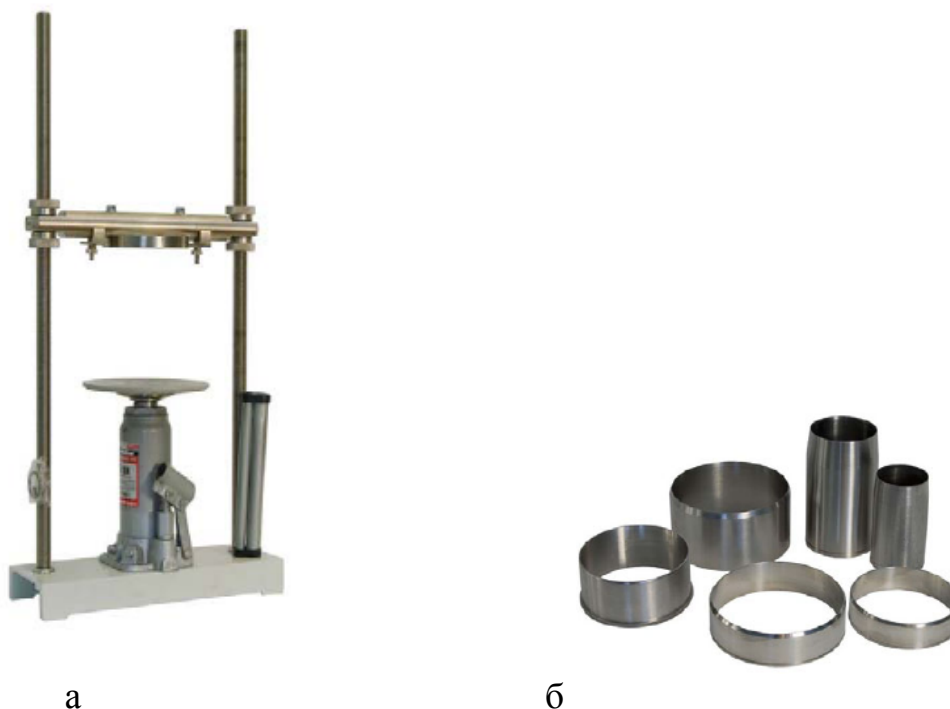


Рис. 3.2. Приспособление для вырезания образцов грунта из монолитов (а) и кольца для испытаний в условиях компрессионного сжатия, одноплоскостного сдвига и трехосного сжатия (б)

Для испытаний на срез (ГОСТ 12248-96) вырезанные из монолитов образцы помещались в прибор предварительного уплотнения (рис. 3.3), где осуществлялось их предварительное уплотнение под давлением 100, 200 и 300 кПа.

Для проведения испытаний полностью водонасыщенных образцов, $S_r \geq 0,95$, они помещались в специальных обоймах (рис. 3.4. а) в вакуумную

камеру (рис. 3.4 б), где выполнялось их водонасыщение дегазированной жидкостью.

После завершения процесса подготовки образцы помещались в соответствующие приборы и выполнялись испытания по методам ГОСТ 12248-96.



Рис. 3.3. Устройство для выдержки образцов во времени под заданным нормальным давлением (Патент 70316 [45])



Рис. 3.4. Устройство для замачивания образцов материалов:
а – набор колец для цилиндрических образцов различной высоты и диаметра;
б – вакуумная камера

3.2.2. Подготовка образцов шлако-грунта к испытаниям

Определение требуемого количества вяжущего

В общем случае при оценке эффективности применяемых вяжущих используются три критерия: содержание вяжущего, коэффициент отно-

шения воды к вяжущему (водо-цементное отношение) и масса вяжущего на единицу объема закрепляемого грунта:

A_w (%) – отношение веса вяжущего к весу грунту в сухом состоянии;

W/C – отношение веса воды к весу вяжущего;

C_w (кг/м³) – масса вяжущего на единицу объема грунта.

Нижеприведенные зависимости объясняют взаимосвязь между различными критериями.

В соответствии с определением первого критерия:

$$A_w = \frac{m_a}{m_k} \times 100, \quad (3.1)$$

где m_a – масса вяжущего (г); m_k – масса сухого грунта (г).

Полагая, что в процессе перемешивания объем V остается неизменным, то уравнение (3.1) можно переписать в виде:

$$A_w = \frac{m_a/V}{m_k/V}. \quad (3.2)$$

Поэтому уравнение (3.2) позволяет определить требуемое количество вяжущего в зависимости от содержания воды w_o , содержания вяжущего A_w и объема массы грунта m_t :

$$m_a = \frac{(m_t \times A_w)}{(1 + w_o)} \quad (3.3)$$

Требуемое количество вяжущего на единицу объема грунта C_w (г/см³) может быть получено из выражения (4.2), в виде:

$$m_a/V \text{ (г/см}^3\text{)} = A_w \times (m_k/V), \quad (3.4)$$

$$m_a/V \text{ (г/см}^3\text{)} = A_w \times \frac{m_k}{(1 + w_o) \times V}, \quad (3.5)$$

$$C_w = A_w \times \frac{\rho_t}{(1 + w_o)}, \quad (3.6)$$

где ρ_t – плотность (г/см³); m_t – масса влажного грунта = $m_k(1 + w_o)$; w_o – начальная влажность грунта.

Поэтому, если содержание воды w_o , содержание вяжущего A_w , плотность ρ_t известны, то из уравнения (3.4) можно получить следующую зависимость:

$$C_w \text{ (кг/см}^3\text{)} = A_w \times \frac{\rho_t}{(1 + w_o)} \times 1000. \quad (3.7)$$

С другой стороны, если требуемое количество вяжущего задается в виде веса на единицу объема грунта C_w (кг/м³), то содержание вяжущего A_w (%) может быть вычислено из следующего выражения:

$$A_w(\%) = \left(C_w \times \frac{(1 + w_o)}{\rho_t} \times \frac{1}{1000} \right) \times 100. \quad (3.8)$$

Уравнения (3.6– 3.8) показывают зависимость между C_w и A_w . Нижеприведенные уравнения (3.9, 3.10) показывают зависимость C_w и A_w к отношению (W/C). По определению:

$$W/C = \frac{m_w}{m_a} = \frac{(m_t - m_k)}{m_a}, \quad (3.9)$$

$$W/C = \frac{(m_t - m_k)/m_k}{m_a/m_k} = \frac{w_o(\%)}{A_w(\%)}, \quad (3.10)$$

где m_k – масса сухого грунта; m_w – масса воды = $(m_t - m_k)$; m_t – масса влажного грунта.

Уравнение (3.10) показывает, что W/C -отношение является также отношением начальной влажности грунта w_o к содержанию вяжущего A_w .

Уравнение (3.10) может быть также записано в следующем виде:

$$W/C = \frac{\rho_t \times (w_o / (1 + w_o))}{m_a / V}, \quad (3.11)$$

где $(m_t - m_k) / V = m_t(w_o / (1 + w_o)) / V = \rho_t(w_o / (1 + w_o))$.

Отношение воды к вяжущему можно выразить через начальное содержание воды w_o , плотность ρ_t и C_w следующим образом:

$$W/C = \frac{w_o}{(1 + w_o)} \times \frac{\rho_t}{C_w(\text{кг/м}^3)} \times 1000. \quad (3.12)$$

Уравнение (3.12) позволяет определить соответствующее количество вяжущего в полевых условиях, когда известна начальная влажность грунта w_o , отношение воды к вяжущему W/C , плотность ρ_t (г/см³):

$$C_w(\text{кг/м}^3) = \frac{w_o}{(1 + w_o)} \times \frac{\rho_t}{W/C} \times 1000. \quad (3.13)$$

В табл. 3.4 приведены значения критериев стабилизации грунта при его начальной влажности w_o и плотности ρ_t (г/см³).

Таблица 3.4

Вид грунта	Начальное содержание воды w_0	Плотность ρ (г/см ³)	C_w (кг/м ³)	A_w (%)	W / C
	0,75	1,57	50	2,7	26,9
			100	11,1	6,7
			150	16,6	4,5

При изготовлении образцов глинистого композита была принята следующая процедура.

1. В специальном устройстве (рис. 3.5) выполняется смешивание шлака с глиной и активизатором. Содержание компонент по массе принималось равным: шлак – 10%, 20%, активизатор NaOH – 2%.



Рис. 3.5. Устройство для смешивания компонент материалов

2. Перемешанная масса помещалась в формы, которые показаны на рис. 3.3 б и рис. 3.7, 3.8.



Рис. 3.6. Разъемная форма для изготовления цилиндрических образцов

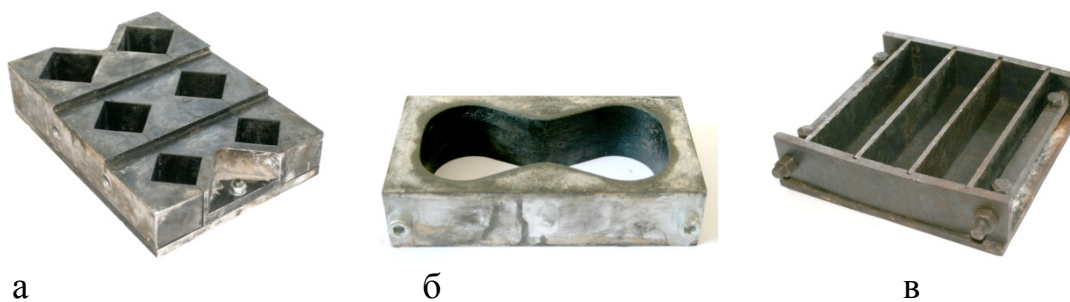


Рис. 3.7. Разъемные формы для изготовления образцов и испытаний: а – одноосное сжатие кубических образцов; б – растяжение; в – изгиб

3. Для первой серии опытов были подготовлены цилиндрические образцы, у которых твердение смеси осуществлялось без прессования, при атмосферном давлении и окружающей влажности и температуре.

4. Для второй серии опытов при изготовлении цилиндрических образцов к ним прикладывалось давление предварительного уплотнения в 200, 400, 600 кПа, при котором они выдерживались до завершения процесса твердения в течение 7 и 28 суток при атмосферном давлении и комнатной температуре (рис. 3.8).



Рис. 3.8. Устройство для уплотнения образцов в процессе их твердения

5. Для третьей серии опытов – испытаний на изгиб по ГОСТ 10180-90 с целью определения характеристик прочности – были изготовлены образцы в виде прямоугольных балочек.

6. Для четвертой серии опытов – испытаний на прямое растяжение – были изготовлены образцы в виде шпульки.

7. В пятой серии опытов проводились испытания цилиндрических образцов на раскалывание.

3.3. Испытания в условиях одноосного сжатия

Испытания выполнены по методам ГОСТ 1248–96 [3], ГОСТ 10180–90 [1], ГОСТ 24452–80 [4] в соответствии с методикой, которая рассмотрена в главе 3.

Цель испытаний заключалась в исследовании влияния содержания шлака (10, 20, 30%) при постоянном содержании активизатора (2%) на прочность глиношлаковой смеси.

Опыты проводились в две серии. В первой серии были проведены испытания на одноосное сжатие при твердении глиношлаковой смеси при атмосферном давлении, а во второй серии опытов при твердении при различном нормальном давлении 200, 400 и 600 кПа.

Опыты проводились с постоянной скоростью нагружения, равной 1,0 мм/мин. Влияние скорости нагружения на прочностные и деформационные свойства в данной работе не рассматривалось. В процессе нагружения регистрировались: осевое напряжение σ_1 , радиальная деформация $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ при задаваемой осевой деформации ε_1 .

3.3.1. Образцы глины в природном состоянии

Образцы глины естественной ненарушенной структуры были подготовлены из монолитов, которые были отобраны в черте города Пензы (район Терновка, территория, прилегающая к аэропорту) с глубины 3-4 м с использованием бурового станка ПБУ-2 (рис. 3.9).



Рис. 3.9. Бурение скважины шнеком для отбора монолитов глины

С помощью устройства для вырезания образцов грунта (см. рис. 3.2 а) и набора режущих колец (см. рис. 3.2 б) были подготовлены образцы грунта ненарушенной структуры для последующих испытаний в условиях: одноосное сжатие; одноплоскостной сдвиг (см. подразд. 3.3) и трехосное сжатие (см. подразд. 3.4).

Физические свойства глины определены по ГОСТ 5180-84 и приведены в табл. 3.2.

На рис. 3.10, 3.11 приведены результаты испытаний образцов глины ненарушенной структуры.

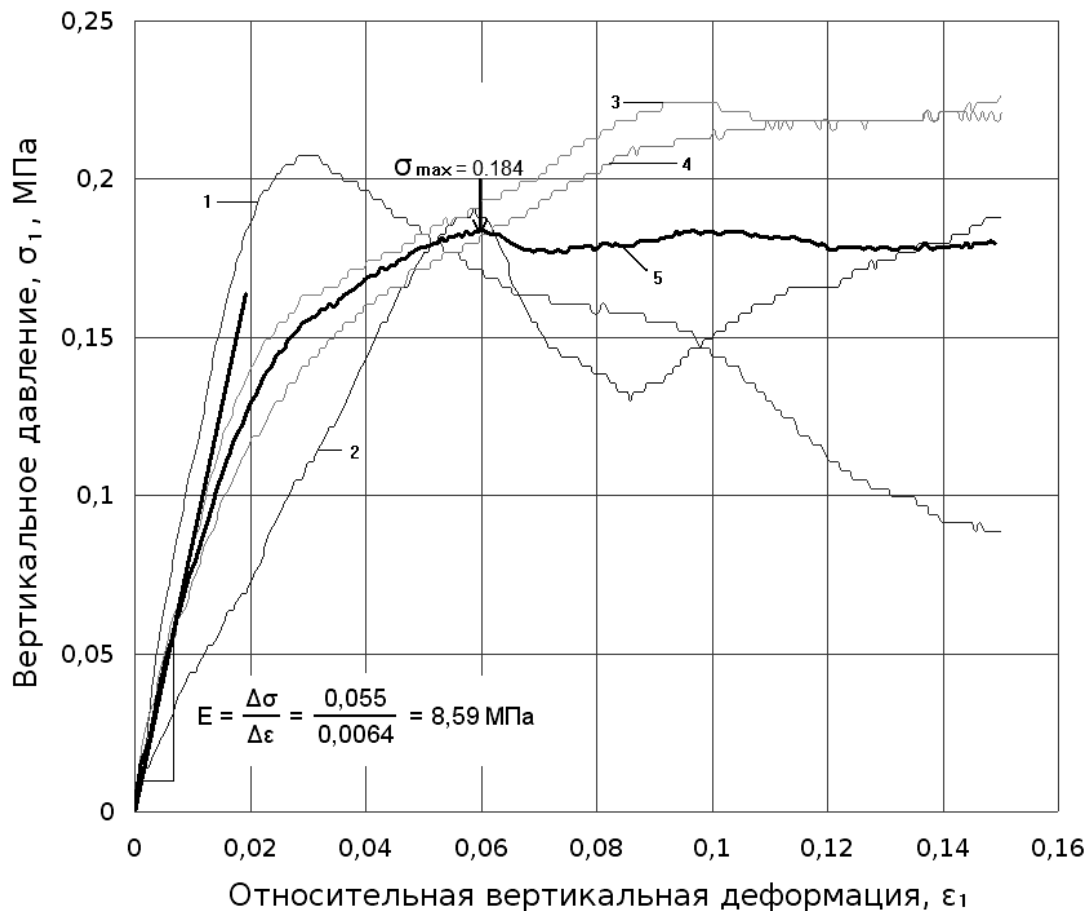


Рис. 3.10. Результаты испытаний образцов глины с естественной структурой в условиях одноосного сжатия:
1, 2, 3, 4 – данные четырех испытаний; 5 – среднее значение

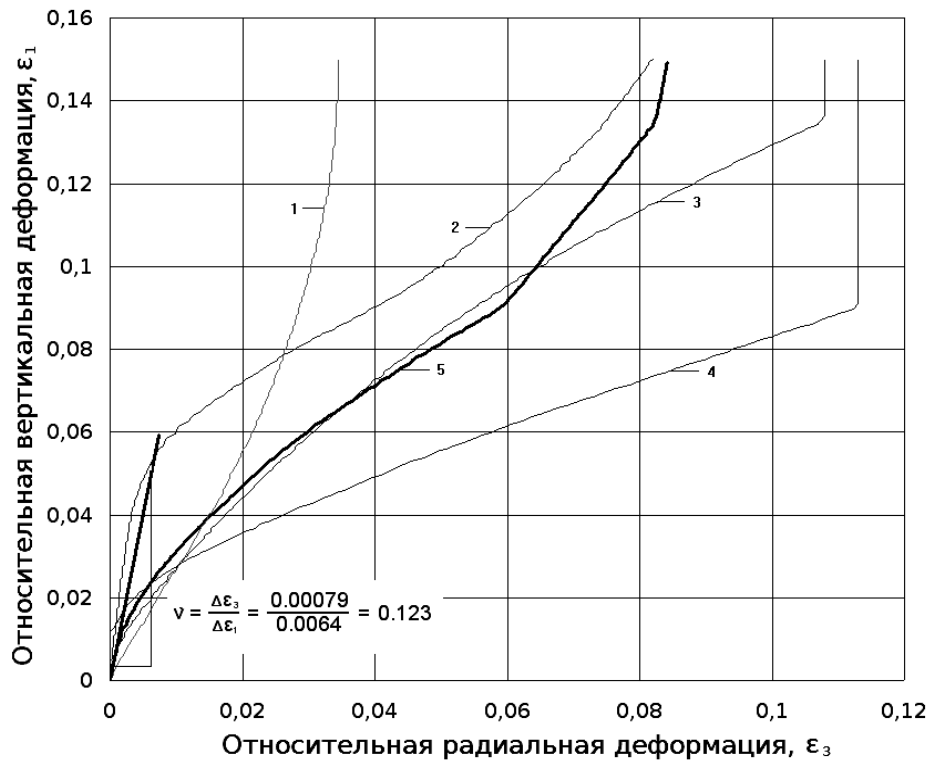


Рис. 3.11. Зависимость радиальной деформации от осевой деформации:
1,2,3,4 – данные опытов; 5 – среднее значение

Среднее (из четырех) значение прочности на одноосное сжатие глины с естественной структурой равно 0,184 МПа. Недренированная прочность c_u , определяемая как $c_u=R/2$, равна 0,92 МПа. Коэффициент Пуассона, определенный из зависимости, приведенной на рис. 3.11, и выражения $\nu = \Delta\epsilon_3 / \Delta\epsilon_1 = 0,123$. Модуль упругости, найденный на начальном участке зависимости «деформация-напряжение» (см. рис. 3.11) и выражения $E = \Delta\sigma_1 / \Delta\epsilon_1$, равен 8,59 МПа.

Т а б л и ц а 3.5

Параметры прочности и деформируемости глины
в естественном состоянии

Наименование параметров	Значение
Прочность на одноосное сжатие R , МПа	0,184
Недренированная прочность c_u , МПа	0,92
Модуль упругости E , МПа	8,59
Коэффициент Пуассона ν	0,123

3.3.2. Результаты испытаний без предварительного уплотнения

Испытания проводились на образцах-близнецах, подготовленных в соответствии с процедурой, которая приведена в разделе 3.2. Все опыты имели трех-семикратную повторимость. В приведенных ниже таблицах и

на графиках приведены средние значения из ряда последовательных испытаний.

В процессе нагружения образцов материала фиксировалась их форма деформации в виде фотоснимков, которые приведены ниже на отдельных рисунках.

3.3.2.1. Образцы глиношлаковой смеси с 10% содержанием шлака

Результаты испытаний показаны на рис. 3.12–3.16.

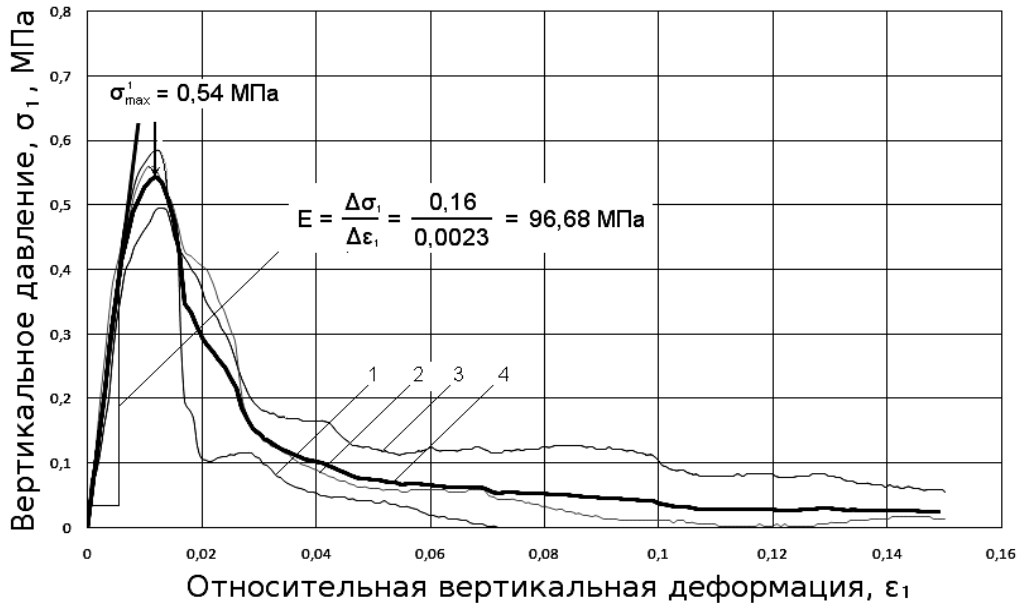


Рис. 3.12. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 10% шлака, 7 суток твердения:
1,2,3 – результаты опытов; 4 – среднее значение

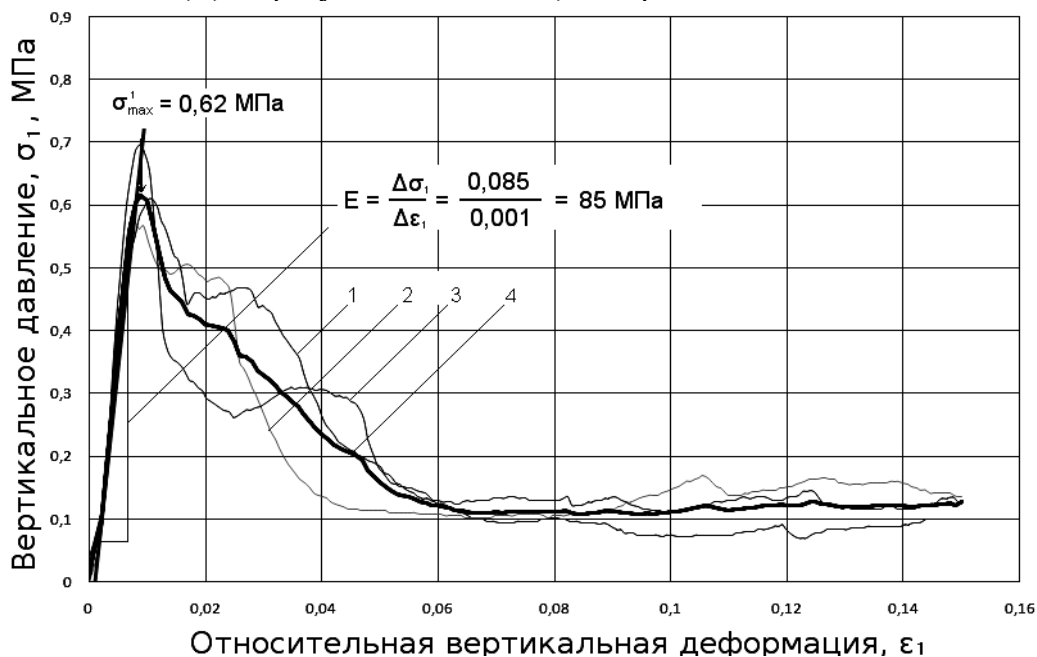


Рис. 3.13. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 10% шлака, 14 суток твердения:
1,2,3 – результаты опытов; 4 – среднее значение

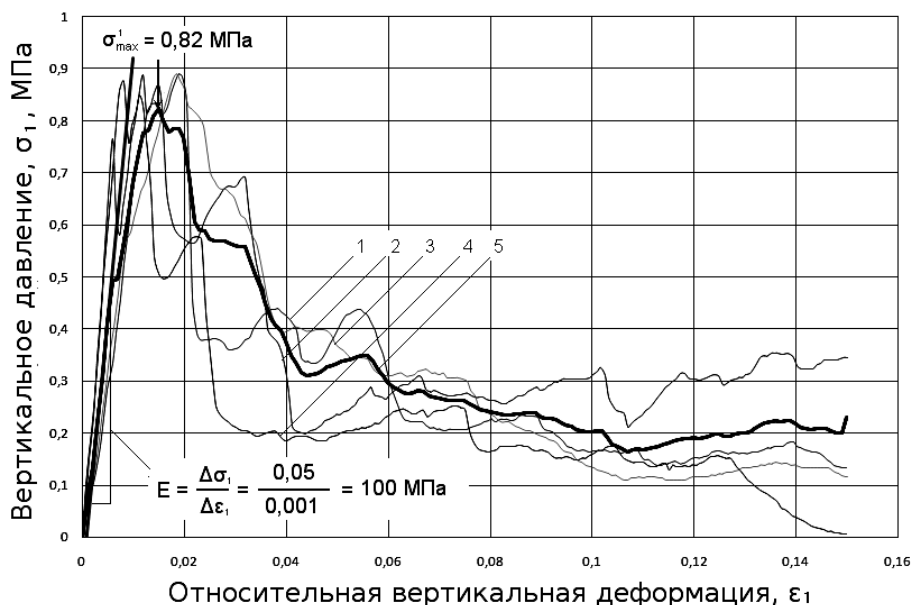


Рис. 3.14. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 10% шлака, 28 суток твердения:
1,2,3,4 – результаты опытов; 5 – среднее значение

На рис. 3.15 показана форма деформации образцов грунта по мере роста осевой нагрузки. Отчетливо видно два наблюдаемых явления. Первое – расширение диаметра образцов под нагрузочным штампом. Второе – образование трещин в материале после определенной степени нагружения, как правило, при нагрузке выше предела пропорциональности. Трещины развиваются прогрессивно с ростом внешней нагрузки. При нагрузке, соответствующей пределу прочности (максимум на рис. 3.12–3.14), начинается разделение образца на отдельные блоки, что сопровождается падением прочности с ростом осевой деформации. В некоторых опытах была видна клиновидная область материала под нагрузочным штампом (фото на рис. 3.15-4, 3.16-4) после полного разрушения образца. Эта область, по всей видимости, возникает в зоне упрочнения материала, а затем расклинивает образец, вызывая возникновение и развитие видимых трещин.

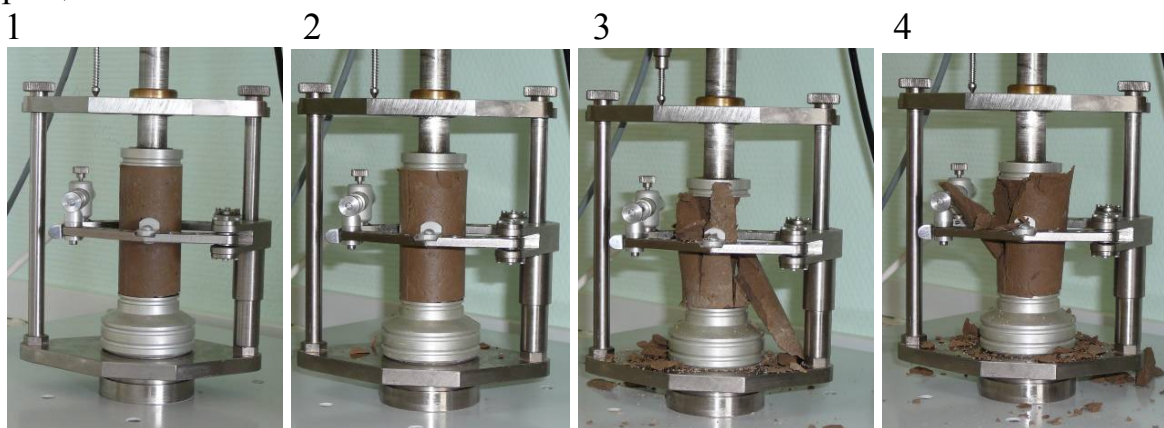


Рис. 3.15. Форма деформации образца материала на различных ступенях осевого нагружения. 10% шлака, 14 суток

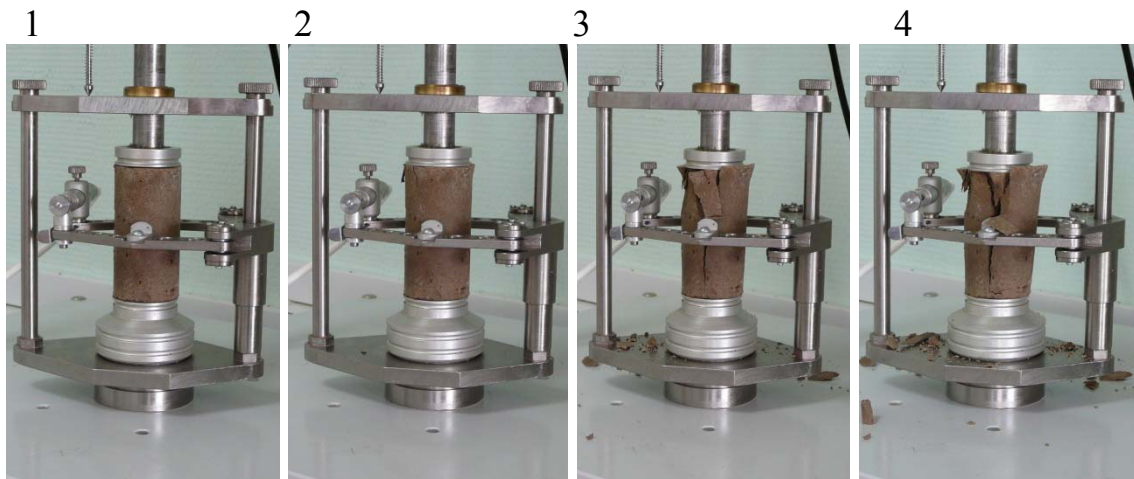


Рис. 3.16. Форма деформации образца материала на различных ступенях осевого нагружения. 10% шлака 28 суток

3.3.2.2. Образцы глиношлаковой смеси с 20% содержанием шлака
 Результаты испытаний показаны на рис. 3.17–3.22.

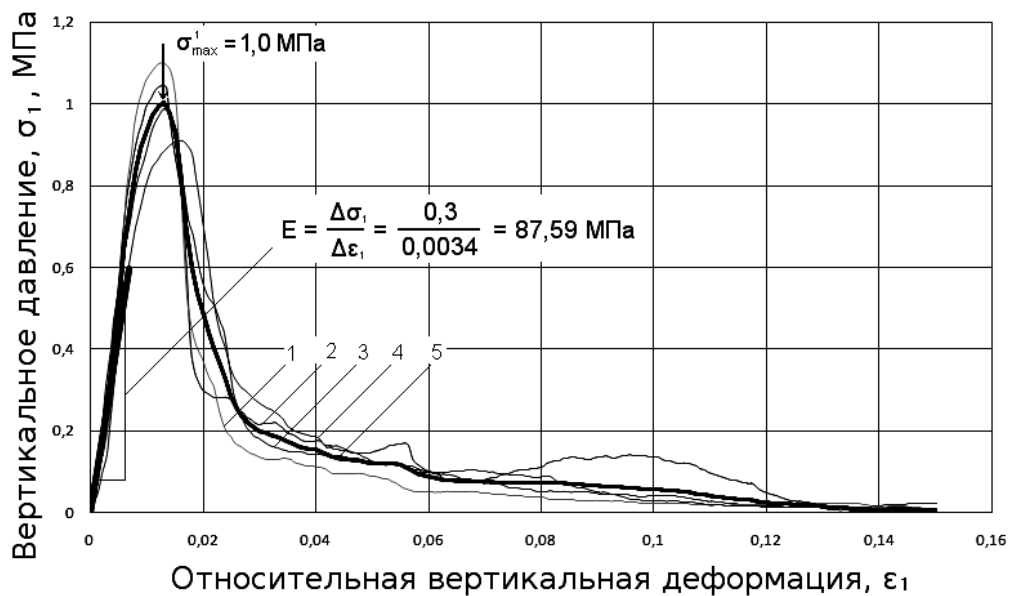


Рис. 3.17. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 20% шлака, 7 суток твердения:
 1,2,3,4 – результаты опытов; 5 – среднее значение

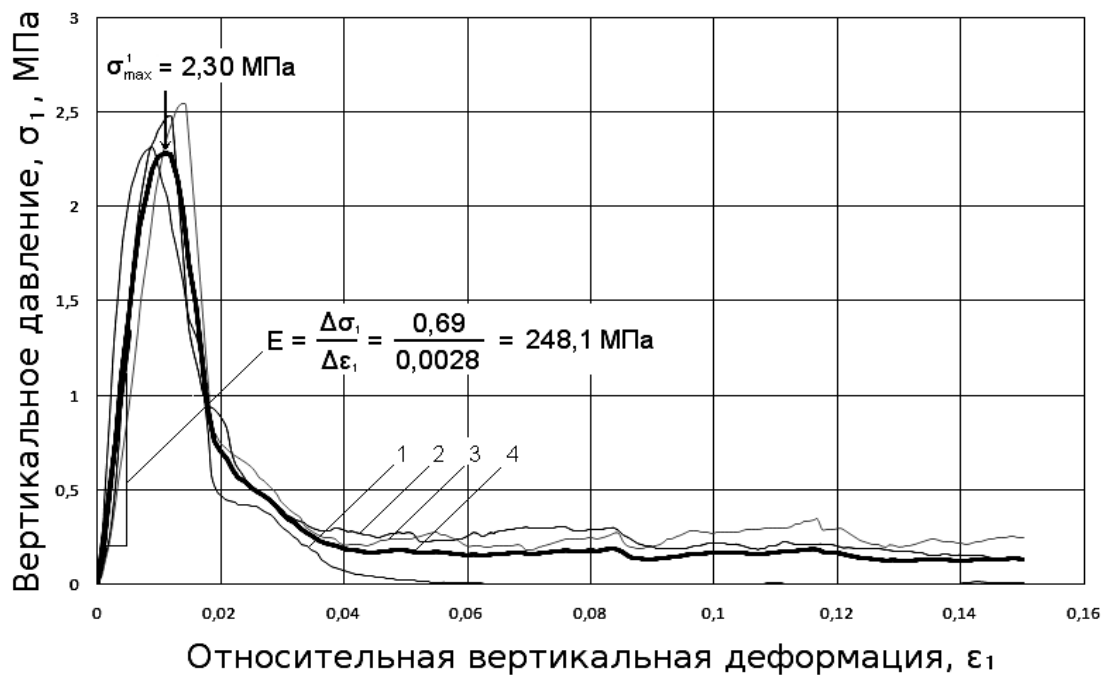


Рис. 3.18. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 20% шлака, 14 суток твердения:
1,2,3,4 – результаты опытов; 5 – среднее значение

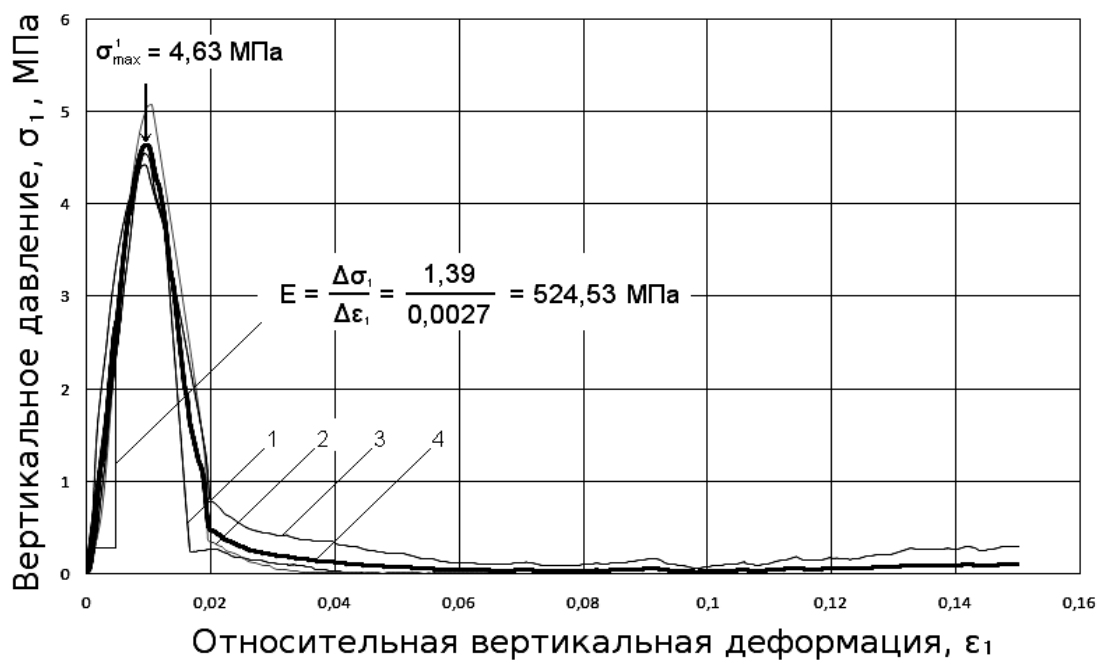


Рис. 3.19. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 20% шлака, 28 суток твердения:
1, 2, 3 – результаты опытов; 4 – среднее значение

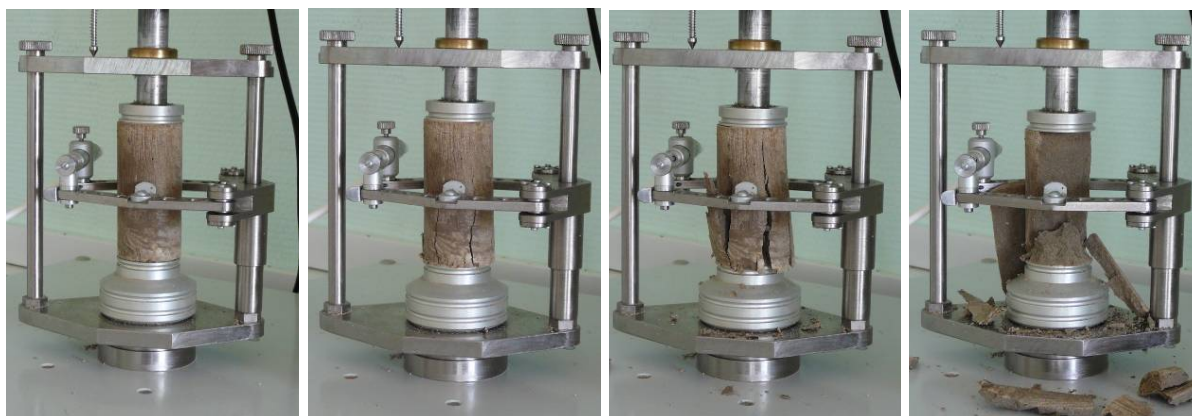


Рис. 3.20. Форма деформации образца материала на различных ступенях осевого нагружения. 20% шлака 28 суток

Опыты указывают на рост предела пропорциональности (области упругого поведения материала) с ростом вяжущего. Явно просматривается возрастающая линейность зависимости «деформация-напряжение» с ростом количества вяжущего. Наблюдения за динамикой возникновения видимых трещин также показывают, что их образование зависит от количества вяжущего. Если при 10% содержания вяжущего видимые трещины возникают в верхней части образца, а затем развиваются по направлению вниз (см. фото на рис. 3.16), то при 20% вяжущего трещины образуются в нижней части образца (см. фото на рис. 3.20) и распространяются вверх. После полного разрушения образца на основании видна клиновидная область материала.

Т а б л и ц а 3.6

Параметры прочности и деформируемости глиношлаковой смеси при 20% шлака

Наименование параметров	Время твердения, сут		
	7	14	28
Прочность на одноосное сжатие, R , МПа	1,0	2,30	4,63
Недренированная прочность, c_u , МПа	0,50	1,15	2,31
Модуль упругости, E , МПа	87,6	248,1	524,5

Т а б л и ц а 3.7

Параметры прочности и деформируемости глиношлаковой смеси при 10% шлака

Наименование параметров	Время твердения, сут		
	7	14	28
Прочность на одноосное сжатие, R , МПа	0,54	0,62	0,82
Недренированная прочность, c_u , МПа	0,27	0,31	0,41
Модуль упругости, E , МПа	96,7	85,0	100,0

В табл. 3.8 приведены значения прочности при одноосном сжатии, полученные как среднеарифметические значения из семи испытаний. Испы-

тания проводились без предварительного уплотнения после завершения процесса твердения при атмосферном давлении.

Т а б л и ц а 3.8

Прочность на одноосное сжатие при различном содержании шлака

Состав смеси	Прочность, МПа		
	7 сут	14 сут	28 сут
Глина в природном состоянии	0,184	0,184	0,184
Глина + 10% шлака	0,54	0,62	0,82
Глина + 20% шлака	1,0	2,30	4,63

Результаты испытаний, приведенные в табл. 3.8, отображены в виде графиков на рис. 3.21, 3.22, из которых наглядно видна зависимость прочности от содержания шлака в глиношлаковой смеси.

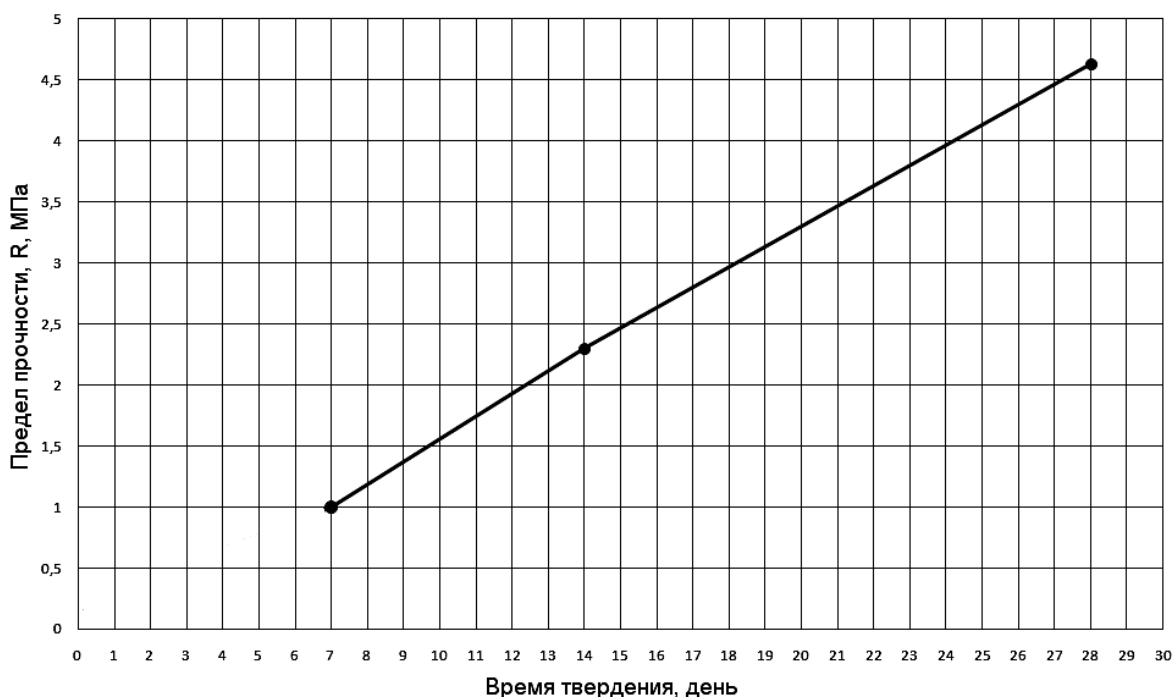


Рис. 3.21. Зависимость предела прочности от времени твердения образца при 20% шлака

Значения прочности, приведенные в табл. 3.8, отображены на графике рис. 3.21, отчетливо показывают зависимость прочности от времени. Кинетика набора прочности в сильной степени зависит от времени, показывая явно выраженную линейную зависимость. Модуль упругости также линейно возрастает с временем твердения (рис. 3.22).

Из сравнения табл. 3.6, 3.7 видно, как увеличивается прочность и уменьшается деформируемость глиношлаковой смеси с ростом содержания шлака. В естественном состоянии глина имеет модуль упругости, равный 8,59 МПа, и прочность, равную 0,184 МПа. При 20% содержании шла-

ка на 28 сутки твердения модуль упругости увеличивается до 524,5 МПа, а прочность на сжатие до 4,63 МПа. Таким образом, сжимаемость уменьшается почти в 60 раз, а прочность возрастает в 25 раз.

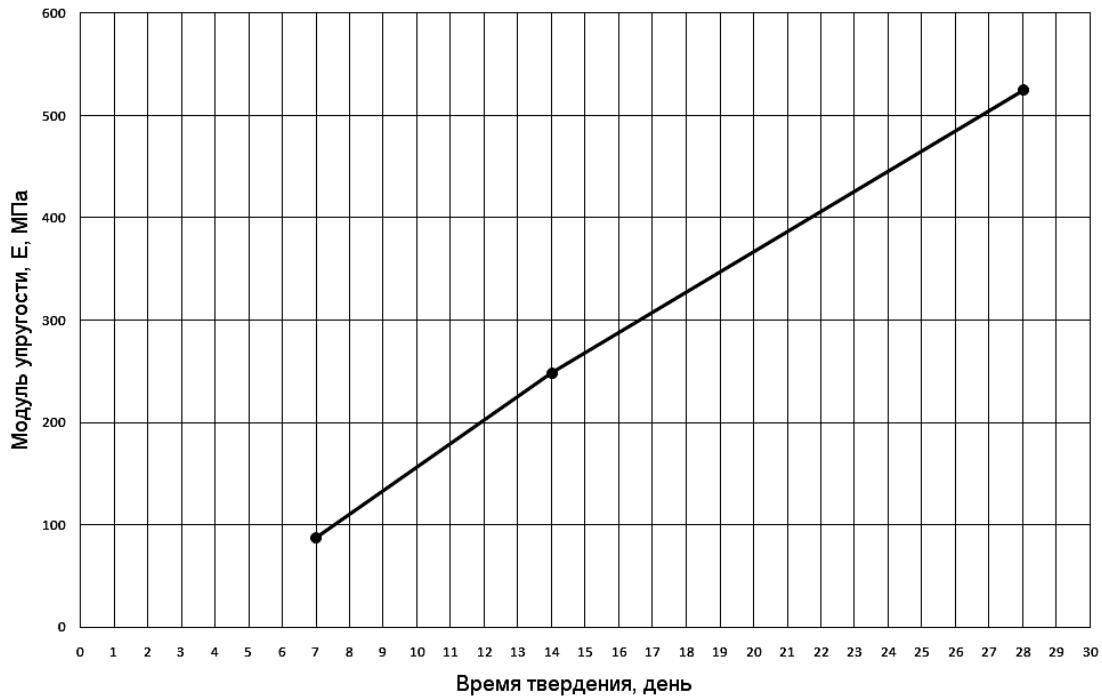


Рис. 3.22. Зависимость модуля упругости от времени твердения образца при 20% шлака

3.3.3. Испытания образцов с предварительным уплотнением

В этой серии опытов были выполнены испытания на одноосное сжатие образцов глиношлаковой смеси при 20% содержании шлака и трех значениях давления предварительного уплотнения 200, 400 и 600 кПа.

Результаты опытов показаны на рис. 3.23–3.25.

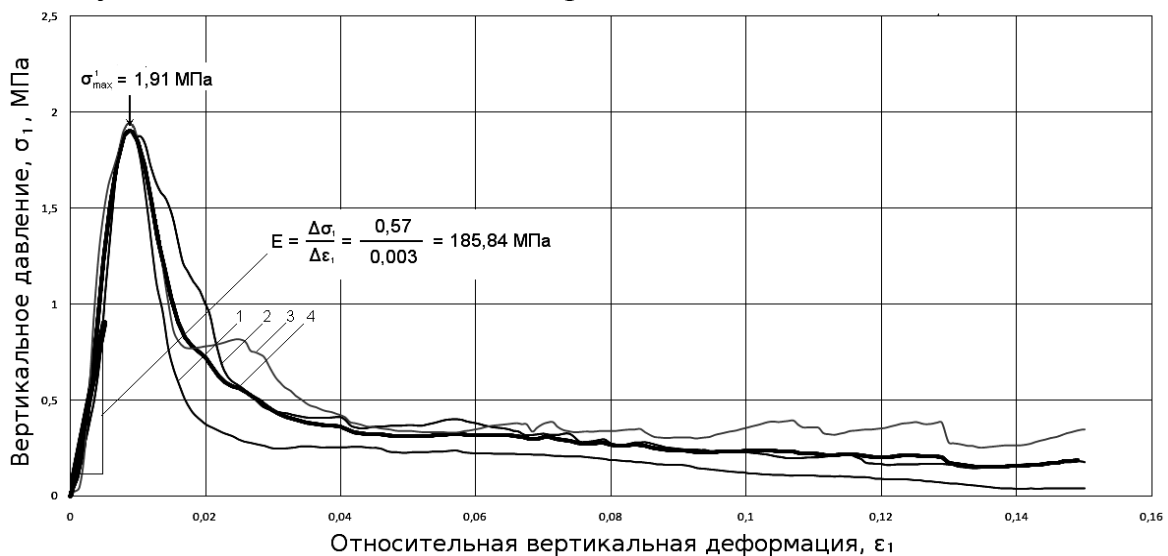


Рис. 3.23. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 20% шлака, 7 суток твердения, $\sigma = 200$ кПа:
1, 2, 3 – результаты опытов; 4 – среднее значение

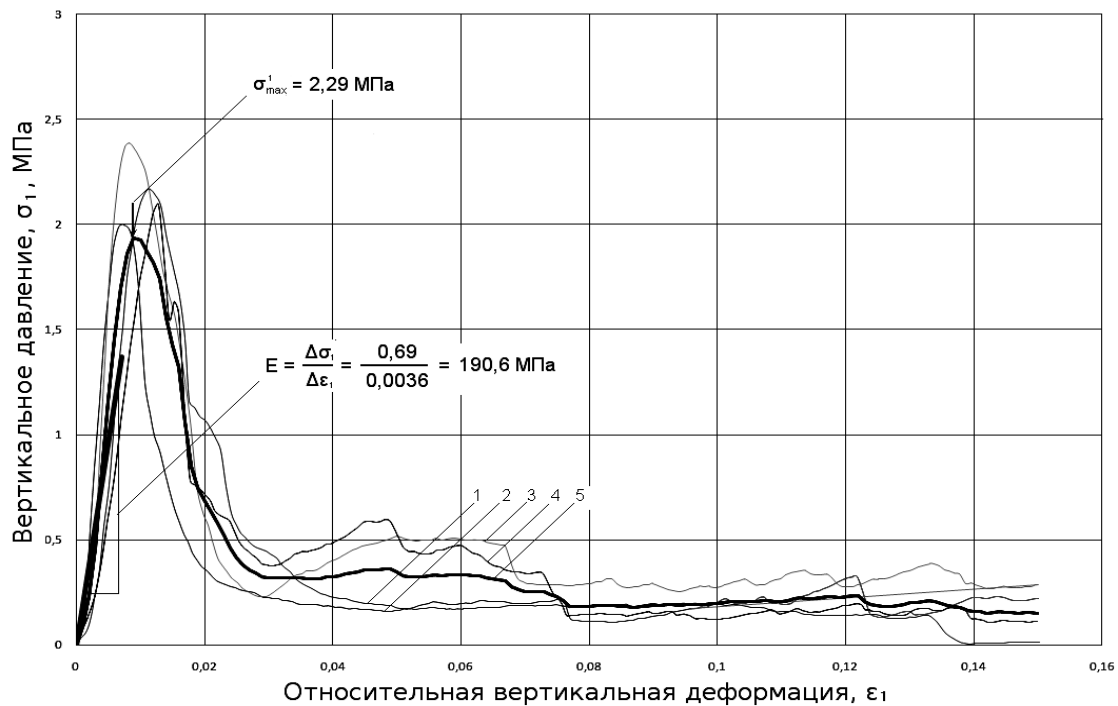


Рис. 3.24. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 20% шлака, 7 суток твердения, $\sigma = 400$ кПа:
1, 2, 3, 4 – результаты опытов; 5 – среднее значение

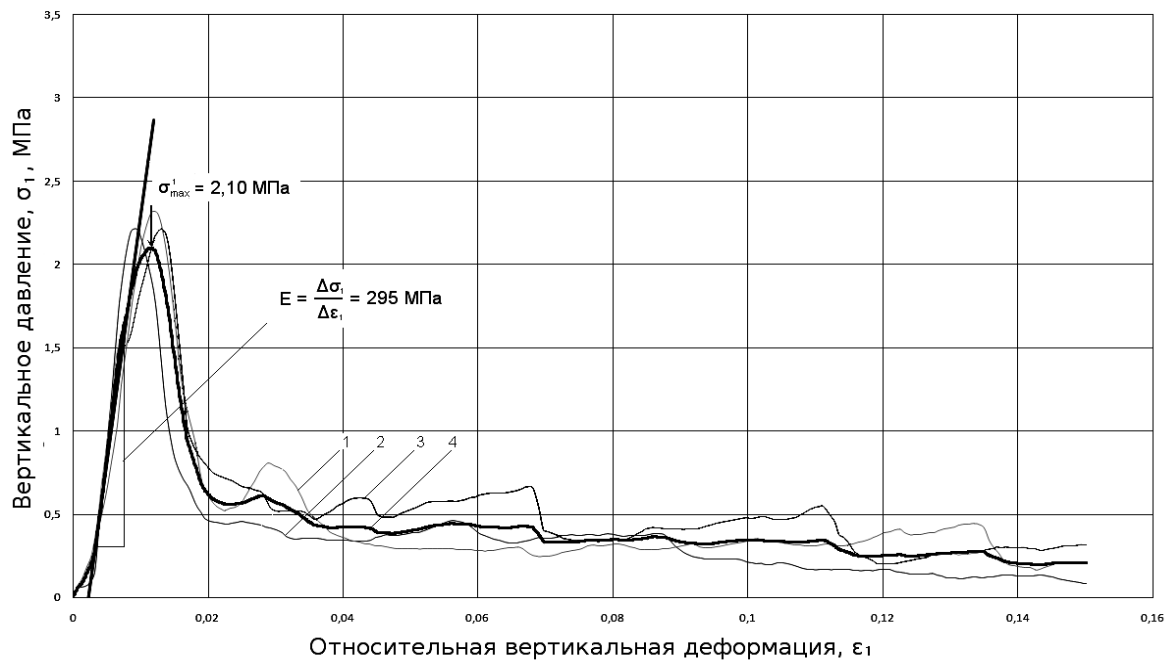


Рис. 3.25. Результаты испытаний в условиях одноосного сжатия при 20% шлака, 7 суток твердения, $\sigma = 600$ кПа:
1,2,3,4 – результаты опытов; 5 – среднее значение

В табл. 3.9 приведены результаты испытаний на одноосное сжатие образцов глиношлаковой смеси с выдержкой в процессе твердения материала под давлением предварительного уплотнения.

Т а б л и ц а 3.9

Прочность на одноосное сжатие при 20% содержании шлака и различном давлении предварительного уплотнения на 7 сутки твердения (среднее из трех опытов)

Состав смеси	Прочность, МПа		
	200 кПа	400 кПа	600 кПа
Глина в природном состоянии	0,17	-	0,17
Глина + 20% шлака	1,92	2,26	2,86

Если сравнить значения прочности при 20% содержания шлака на 7 сутки твердения (табл. 3.9), то видно, что прочность глиношлаковой смеси возрастает до определенного предела с ростом давления предварительного уплотнения. Прочность в естественном состоянии глины равна 0,184 МПа, без уплотнения глиношлаковой смеси она равна 1,0 МПа, а с уплотнением при давлении в 200 кПа равна 1,92 МПа. Видно, что введение предварительного уплотнения в процессе твердения глиношлаковой смеси приводит к росту прочности почти в два раза. Однако, в дальнейшем рост давления предварительного уплотнения не приводит к ожидаемому росту прочности. Из табл. 3.9 видно, что набор прочности прекращается при давлении в 400 кПа и дальше он не зависит от величины нормального давления. Наблюдаемое явление находится в противоречии с подобными испытаниями для цемента-грунтовых смесей, где отмечается рост прочности по мере увеличения давления предварительного уплотнения (см. рис. 1.16).

3.4. Испытания в условиях компрессионного сжатия

Цель испытаний – исследование закономерности сжимаемости (уплотнения) материалов и определение модуля деформации.

Методика испытаний приведена в ГОСТ 1248-96, а техника для испытаний рассмотрена в разд. 2. Цель испытаний заключается в исследовании процесса уплотнения материала с ростом нормального давления. Этот процесс характеризуется уменьшением объема пор в материале с ростом нормального давления. По результатам испытаний строят зависимость изменения коэффициента пористости от нормального давления. Далее, используя эту зависимость, находят модуль деформации, характеризующий жесткость исследуемого материала в выбранном диапазоне нормального давления. Этот модуль не совпадает с модулем упругости, найденным из условий одноосного сжатия, так как он

находится при невозможности бокового расширения материала. Однако этот модуль широко используется при расчете оснований зданий и сооружений, и должен быть определен и для закрепленного шлаком глинистого грунта.

В данной серии опытов были выполнены испытания глины, физические свойства которой приведены в табл. 3.2. Результаты испытаний показаны на рис. 3.26-3.28.

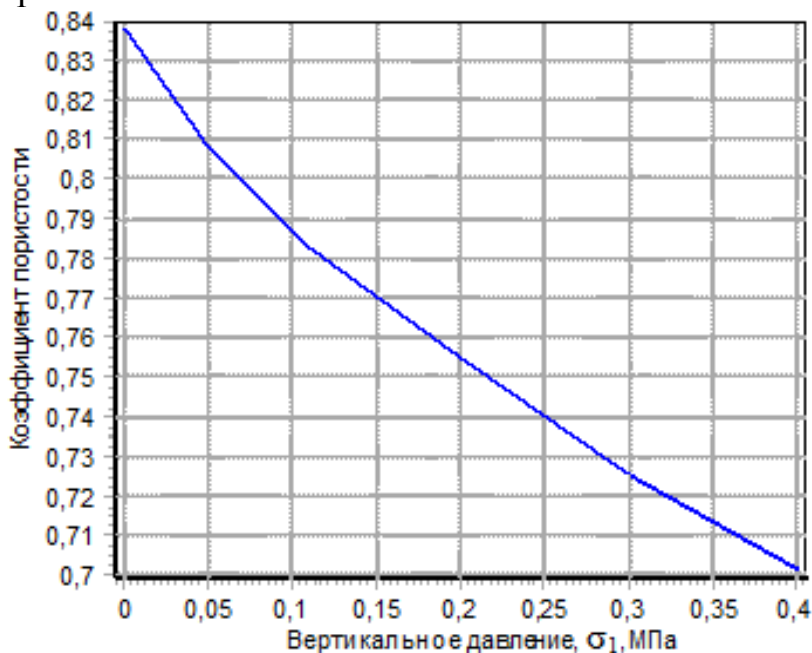


Рис. 3.26. График зависимости коэффициента пористости от вертикального давления

Т а б л и ц а 3.10

Значения компрессионного модуля деформации

Нормальное давление, σ , МПа	Вертикальная деформация, ε	Модуль деформации E_{oed} , МПа	Коэффициент сжимаемости, m_o , МПа-1	Коэффициент пористости, e
0	0	0,0	0	0,838
0,049	0,016	1,35	0,586	0,809
0,108	0,030	1,83	0,433	0,783
0,201	0,045	2,55	0,310	0,755
0,300	0,061	2,67	0,296	0,725
0,400	0,074	3,37	0,234	0,702

Используя компрессионную зависимость (рис. 3.26), можно определить давление предварительного уплотнения σ_p , которое испытывал грунт при своем природном формировании. Для этого применены два метода, предложенные Казагранде и Беккером [13]. Результаты дали близкие значения σ_p – 149 и 139,1 кПа (см. рис. 3.27, 3.28). Среднее значение из шести испытаний равно 138 кПа. Это давление используется в расчетах

оснований для определения границы упругого и неупругого поведения. Полагают, что превышение действующими напряжениями величины давления предварительного уплотнения характеризуется полным разрушением структуры материала.

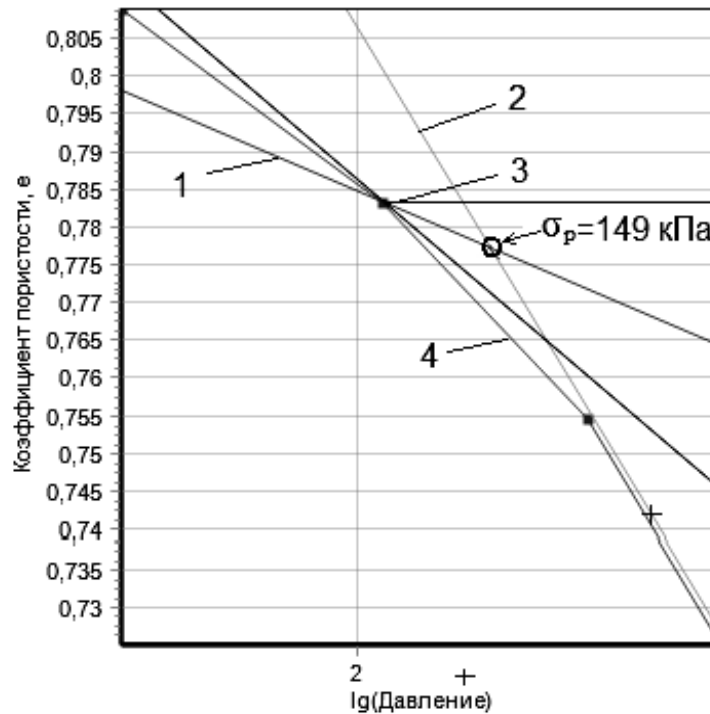


Рис. 3.27. Определение давления предварительного уплотнения методом Казагранде:
 1 – линия биссектрисы, 2 – касательная линия;
 3 – точка максимальной кривизны; 4 – компрессионная зависимость

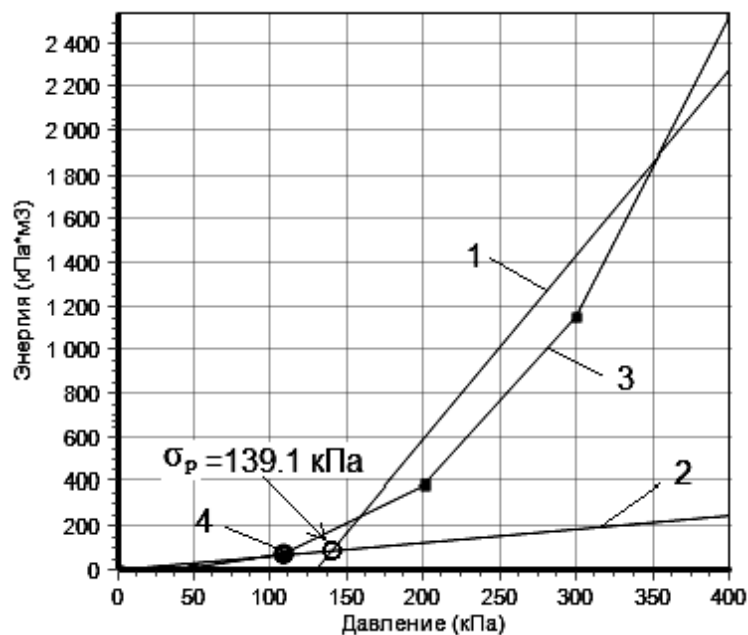


Рис. 3.28. Определение давления предварительного уплотнения методом Беккера:

1, 2 – касательные к участкам кривой; 3 – результаты испытаний;
4 – точка максимальной кривизны

В этой же серии опытов были проведены испытания глиношлаковой смеси с 20% содержанием шлака при 7 сутках твердения. Результаты испытаний показаны на рис. 3.29.

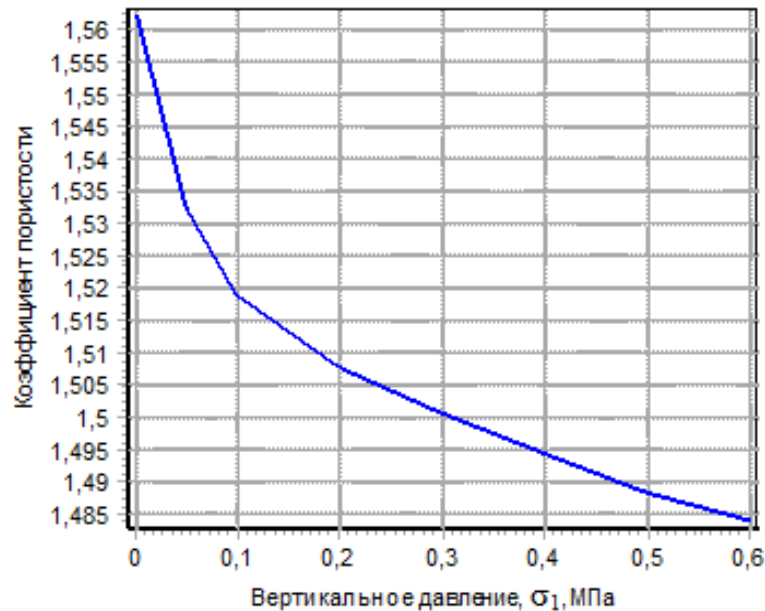


Рис. 3.29. Зависимость изменения коэффициента пористости от нормального давления для глиношлакового материала на 7 сутки твердения при 20% шлака

Т а б л и ц а 3.11

Значения компрессионного модуля деформации

Нормальное давление σ , МПа	Вертикальная деформация ϵ	Модуль деформации E_{oed} , МПа	Коэффициент сжимаемости m_o , МПа-1	Коэффициент пористости e
0	0	0,0	0	1,56
0,050	0,012	2,68	0,6	1,53
0,099	0,017	5,84	0,27	1,52
0,200	0,021	14,3	0,11	1,51
0,299	0,024	22,14	0,07	1,50
0,400	0,026	26,12	0,06	1,49
0,500	0,029	25,99	0,06	1,49
0,599	0,030	38,63	0,04	1,48

На рис. 3.30 представлены компрессионные кривые в полулогарифмическом масштабе по оси давлений, $e = \log \sigma$. Точка перелома на данных графиках соответствует переходу от упругого поведения материала к неупругому, с возникновением остаточных деформаций. Этот порог определяется прочностью структурных связей в материале и характеризуется

параметром σ_p , который используется в различных моделях материалов при численном решении краевых задач. Например, в модели материала *Cap* этот параметр обозначен как $X(k)$.

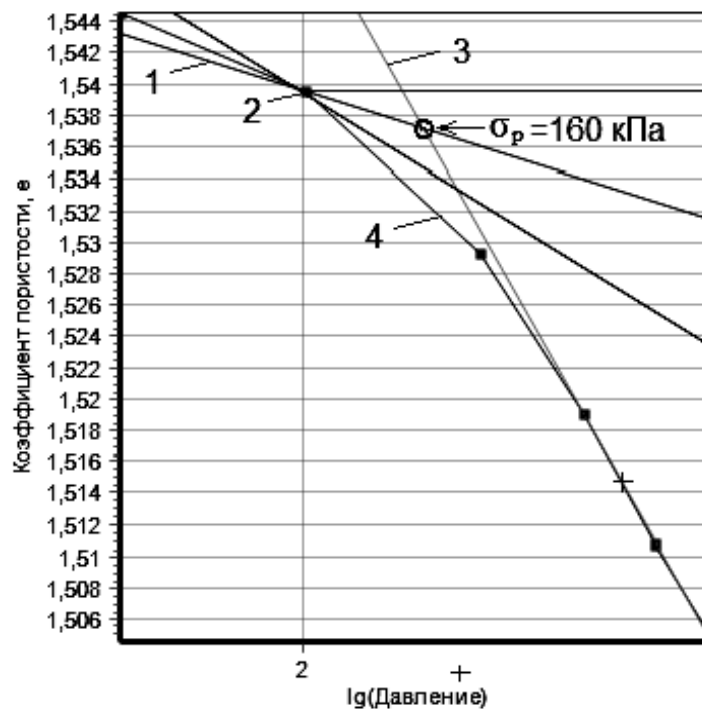


Рис. 3.30. Определение давления предварительного уплотнения методом Казагранде:
 1 – линия биссектрисы, 2 – точка максимальной кривизны;
 3 – касательная линия; 4 – компрессионная зависимость

Используя метод Казагранде, было получено значение $\sigma_p = 160$ кПа (рис. 3.30), а метод Беккера (рис. 3.31) дает значение, равное 169,4 кПа. Среднее значение из шести испытаний равно 168 кПа.

Сравнение значений σ_p для глины в природном состоянии и при содержании шлака 20% показывает на зависимость роста прочности структурных связей с 138 до 168 кПа. Следует учесть, что испытания проводились на 7 сутки и материал в дальнейшем с течением времени покажет большие значения структурной прочности.

Как видно из рис. 3.26 (табл. 3.10, 3.11), коэффициент пористости (объем пор) во всех выполненных испытаниях уменьшается с ростом нормального давления. Начальное значение коэффициента пористости зависит от содержания шлака в грунте, чем больше содержание шлака в грунте, тем больше начальное значение коэффициента пористости (объема пор) в материале.

Найденный из опытов модуль деформации отличается от упругого модуля, так как он вычисляется при определенной степени развития

неупругих, остаточных деформаций в материале. Этот модуль деформации входит в решения и используется при проектировании оснований зданий и сооружений [10]. Однако найденное из компрессионных испытаний значение модуля деформации приводится к расчетному значению путем умножения его на коэффициент перехода m_k . Значение m_k зависит от вида грунта и изменяется в диапазоне от 1 до 6. В связи с тем, что для шлакогрунта этот коэффициент отсутствует, в данной работе его предлагается определять путем сопоставления результатов компрессионных и трехосных испытаний из выражения:

$$m_k = \frac{E_{triax}}{E_{oed}}, \quad (3.14)$$

где E_{triax} – модуль упругости из трехосных испытаний; E_{oed} – модуль деформации из компрессионных испытаний.

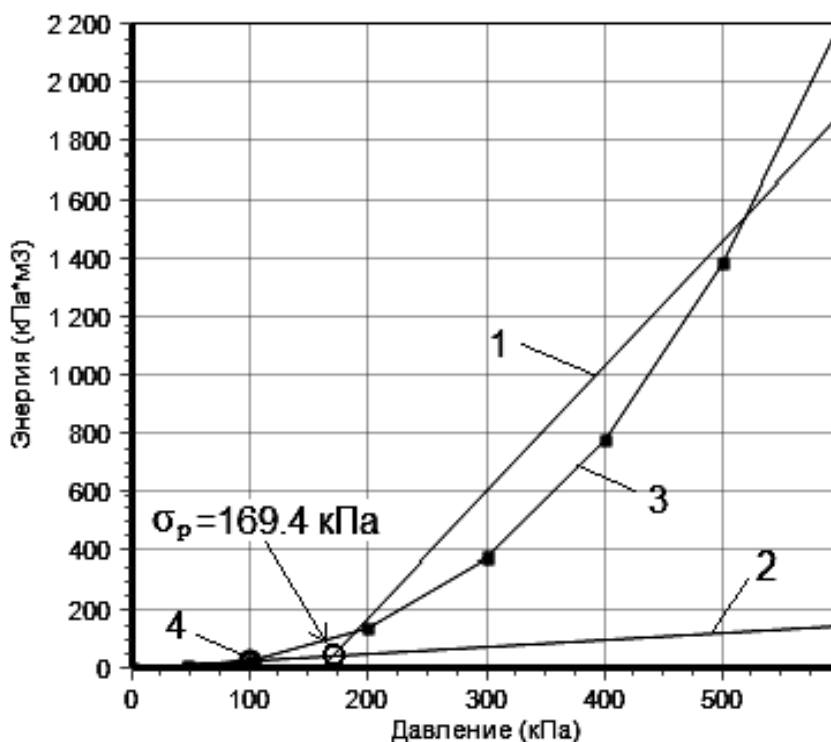


Рис. 3.31. Определение давления предварительного уплотнения методом Беккера:
 1, 2 – касательные к участкам кривой; 3 – результаты испытаний;
 4 – точка максимальной кривизны

3.5. Испытания с целью исследования прочностных свойств в условиях одноплоскостного сдвига

Испытания выполнены в условиях консолидированно-дренированного сдвига, по методу ГОСТ 12248-96, с целью определения параметров прочности ϕ и c , входящих в условия прочности Мора-Кулона (2.31). Оборудование, необходимое для проведения данных испытаний, описано в подразд. 2.7.1.

3.5.1. Образцы глины в природном состоянии

Результаты испытаний показаны на рис. 3.32–3.34.

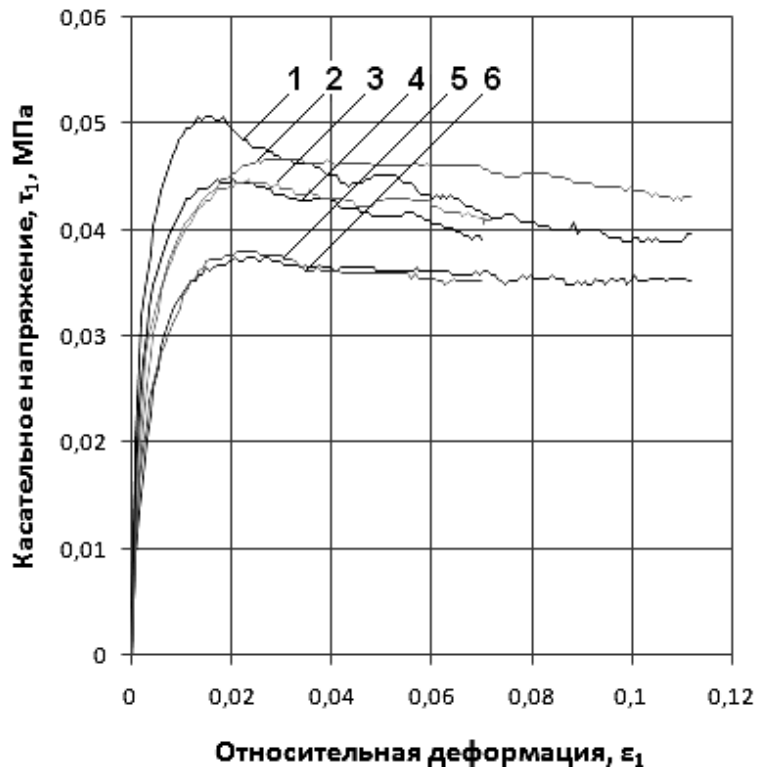


Рис. 3.32. Зависимость касательной нагрузки от относительной деформации сдвига: 1, 2, 3, 4, 5, 6 – результаты испытаний; $\sigma = 100$ кПа

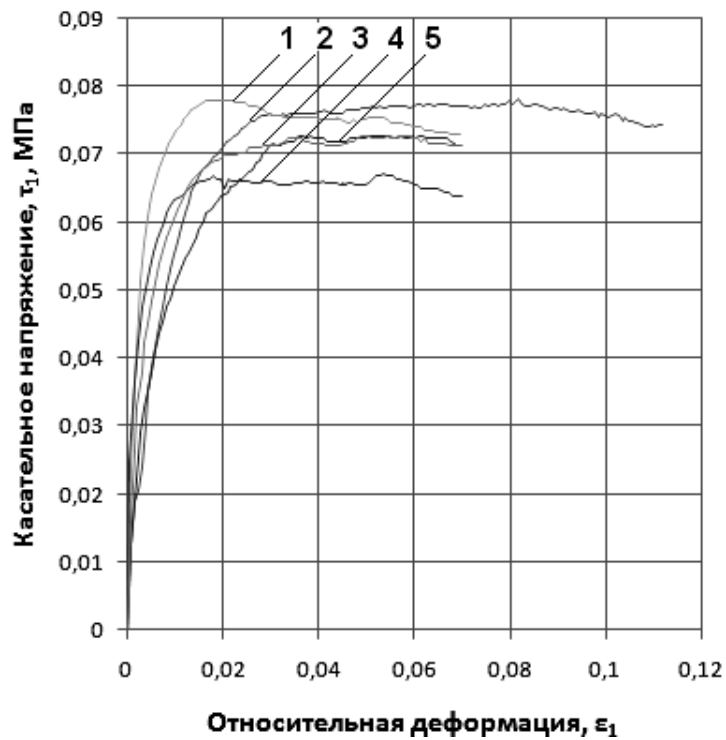


Рис. 3.33. Зависимость касательной нагрузки от относительной деформации сдвига: 1, 2, 3, 4, 5 – результаты испытаний; $\sigma = 200$ кПа

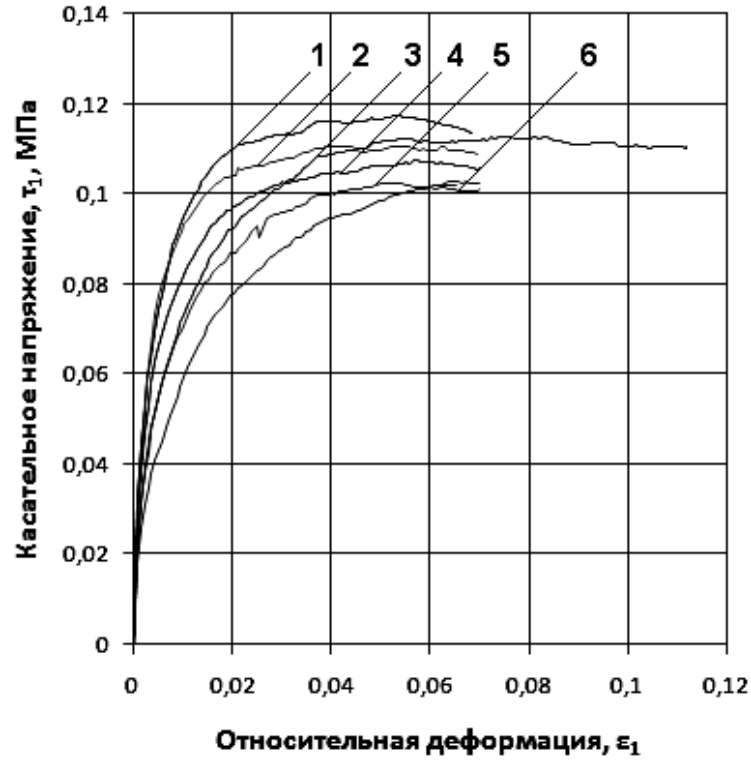


Рис. 3.34. Зависимость касательной нагрузки от относительной деформации сдвига:
1, 2, 3, 4, 5, 6 – результаты испытаний; $\sigma = 300$ кПа

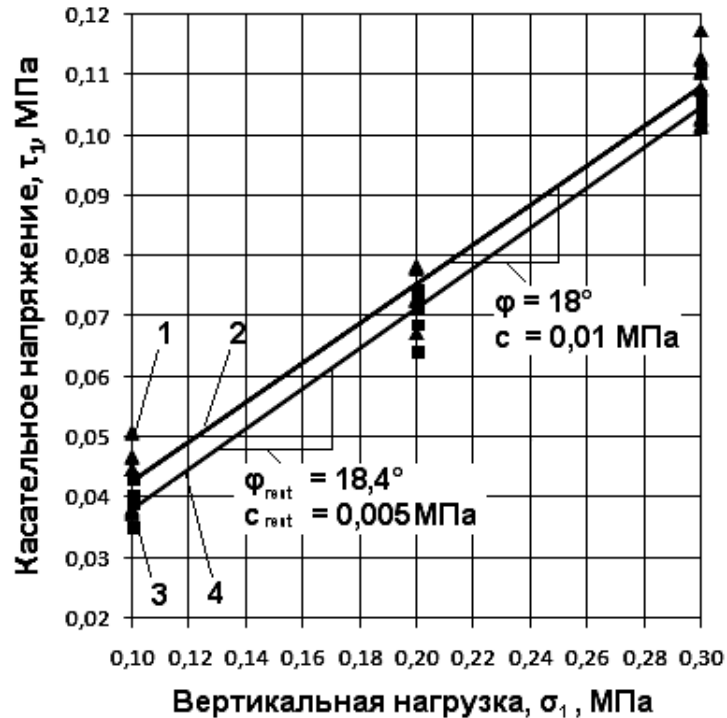


Рис. 3.35. Зависимость касательного напряжения от вертикальной нагрузки:
1 – точки разрушения; соответствующие максимальной прочности; 2 – линейная аппроксимация точек разрушения; 3 – точки разрушения, соответствующие остаточной прочности; 4 – линейная аппроксимация точек остаточной прочности

В результате испытаний получены следующие значения параметров условия прочности Кулона: угол внутреннего трения $\varphi = 18-18,4^\circ$, силы удельного сцепления $c = 0,005-0,01$ МПа.

3.5.2. Образцы, упрочненные шлаком

В данной серии были проведены испытания глиношлаковой смеси при 20% содержании шлака на 7 суток твердения. Результаты испытаний показаны на рис. 3.36–3.38.

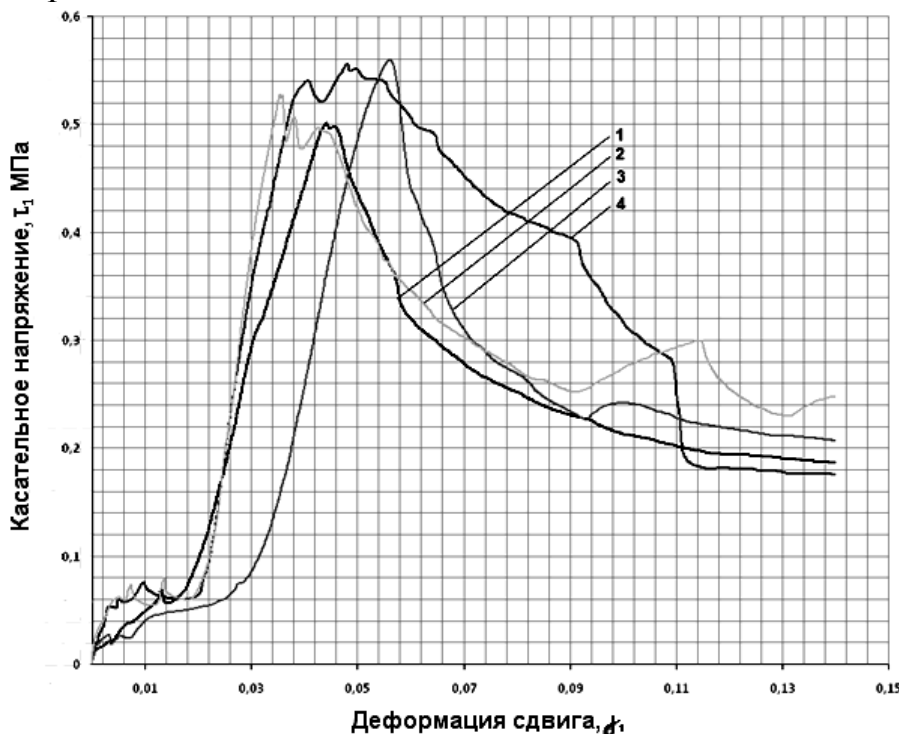


Рис. 3.36. Результаты испытаний в условиях одноплоскостного сдвига при 20% содержании шлака, 7 суток твердения и нормальном давлении 200 кПа

Используя максимальные значения прочности на сдвиг из условия прочности Кулона (2.1), найдены параметры этого закона φ и c (рис. 3.39), которые равны $\varphi = 30^\circ$ и $c = 0,43$ МПа (прямая 2, на рис. 3.39). Остаточные значения параметров прочности (прямая 4, на рис. 3.39) равны $\varphi_{rest} = 29^\circ$, а силы удельного сцепления $c_{rest} = 0,1$ МПа. Можно сделать вывод о влиянии величины деформации сдвига на параметры прочности. При деформации сдвига от 4-5% мы имеем максимум прочности и параметры прочности в 30° и 0,43 МПа, а при деформации сдвига в 13% получаем практически тот же угол внутреннего трения $30-29^\circ$ и падение сил сцепления почти в четыре раза с 0,43 до 0,1 МПа. Это объясняется полным разрушением структурных (цементационных) связей в шлако-грунте при практически той же площади контактов между частицами материала.

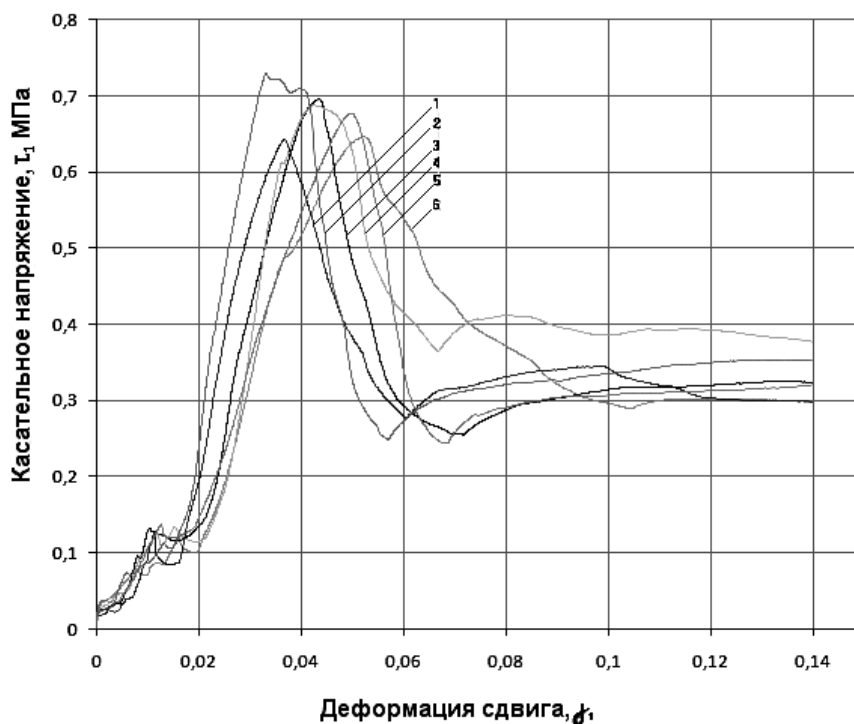


Рис. 3.37. Результаты испытаний в условиях одноплоскостного сдвига при 20% содержании шлака, 7 суток твердения и нормальном давлении 400 кПа

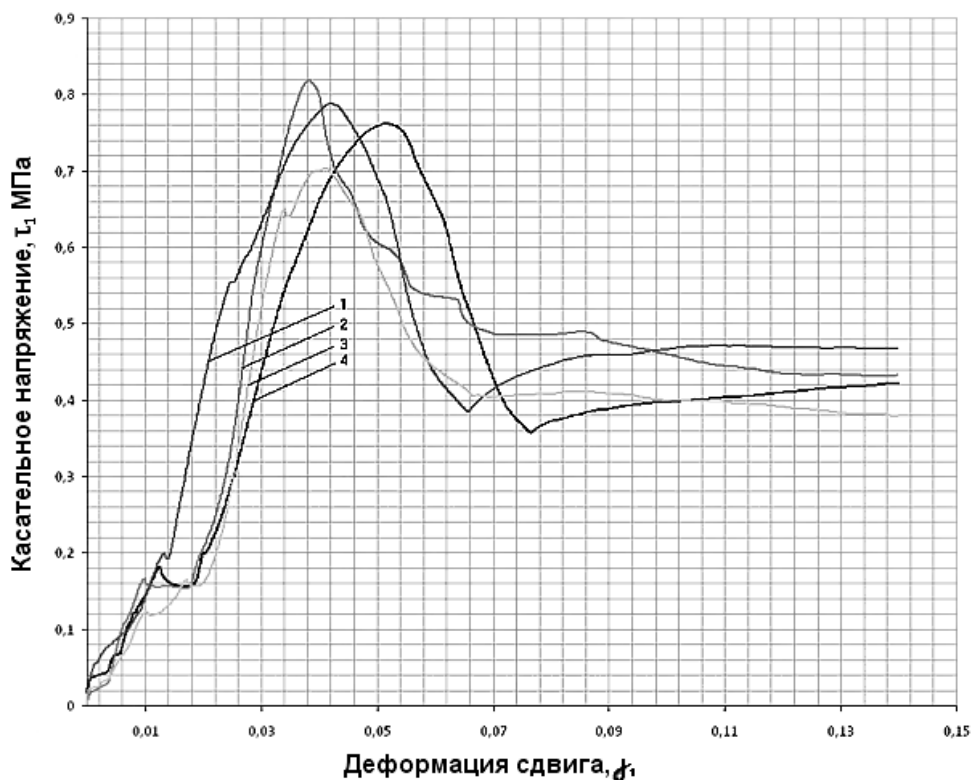


Рис. 3.38. Результаты испытаний в условиях одноплоскостного сдвига при 20% содержании шлака, 7 суток твердения и нормальном давлении 600 кПа

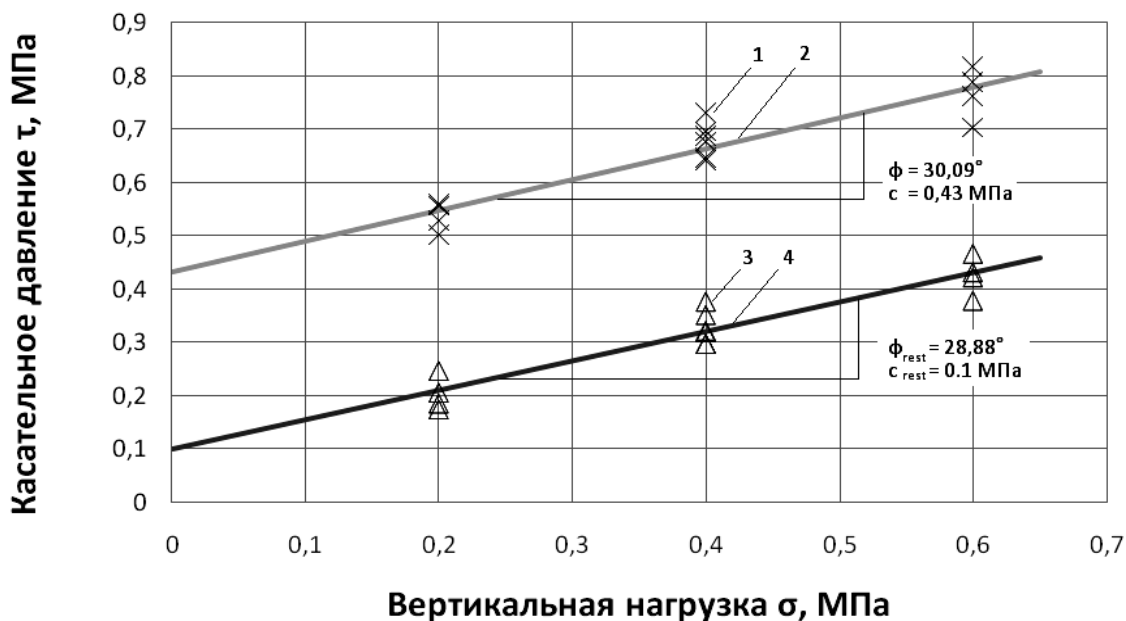


Рис. 3.39. Определение параметров прочности ϕ и c с использованием условия прочности Кулона

Введение шлака приводит также к изменению характера зависимости «касательное напряжение – деформация сдвига». Если для естественного грунта (см. рис. 3.32–3.34) имеет место упрочнение материала с небольшим разупрочнением после достижения предела прочности, то для грунта с введением вяжущего наблюдается явное разупрочнение материала до остаточного значения (см. рис. 3.36–3.38).

Введение шлака приводит также к изменению параметров, входящих в условие прочности Кулона. Для грунта в природном состоянии $\phi = 18^\circ$, $c = 0,005-0,01$ МПа, введение 7% шлака приводит к их значительному увеличению: $\phi = 30^\circ$, $c = 0,43$ МПа. Силы удельного сцепления возрастают в 40-43 раза.

Данные параметры используются при расчете оснований зданий и сооружений по несущей способности с использованием аналитических и инженерных решений СП 101-104-2004 [10] или при расчете с использованием нелинейной механики при помощи различных программ, например, Plaxis, Flac, Z-Soil, Geo-Slope, Ansys, Abaqus, Ls-Dyna и др.

3.6. Испытания с целью исследования прочностных и деформационных свойств в условиях трехосного сжатия

Испытания выполнены по методу ГОСТ 12248-96 с целью определения параметров прочности ϕ и c , модуля упругости E , коэффициента Пуассона ν , модуля объемного сжатия K , модуля сдвига G для глины и глино-

шлаковой смеси. Оборудование, необходимое для проведения данных испытаний, описано в подразд. 2.7.3.

Испытания данной серии опытов проведены при различном всестороннем давлении $\sigma_2 = \sigma_3$, которое принималось равным 100, 200, 300 кПа.

3.6.1. Образцы глины в природном состоянии

Результаты испытаний показаны на рис. 3.40–3.42.

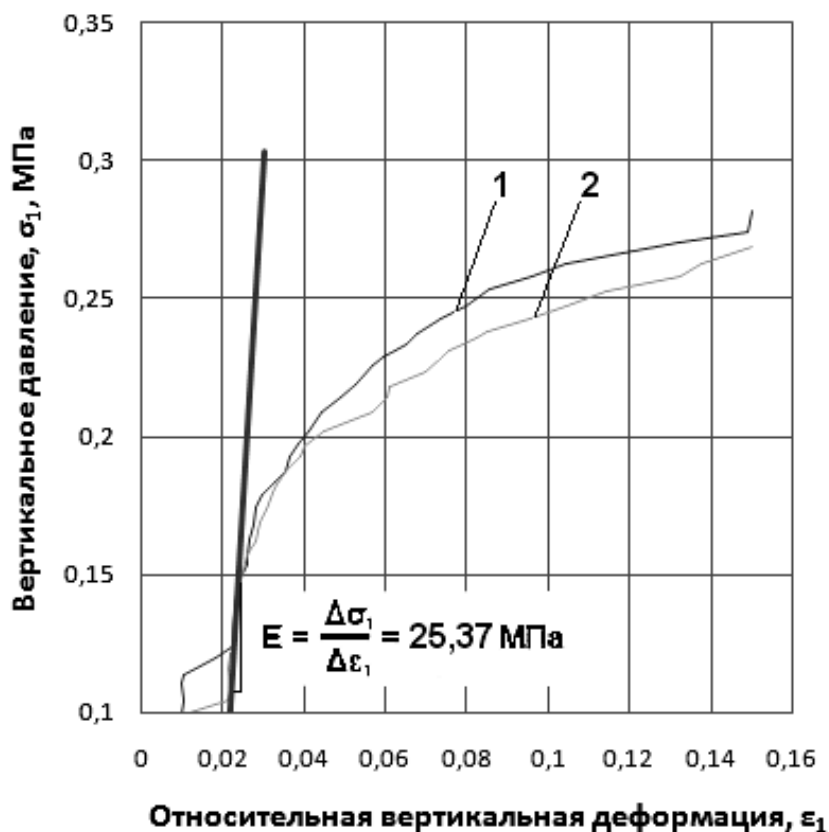


Рис. 3.40. Зависимость вертикального давления от относительной вертикальной деформации:
1, 2, 3 – результаты испытаний; $\sigma_3 = 100$ кПа

В результате испытаний глины в естественном природном состоянии получены (рис. 3.43) параметры прочности Мора – Кулона, равные $\varphi = 18,5^\circ$, силы удельного сцепления $c = 0,014$ МПа. Испытания в условиях одноплоскостного сдвига дали значения, равные $\varphi = 18\text{--}18,4^\circ$, силы удельного сцепления $c = 0,005\text{--}0,01$ МПа. В данном случае влияние вида напряженного состояния на параметры прочности практически отсутствует.

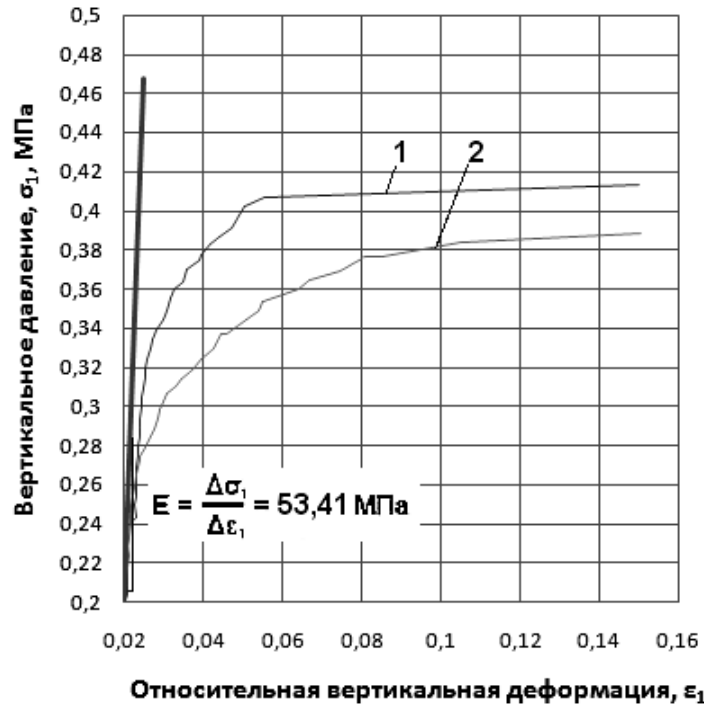


Рис. 3.41. Зависимость вертикального давления от относительной вертикальной деформации:
1, 2 – результаты испытаний; $\sigma_3 = 200 \text{ кПа}$

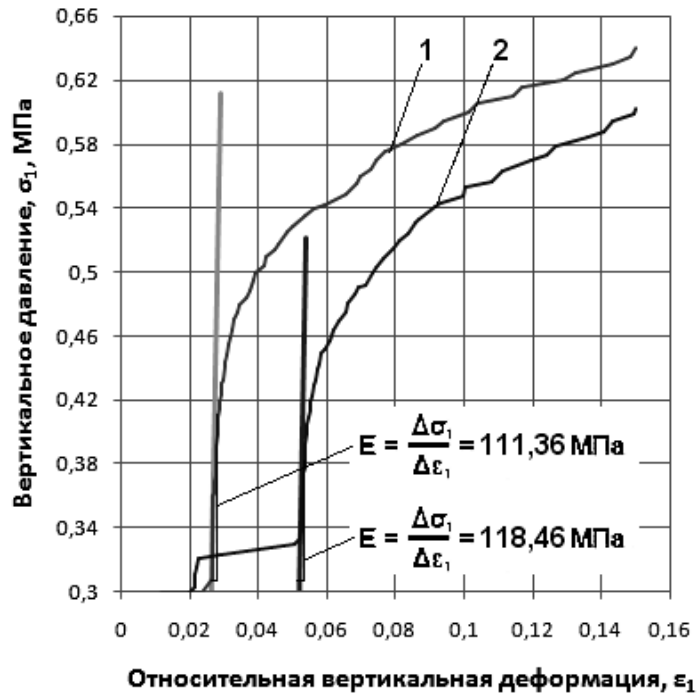


Рис. 3.42. Зависимость вертикального давления от относительной вертикальной деформации:
1, 2 – результаты испытаний; $\sigma_3 = 300 \text{ кПа}$

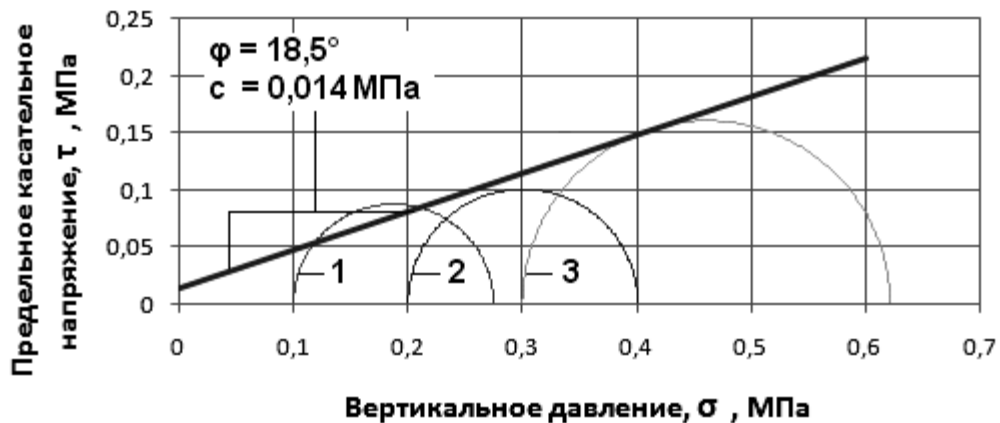


Рис. 3.43. Диаграмма Мора – Кулона:
1, 2, 3 – круги Мора, построенные по усредненным результатам испытаний

Как видно из рис. 3.40–3.42, разрушение материала сопровождается его упрочнением, за исключением опыта № 1, на рис. 3.41. Поэтому при определении параметров прочности ϕ и c нагрузка, соответствующая пределу прочности, была принята при осевой деформации в 15%, что соответствует рекомендациям ГОСТ 12248-96.

3.6.2. Образцы, упрочненные шлаком

На рис. 3.44–3.47 показаны результаты испытаний глиношлаковой смеси при 20% содержания шлака на 7 сутки твердения. Давление всестороннего сжатия $\sigma_2 = \sigma_3$ принималось равным 200, 400, 600 кПа. При испытании естественной глины оно было равным 100, 200, 300 кПа. Увеличение давления было обосновано ростом жесткости материала с введением вяжущего.

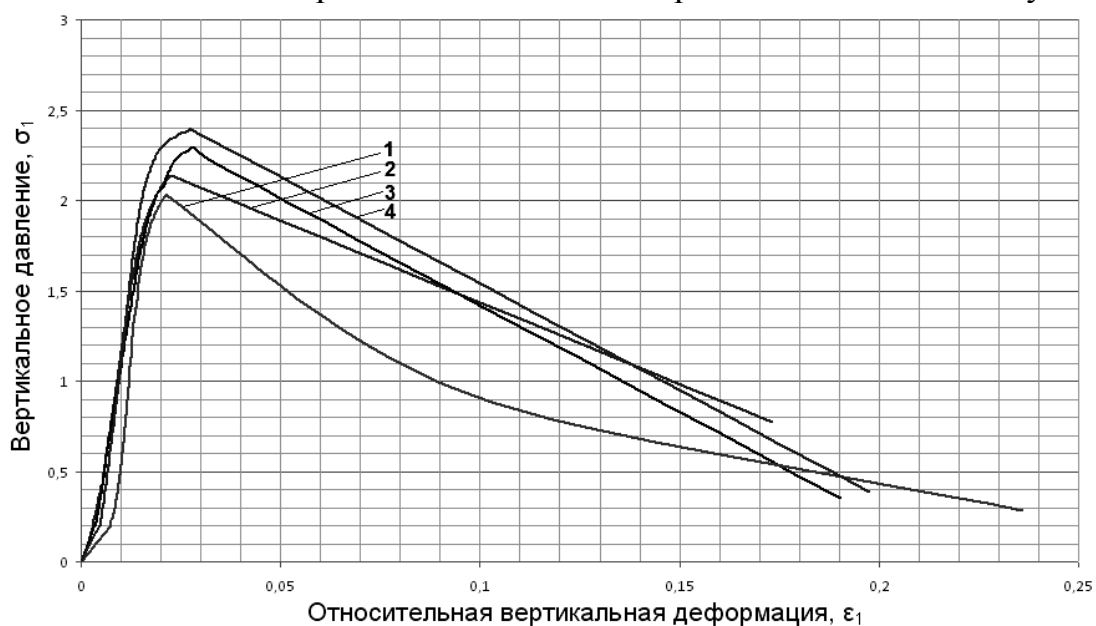


Рис. 3.44. Зависимость осевой деформации от осевого напряжения при постоянном боковом напряжении 200 кПа при 20% содержании шлака на 7 сутки твердения

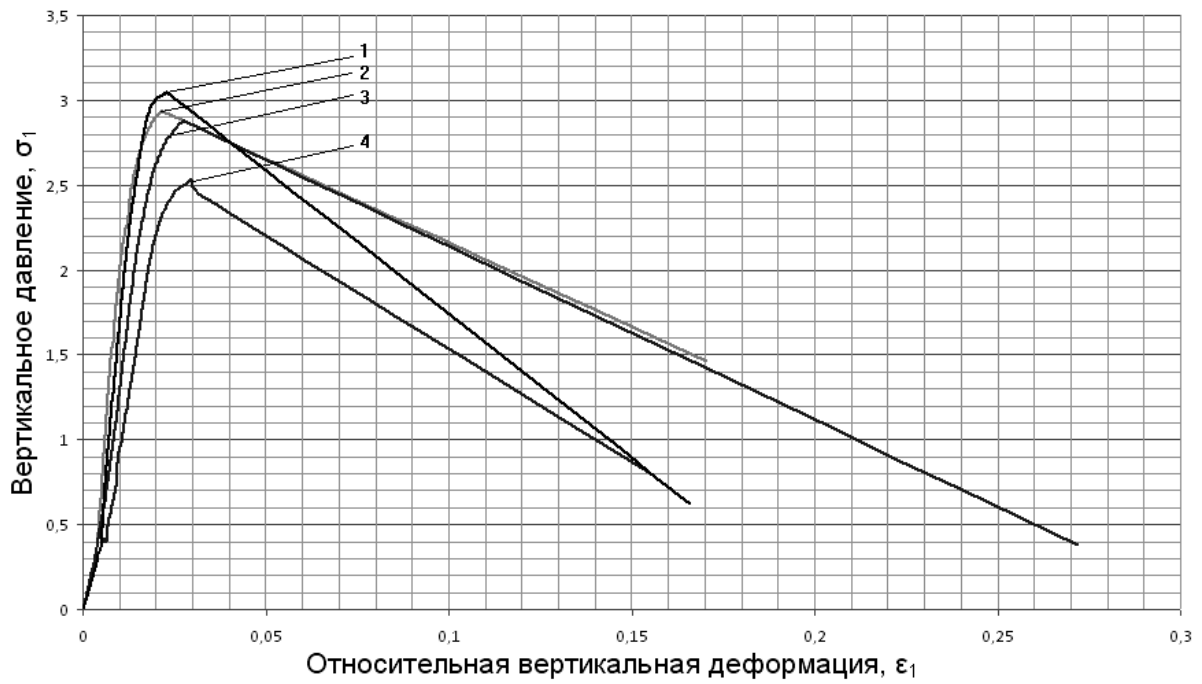


Рис. 3.45. Зависимость осевой деформации от осевого напряжения при постоянном боковом напряжении 400 кПа при 20% содержании шлака на 7 сутки твердения

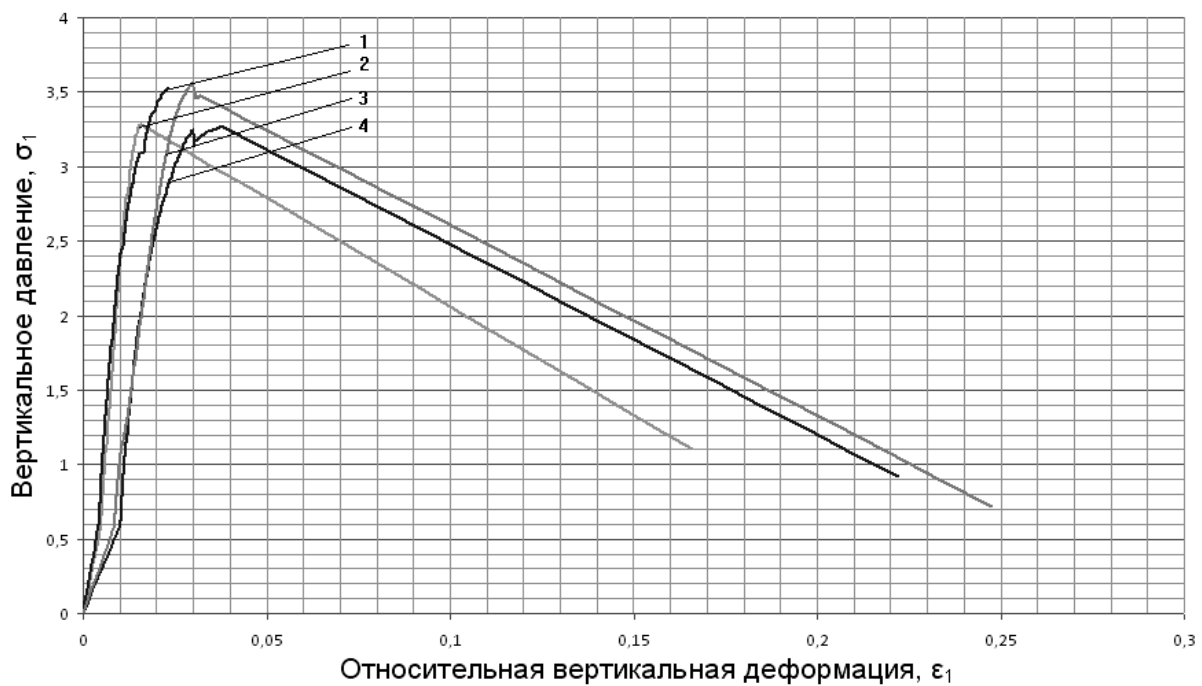


Рис. 3.46. Зависимость осевой деформации от осевого напряжения при постоянном боковом напряжении 600 кПа при 20% содержании шлака на 7 сутки твердения

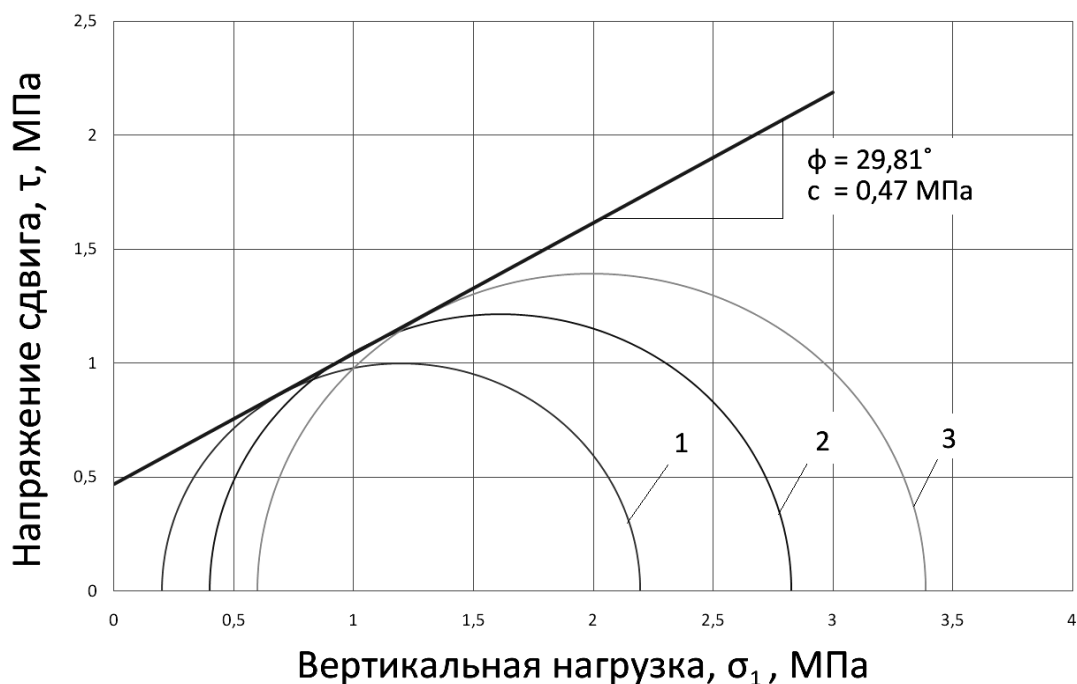


Рис. 3.47. Диаграмма Мора – Кулона:
1, 2, 3 – круги Мора, построенные по результатам испытаний,
приведенные на рис. 3.44–3.46

Модуль упругости материала возрастает с ростом всестороннего давления. При давлении в 200 кПа $E = 115,10$ МПа, а при давлении в 600 кПа он увеличивается до 342,15 МПа.

Сравнение результатов испытаний в условиях одноплоскостного сдвига (рис. 3.39) и трехосного сжатия (рис. 3.47) показывает, что параметры прочности ϕ и c в данном случае практически не зависят от вида напряженного состояния. В условиях одноплоскостного сдвига $\phi_{direct} = 30^\circ$, $c_{direct} = 0,41$ МПа, а в условиях трехосного сжатия $\phi_{triax} = 29,81^\circ$, $c_{triax} = 0,47$ МПа.

Опыты показывают, что характер деформационного поведения материала зависит от количества вяжущего. На начальном участке деформационное поведение материала практически не зависит от количества вяжущего и является линейным. При небольшом количестве вяжущего образцы разрушаются с пластическим деформированием без упрочнения материала. Увеличение содержания вяжущего приводит к изменению напряженно-деформированного поведения, материал деформируется не только с упрочнением, но и показывает так называемое после пиковое поведение с разупрочнением.

Ранее (см. подразд. 2.6) было отмечено влияние способа измерения осевой деформации на полной базе и в центральной части образца материала. На рис. 3.48 приведены результаты подобных испытаний, из которого видно, что предел прочности практически одинаков в обоих

случаях, а деформации различны. Обработка результатов испытаний с целью определения модуля упругости показана на рис. 3.49, 3.50.

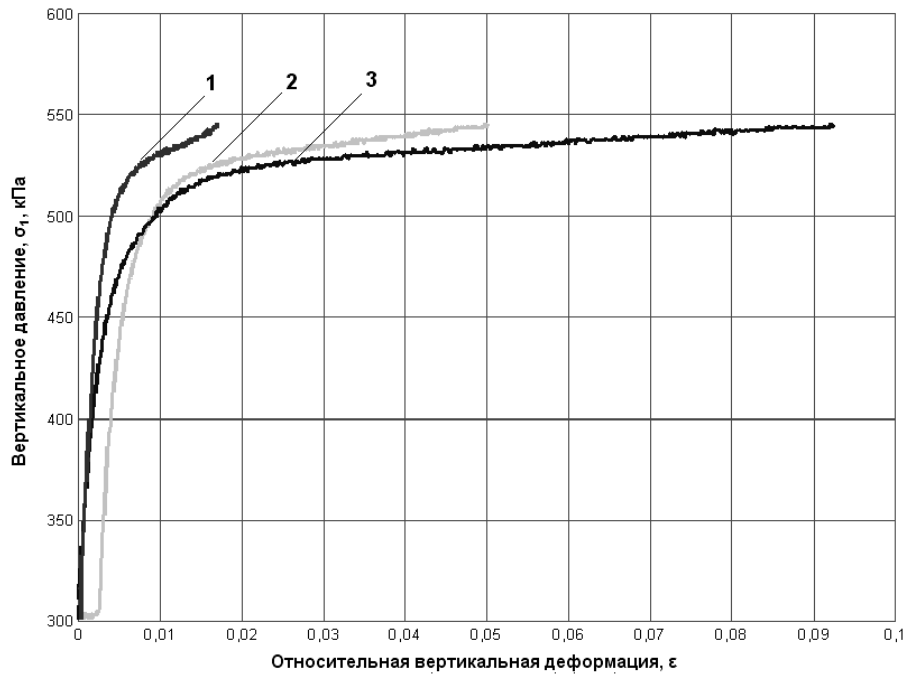


Рис. 3.48. Зависимость вертикальной деформации от вертикального напряжения:
 1 – измерение вертикальной деформации в центральной части образца;
 2,3 – измерение вертикальной деформации на полной базе

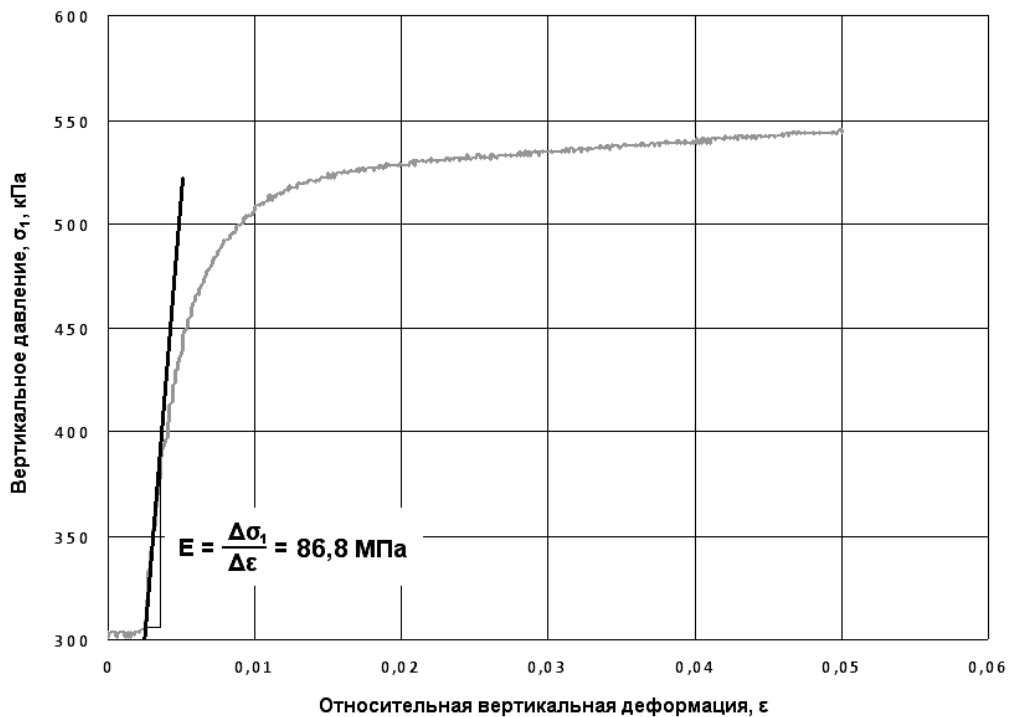


Рис. 3.49. Зависимость вертикальной деформации от вертикального напряжения, определенная в центральной части образца

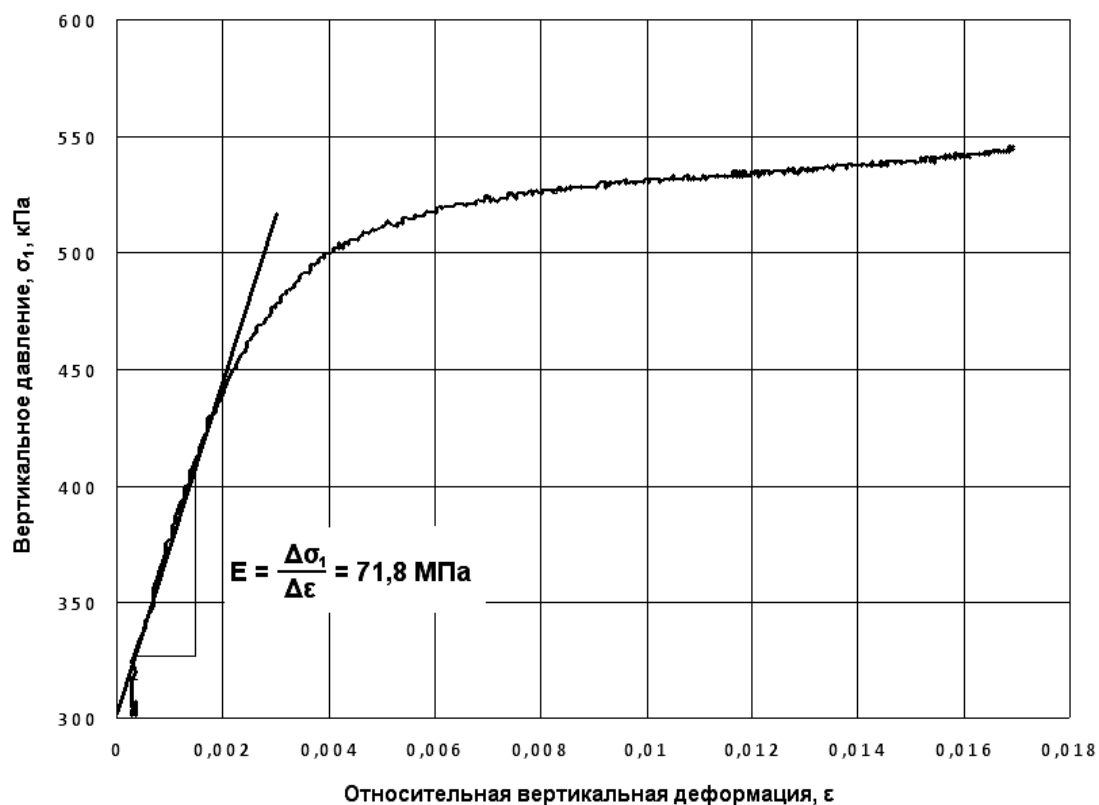


Рис. 3.50. Зависимость вертикальной деформации от вертикального напряжения, определенная на полной базе образца

Результаты испытаний показывают, что при измерении вертикальных деформаций в центральной части образца модули упругости, определенные по обоим датчикам перемещения (см. рис. 2.7), примерно равны (разница составляет 0,08 МПа). Среднее значение модуля упругости равно 86,8 МПа. В то время как при измерении вертикальной деформации на полной базе модуль упругости получается равным 71,84 МПа, что на 20% менее чем при измерении вертикальных деформаций в центральной части образца.

3.7. Обобщение результатов испытаний шлакогрунтового композита

Как отмечалось ранее, основная цель испытаний заключается в определении деформационных и прочностных характеристик исследуемого композитного материала. Исходным материалом являлась глина в природном состоянии. Добавление шлака и активатора привело к увеличению прочности и уменьшению сжимаемости глиношлакового композита. Оказалось, что прочность глиношлакового композита резко отличается в лучшую сторону от прочности грунта в природном состоянии. Это наглядно видно из сравнения значений характеристик прочности и деформируемости, которые приведены в табл. 3.12 и 3.13. Даже после 7 суток твердения модуль упругости увеличивается с 8,59 МПа (естественная

глина) до 96,68 МПа. Если учесть условия бокового обжатия (например, $\sigma_3 = 100$ кПа), то модуль упругости возрастает с 53,41 МПа до 115,10 МПа. На практике, после полного твердения глиношлакового композита, модуль упругости будет еще выше. Тенденция роста модуля упругости наглядно видна из результатов испытаний глиношлакового композита в условиях одноосного сжатия (см. табл. 3.6, 3.7).

Т а б л и ц а 3.12

Механические свойства глинистого грунта в природном состоянии и глиношлакового композита при содержании шлака 10% и времени твердения 7 суток

Методы испытаний	Механические свойства глинистого грунта в природном состоянии					Механические свойства глиношлакового композита при содержании шлака 10% и времени твердения 7 сут				
Компрессионное сжатие	Модуль деформации E_{oed} , МПа, при различных диапазонах нагрузки мПа									
	0,05-0,1	0,1-0,2	0,2-0,3	0,3-0,4	0,4-0,5	0,05-0,1	0,1-0,2	0,2-0,3	0,3-0,4	0,4-0,5
	1,9	2,67	3,35	4,45	5,1	11,1	15,45	19,41	31,37	42,34
Одноплоскостной срез по схеме КД*	φ , град.		c , кПа			Максимальная прочность		Остаточная прочность		
	φ , град.		c , кПа			φ , град.	c , кПа	φ_{rest} , град.	c_{rest} , кПа	
	18,0		10,0			30,0	43,0	29,0	10,0	
Одноосное сжатие	R , кПа		c_u , кПа	E_{uniax} , МПа		R , кПа		E_{uniax} , МПа		
	18,4		9,2	8,59		540,0		96,68		
Трехосное сжатие по схеме КД*	φ , град.	c , кПа	E_{triax} , МПа, при σ_3			φ , град.	c , кПа	E_{triax} , МПа, при σ_3		
			100 кПа	200 кПа	300 кПа			200 кПа	600 кПа	
	18,0	14,0	25,37	53,41	114,91	29,8	47,0	115,10	342,15	
Прочность на растяжение, кПа										
Прямое растяжение, R_t	16,2					27,4				
Растяжение при раздавливании, R_{tt}	17,0					28,4				
Растяжение при изгибе, R_{tf}	18,6					34,6				

П р и м е ч а н и е : *КД – консолидированно-дренированный сдвиг; E_{oed} – компрессионный модуль деформации; E_{uniax} – модуль упругости в условиях одноосного сжатия; E_{triax} – модуль упругости в условиях трехосного сжатия по траектории раздавливания.

Результаты испытаний, приведенные в табл. 3.12 и 3.13, указывают на зависимость модуля упругости от метода испытаний или, точнее, от вида напряженного состояния, реализуемого при нагружении образцов материала. В условиях одноосного сжатия, когда возможна свободная деформация образца материала в горизонтальном направлении, модуль упругости (E_{uniax}) получается меньше, чем для того же материала, но при наличии бокового обжатия (E_{triax}). При этом значение модуля упругости в последнем случае возрастает с ростом величины бокового обжатия $\sigma_2 = \sigma_3$ с 96,68 МПа до 342,15 МПа в выполненных исследованиях.

Какой же модуль упругости необходимо рекомендовать для последующих расчетов строительных конструкций или оснований?

Применительно к проектированию оснований ответ на этот вопрос можно найти на рис. 3.51. На рисунке показана расчетная схема к определению начального напряженного состояния, т.е. значений вертикальных σ_v и горизонтальных σ_h напряжений в природном массиве грунта. Горизонтальные напряжения определяются с использованием коэффициента бокового давления (K_o), значение которого, как правило, меньше единицы. Рассматриваемая расчетная точка представлена в виде прямоугольника и имитирует образец грунта. Наглядно видно, что образец не может свободно расширяться в горизонтальном направлении, из-за наличия условий «стеснения» – бокового обжатия (σ_h) от окружающего грунта. При этом с ростом глубины h величина бокового обжатия возрастает линейно для случая однородного по глубине грунта. Подобные условия нагружения можно реализовать только в условиях трехосного сжатия, но невозможно в условиях одноосного сжатия.

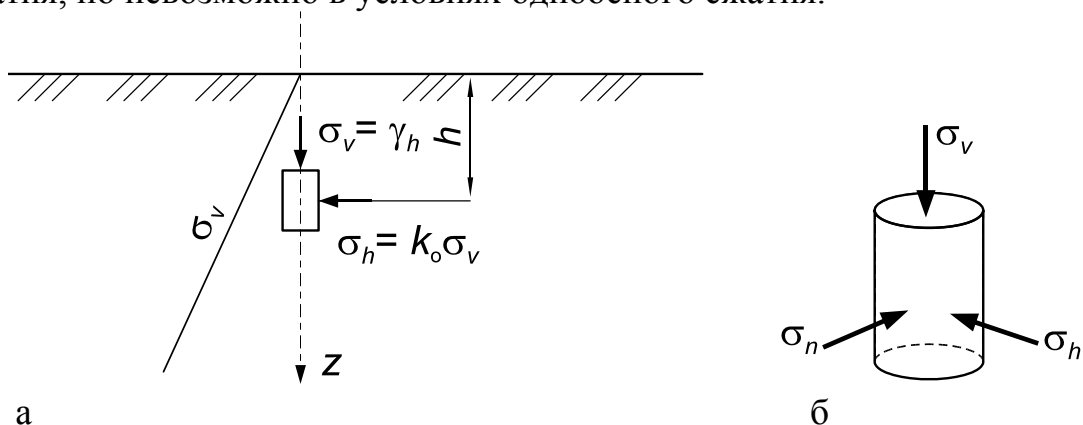


Рис. 3.51/ Расчетная схема к определению начального напряженного состояния:

а – массив грунта; б – напряженное состояние в приборе трехосного сжатия

Модуль деформации (E_{oed}), определяемый из компрессионных испытаний, рекомендуется использовать [10] при расчете осадки уплотнения оснований фундаментов. Как видно из табл. 3.12, этот модуль зависит от величины нормального давления, возрастая с ростом нормального давле-

ния. Например, если в интервале давления 0,4–0,5 МПа компрессионный модуль деформации для природного грунта равен 5,1 МПа, то для закрепленного вяжущим грунта он возрастает до 42,34 МПа. Следует заметить, что определение компрессионного модуля деформации значительно проще и дешевле, по сравнению с испытаниями в условиях трехосного сжатия. Поэтому на практике проводят массовые испытания образцов в условиях компрессионного сжатия, а за расчетное значение принимают величину модуля деформации, используя выражение (3.13). При этом в условиях трехосного сжатия проводят не более 3-х испытаний для каждой разновидности грунтов с целью определения E_{triax} .

В большинстве случаев при определении предельной нагрузки в сыпучем и связном основаниях используется условие прочности Мора – Кулона (2.1, 2.14), для чего необходимо определить параметры φ и c , входящие в условие прочности. Эти же параметры используются и в других условиях прочности, например, Друкера – Прагера (2.13, 2.16). Поэтому, если требуется выполнить расчеты с учетом упруго-пластического поведения материала, то при использовании отмеченных ранее условий прочности необходимо определить параметры прочности φ и c . В качестве начального упругого модуля деформации рекомендуется принимать E_{triax} .

Может оказаться, что при решении упруго-пластических задач с неассоциированным законом течения при определении предельной нагрузки потребуются дополнительные параметры, например, угол дилатансии, управляющий объемным поведением материала при сдвиге. Угол дилатансии можно найти из испытаний материала в условиях трехосного сжатия. С небольшой погрешностью его можно найти из простого выражения:

$$\psi = \varphi - \varphi_{rest} \quad (3.14)$$

где φ – угол внутреннего трения, найденный при максимуме девиатора напряжений; φ_{rest} – остаточный угол внутреннего трения, найденный при минимальных значениях девиатора напряжений.

Из рис. 2.2, 2.3 видно, что условия прочности Мора – Кулона и Друкера – Прагера, как, впрочем, и другие условия прочности, не рассмотренные в данной работе, позволяют оценивать поведение материалов в области не только сжимающих, но и растягивающих напряжений. Для этого надо знать только прочность материала на растяжение. Как видно из табл. 3.13, прочность на растяжение также зависит от метода испытаний. Для практических целей при выборе расчетного значения прочности на растяжение следует использовать результаты испытаний на прямое растяжение, так как в испытуемом образце возникает более однородное напряженное состояние по сравнению с методами растяжения при раздавливании и растяжения при изгибе.

Коэффициенты интенсивности напряжений используются при оценке возможности зарождения и развития трещин в упругой среде. В частности, в программе ANSYS имеется модуль, который выполняет расчеты конструкций с использованием коэффициентов интенсивности напряжений.

Выводы по разделу 3

1. Модуль упругости, определенный из испытаний в условиях одноосного сжатия, отличается от модуля упругости, найденного из испытаний в условиях трехосного сжатия. Во втором случае модуль упругости зависит от величины главных напряжений $\sigma_2 = \sigma_3$, увеличиваясь с ростом этих напряжений. Например, для грунта, закрепленного 20% шлака, на 7 сутки твердения при давлении $\sigma_2 = \sigma_3$ в 200 кПа модуль упругости равен 115 МПа, а при давлении в 600 кПа он увеличивается до 342 МПа. В условиях одноосного сжатия он равен 85 МПа.

2. Испытания в условиях трехосного сжатия более предпочтительны по сравнению с общепринятыми испытаниями в условиях одноосного сжатия, так как в реальности в любой точке проектируемой конструкции действует не только наибольшее главное напряжение σ_1 , но и главные напряжения $\sigma_2 = \sigma_3$, и материал испытывает «стеснение» при его деформировании.

3. Величины деформации сдвига оказывают влияние на параметры прочности. При деформации сдвига от 4-5% мы имеем максимум прочности и параметры прочности в 30° и 0,43 МПа, а при деформации сдвига в 13% получаем практически тот же угол внутреннего трения $30-29^\circ$ и падение сил сцепления почти в четыре раза с 0,43 до 0,1 МПа. Это объясняется полным разрушением структурных (цементационных) связей в глинистом композите при практически той же площади контактов между частицами материала.

4. Введение шлакощелочного вяжущего в естественный грунт приводит к изменению характера зависимости «касательное напряжение – деформация сдвига». Если для естественного грунта (см. рис. 3.32 – 3.33) имеет место упрочнение материала с небольшим разупрочнением после достижения предела прочности, то для грунта с введением вяжущего наблюдается разупрочнение материала до остаточного значения (см. рис. 3.37, 3.38).

5. Введение шлакощелочного вяжущего в естественный грунт приводит к изменению параметров, входящих в условие прочности Кулона. Если для грунта в природном состоянии $\varphi = 18^\circ$, $c = 0,005-0,01$ МПа, то введение 7% шлака приводит к их значительному увеличению: $\varphi = 30^\circ$, $c = 0,43$ МПа. Силы удельного сцепления возрастают в 40-43 раза.

4. МЕТОДИКА ИДЕНТИФИКАЦИИ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛЕЙ МАТЕРИАЛОВ

4.1. Цель исследований

Во втором и третьем разделах был рассмотрен общий подход к испытаниям материалов при различном виде напряженного состояния с целью определения характеристик прочности и деформируемости. Ниже приведена методика идентификации результатов испытаний материалов с использованием известных функциональных зависимостей между напряжениями и деформациями.

4.2. Вид зависимостей между напряжениями и деформациями для бетонов

При расчете напряженно-деформированного состояния строительных конструкций из бетона или железобетона используются различные функциональные связи, полученные из результатов испытаний материалов. Известно большое количество экспериментально полученных зависимостей между напряжениями и деформациями. Исчерпывающий обзор этих зависимостей можно найти в работе [16]. Предлагаемую методику можно реализовать на примере следующих трех наиболее часто применяемых деформационных зависимостей.

В работе [53] приведена степенная зависимость:

$$\varepsilon = \alpha \sigma^m, \quad (4.1)$$

где коэффициенты α и m определяются опытным путем.

В работе [60] приведена зависимость:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \alpha \sigma^2, \quad (4.2)$$

где E – модуль упругости бетона; α – параметр, зависящий от свойств бетона.

Дункан и Ченг [88] предложили гиперболическую зависимость вида:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1}, \quad (4.3)$$

где σ_1 и σ_3 являются наибольшим и наименьшим главными напряжениями; ε_1 – вертикальная деформация, a и b – константы грунта, определяемые экспериментально. Константа a – величина, обратная величине модуля

упругости E , а b – константа, обратная величине асимптотического (предельного) значения разности главных напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, которая связана с прочностью материала.

Для задачи оптимизации необходимо использовать обратные зависимости – вертикальных напряжений от относительных вертикальных деформаций, поэтому исходные функции (4.1, 4.2) были преобразованы следующим образом:

Функция (4.1) преобразуется в следующий вид:

$$\sigma(\varepsilon) = \sqrt[m]{\frac{\varepsilon}{\alpha}}, \quad (4.4)$$

где $\alpha \neq 0$.

В функции (4.2) напряжение σ определяется стандартным способом из квадратного уравнения вида:

$$\begin{aligned} \alpha\sigma^2 + \frac{1}{E}\sigma - \varepsilon &= 0; \\ D &= \frac{1}{E^2} + 4\varepsilon\alpha; \\ \sigma &= \frac{-\frac{1}{E}\sigma \pm \sqrt{D}}{2\alpha}. \end{aligned} \quad (4.5)$$

Квадратное уравнение имеет два корня относительно напряжения, σ . Один из них дает уменьшение σ с увеличением деформации, ε , что не отвечает результатам испытаний (см. рис. 3.12-3.14). Следовательно, достоверно только одно решение:

$$\sigma(\varepsilon) = \frac{-\frac{1}{E}\sigma + \sqrt{\frac{1}{E^2} + 4\varepsilon\alpha}}{2\alpha}. \quad (4.6)$$

Следует отметить, что в данном уравнении параметр α должен быть больше нуля, иначе функция не будет соответствовать опытным данным:

$$\sigma(\varepsilon) = \begin{cases} \frac{-\frac{1}{E}\sigma + \sqrt{\frac{1}{E^2} + 4\varepsilon\alpha}}{2\alpha}, & \text{если } \alpha \geq 0; \\ \infty, & \text{если } \alpha < 0. \end{cases} \quad (4.7)$$

Функция (3) ($\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1}$) не требует преобразований:

$$\sigma(\varepsilon) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon}. \quad (4.8)$$

4.3. Предварительная подготовка исходных данных

Для обработки данных испытаний приняты следующие допущения:

1. Математические зависимости вида (4.1-4.3) не поддерживают описание процесса разупрочнения материала (рис. 4.1, участок АВ), поэтому в дальнейшем участки разупрочнения из опытных данных исключаются.

2. Результаты опытов на участке относительной деформации $\varepsilon \in [\varepsilon_{ult}; \varepsilon_{ult} \cdot 1,5]$ принимаются в виде зависимости:

$$\sigma(\varepsilon) = \sigma_{ult}, \quad (4.9)$$

где ε_{ult} и σ_{ult} – относительные деформации и вертикальные напряжения в момент разрушения образца, соответственно.

3. Результаты опытов преобразуются в табличный вид с помощью кусочно-линейной интерполяции, где относительная деформация изменяется с постоянным шагом.

4.4. Процедура оптимизации

В программной части ИВК «АСИС» [50] предусмотрены две процедуры определения параметров моделей материалов. Первая основана на анализе динамического процесса при известной целевой функции вида (4.1)–(4.3), а вторая включает идентификацию результатов опытов и численного моделирования процесса испытания при выбранной целевой функции, представляющей собой модель материала.

В общем случае задача оптимизации может быть сформулирована следующим образом [56]: найти такой набор параметров x , чтобы скалярная целевая функция $F(x)$ была минимальной. Чаще всего при калибровке параметров моделей материалов используется метод наименьших квадратов, сущность которого заключается в минимизации суммы квадратов разницы между предсказанием математической модели и наблюдениями:

$$F(x) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \omega_i [f(x, t_i) - y(t_i)]^2, \quad (4.10)$$

где $f(x, t_i)$ – значения модели; $y(t_i)$ – соответствующее опытное значение; n – общее количество точек измерений в опыте; t_i – признак опыта (например, номер опыта); ω_i – весовые коэффициенты, связанные с опытной точкой i .

Минимизируя $F(x)$ в интервале $x_{\min} \leq x \leq x_{\max}$ таким образом, чтобы было выполнено условие

$$g_j(x) \leq 0, j = 1, n_g, \quad (4.11)$$

находят наилучший набор параметров x^* модели, близкий к опытным данным. Здесь g – вектор ограничений, используемый, чтобы ограничить или связать данные опытов с расчетными значениями.

Из результатов испытаний мы имеем данные измерений напряжений и деформаций в виде функции:

$$\sigma_i = f(\varepsilon_i), \quad (4.12)$$

где σ_i, ε_i – напряжения и деформации, соответственно.

Пример подобной зависимости показан на рис. 4.1. Зависимость получена как среднее значение из шести испытаний шлакогрунта в условиях одноосного сжатия с использованием ИВК «АСИС» (см. разд. 3). Используя прямолинейный участок данной зависимости, найден модуль упругости как отношение $\Delta\sigma_1/\Delta\varepsilon_1$, равный 76,64 МПа (табл. 4.1). Это обычный прием определения упругого модуля, рекомендуемый ГОСТ 24452-80 [4]. Далее это значение модуля упругости использует конструктор для определения деформации бетона в реальном проекте.

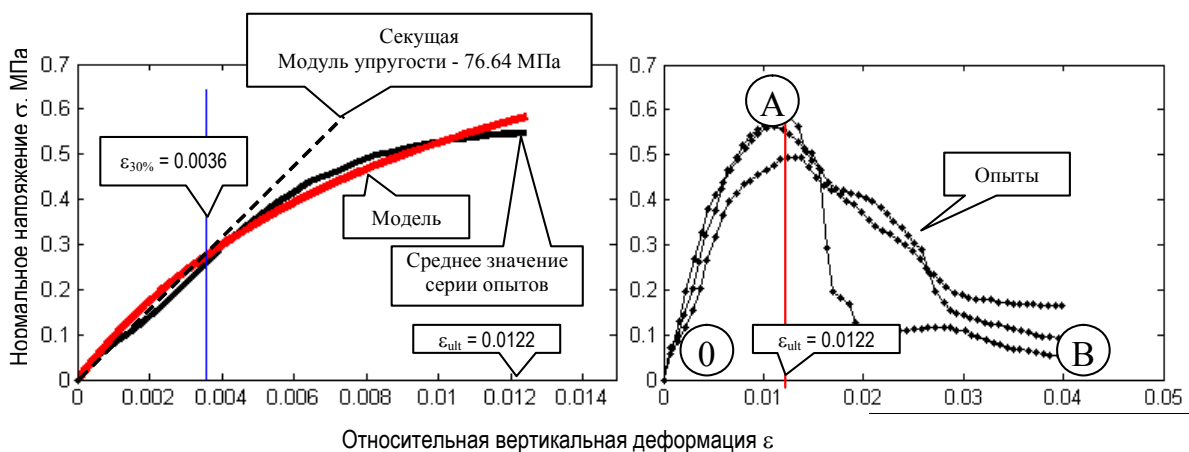


Рис. 4.1. Зависимость осевой деформации от нормального давления для глинистого композита с 20% шлака и 2% NaOH на 28 суток твердения

Используя выражение (4.12), задачу минимизации можно записать в виде:

$$\min_k \sum_{i=1}^n [\omega_i (\sigma_i^*(k_i) - \sigma_i)]^2, \quad (4.13)$$

где σ_i^* – напряжения, вычисляемые с использованием модели материала, k_i – идентифицируемые параметры модели материала.

В данной работе все весовые коэффициенты приняты за единицу, а задача минимизации изменена путем применения логарифмической функции следующим образом:

$$\min_k \sum_{i=1}^n \ln(1 + [(\sigma_i^*(k_i) - \sigma_i)]^2). \quad (4.14)$$

Данное преобразование увеличивает эффективность минимизации. Целевая функция $F(x)$ зависит от измеренных и расчетных данных и может быть очень сложной и содержать погрешности, обусловленные как моделью материала, так и результатами испытаний материала. В подобных случаях решение может расходиться или медленно сходиться, поэтому следует выбирать метод оптимизации, дающий устойчивую сходимость, исходя из требуемой точности и эффективности.

При локальной оптимизации точность решения определяется выражением

$$F(x^*) < F(x) \quad (4.15)$$

при условии, что $\|x - x^*\| < \varepsilon$.

В нашей работе мы использовали в качестве примера функцию линейной оптимизации `fminsearch` пакета Matlab, которая предназначена для поиска минимума скалярной функции нескольких переменных при заданном начальном приближении. Данная функция реализует симплекс-метод прямого поиска без ограничений и без использования градиентов.

Предлагаемая процедура использовалась при определении модуля упругости глинистого композита. Начальное значение модуля упругости в условиях одноосного сжатия равно 71,67 МПа. В качестве целевой функции зависимости (4.1–4.3) подставлялись в функцию для поиска минимума по параметру σ^* :

$$F(k) = \sum_{i=1}^n \ln(1 + [(\sigma_i^*(k_i) - \sigma_i)]^2). \quad (4.17)$$

4.5. Процедура определения модуля упругости в оптимизированной математической модели

Модуль упругости определяется по тангенсу угла наклона секущей оптимизированной математической модели. За точки пересечения секущей с линией оптимизированной математической модели принимались точка нулевой деформации и точка со значением относительной деформации, равным 30% от ε_{ult} – значения относительной деформации в момент разрушения образца [4]. Значения напряжений и относительной деформации на

второй точке обозначены $\sigma_{ult30\%}$ и $\varepsilon_{ult30\%}$ соответственно, а значение модуля упругости определяется по следующей формуле:

$$E = \frac{\sigma_{ult30\%}}{\varepsilon_{ult30\%}}. \quad (4.18)$$

Для визуализации решения задачи в среде Matlab была создана пользовательская форма (рис. 4.2), предоставляющая следующие возможности:

1. Выбор функции модели материала из трех представленных функций вида (4.1)-(4.3).
2. Выбор серии испытаний.
3. Задание начальных значений параметров модели материала, их диапазона, отображение обозначений оптимизируемых параметров.
4. Вывод двумерных графиков с отображением испытаний, средней функции и функции модели материала после оптимизации.
5. Вывод трехмерного графика с отображением функции ошибки, используемой для оптимизации параметров моделей.
6. Отображение пути поиска минимума функции ошибки на трехмерном графике от точки начального приближения до точки минимума.
7. Отображение значений $\varepsilon_{ult30\%}$ и E .

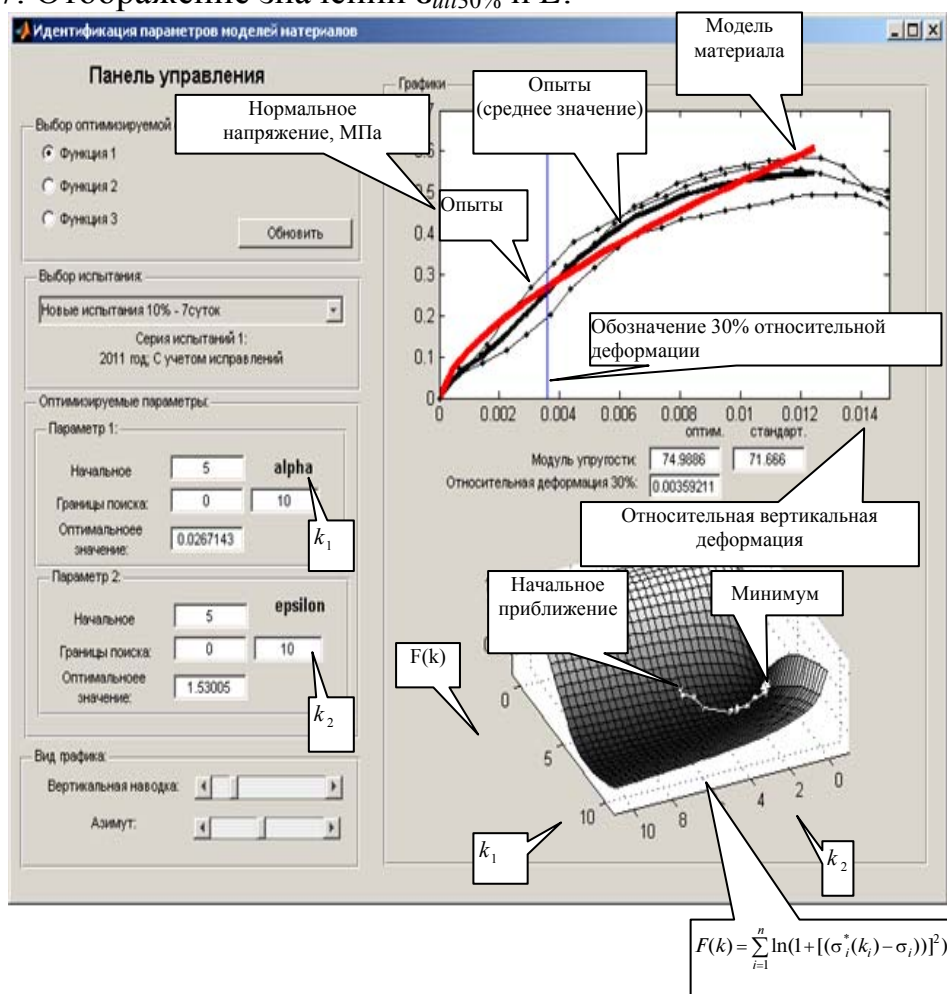


Рис. 4.2. Идентификация параметров зависимости (4.1)-(4.3)

На рис. 4.2 приведен пример идентификации параметров для выражения (4.1).

Т а б л и ц а 4.1

Значения модуля упругости

Серия испытаний	Значения модуля упругости E , МПа			
	Метод ГОСТ 24452-80	Функция 1	Функция 2	Функция 3
		$\sigma(\varepsilon) = m\sqrt{\frac{\varepsilon}{\alpha}}$	$\sigma(\varepsilon) = \frac{-\frac{1}{E}\sigma + \sqrt{\frac{1}{E^2} + 4\varepsilon\alpha}}{2\alpha}$	$\sigma(\varepsilon) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon}$
Глина+10% шлака – 7 суток	71,67	74,99	74,91	76,64
Глина+10% шлака – 28 суток	70,20	82,28	83,51	84,78

Расчеты показали, что на первых итерациях цикла оптимизации значения деформаций и напряжений, определяемые выражением (4.1), резко отличаются от опытных значений. В ходе минимизации целевой функции (4.17) расчетные значения деформаций и напряжений приближаются к опытным и после 50 итераций погрешность оптимизации составляет 1,5%.

Результаты оптимизации приведены в табл. 4.1. Как видно из табл. 4.1, значения упругого модуля получаются различными при использовании выражений (4.1)–(4.3). Общей тенденцией является рост модуля упругости с увеличением количества вяжущего (шлака), что объясняется физическими причинами. Модуль упругости после идентификации параметров с использованием функций (4.1)–(4.3) превышает значения, определенные по ГОСТ 24452-80. Таким образом, если использовать выражения (4.1)–(4.3) для определения деформации грунтобетона до уровня $\varepsilon_{ult30\%}$, то в данные выражения следует вводить значения модуля упругости отличные от определенных по ГОСТ 24452-80. В этом случае напряженно-деформированное состояние рассчитываемых конструкций (например, оснований упрочненных шлаковым вяжущим) будет соответствовать результатам испытаний образцов материала.

Выводы по разделу 4

1. Идентификация параметров позволяет найти истинное значение оптимизируемого параметра, входящего в функциональную зависимость, что позволяет выполнить более точно расчеты напряженно-деформированного поведения конструкций.

2. Значения модуля упругости получаются различными после оптимизации при использовании различных функциональных зависимостей (табл. 4.1).

5. ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ГЛУБИННОГО СМЕШИВАНИЯ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ОСНОВАНИЯ ГЛИНИСТЫМ КОМПОЗИТОМ

В предыдущих разделах были показаны методы и устройства для определения механических свойств глинистых композитов в лабораторных условиях. В данной главе показана возможность эффективного применения технологии глубинного смешивания для улучшения природных свойств грунтов в полевых условиях и приведен пример использования разработанной технологии для усиления оснований при строительстве 10-этажного жилого дома.

5.1. Технология глубинного смешивания, общие положения

Целью глубинного смешивания грунтов с различными минеральными вяжущими является улучшение естественных свойств грунтов, таких как уменьшение сжимаемости, увеличение прочности на сдвиг и уменьшение их водопроницаемости. Улучшение физико-механических свойств становится возможным вследствие обмена ионов на поверхности глинистых минералов, связывания частиц грунта и заполнения пор продуктами химической реакции. Глубинное смешивание классифицируется по виду используемого вяжущего (цемент, известь, гипс, зола, шлак и т.д.) и методу смешивания (мокрое или сухое, вращение или гидравлическое погружение, шнек или лопасть).

Основное применение способа глубинного смешивания грунтов:

1. Снижение осадок зданий и сооружений.
2. Увеличение устойчивости оснований зданий, сооружений, насыпей.
3. Поддержка устойчивости склонов и выемок.
4. Улучшение несущей способности и снижение осадок и бокового смещения грунта при динамических и циклических нагрузках.
5. Покрытие свалок и токсичных отходов.
6. Устройство противоаварийных оболочек реакторов.
7. Снижение вибрации и ее воздействие на оборудование и человека.
8. Метод глубинного смешивания применяется для устройства как временных, так и постоянных сооружений не только на суше, но и на шельфе моря (рис. 5.1).

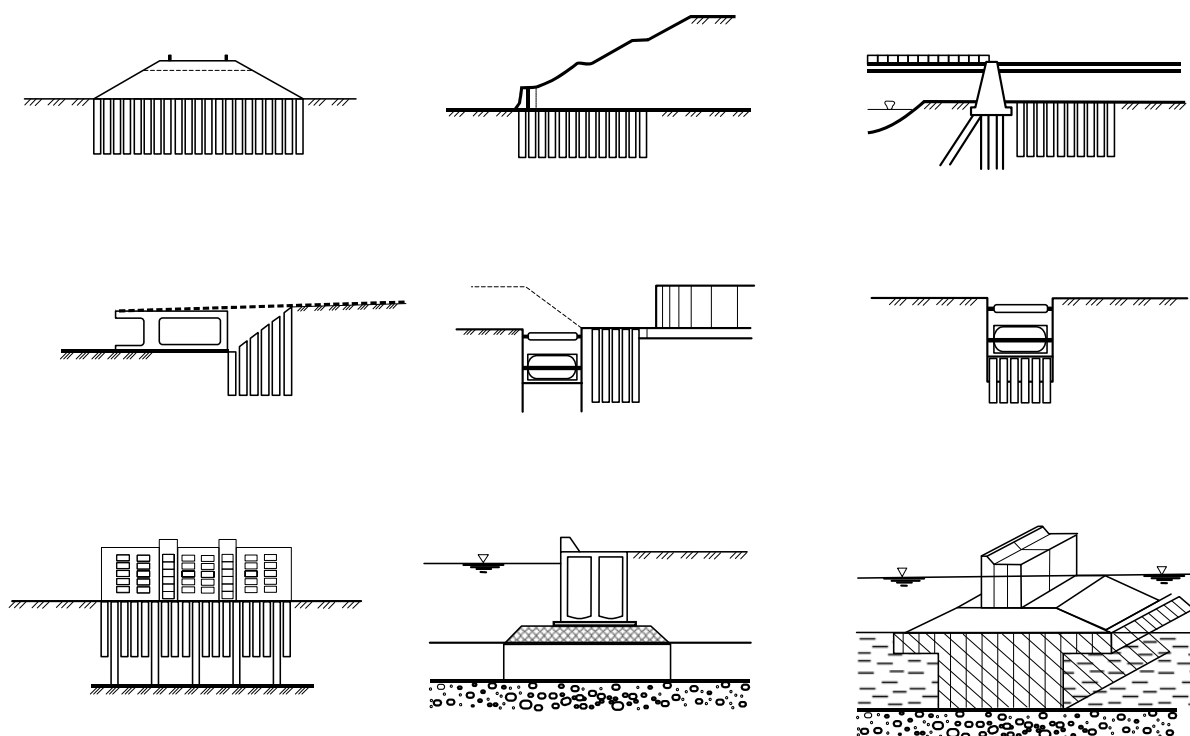


Рис. 5.1. Примеры использования технологии глубинного смешивания

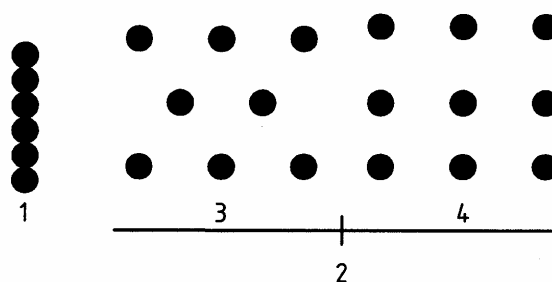


Рис. 5.2. Примеры раздельного размещения цемента-грунтовых столбов:
1 – полоса; 2 – группа; 3 – треугольник; 4 – квадрат

Метод глубинного смешивания [77, 79, 86, 87, 91, 95, 96, 97, 99, 101, 111, 117, 136, 143, 186] впервые стал применяться в Швеции и Японии в конце 1960 годов. Сухое смешивание (СГС), в котором используется гранулированная негашеная известь как вяжущее, используется в Японии с середины 1970 годов. Примерно в это же время сухое смешивание стало использоваться в Швеции для улучшения свойств мягких и пластичных глинистых грунтов, связывая их известью. Метод мокрого смешивания (МГС), который использует раствор цемента как вяжущее, был введен в практику строительства в Японии в середине 1970 годов. Эти методы широко применяются сегодня во многих странах. Недавно стали использовать комбинации цемента и извести с гипсом, бентонитом, золой и шлаком.

5.2. Практическое применение технологии глубинного смешивания

Метод глубинного смешивания интенсивно применяется и исследуется в Индии и Японии с 1975 г. [76,149]. В Японии исследования и разработка этого метода были начаты в исследовательском институте Порт Харбор (Port and Harbour). Фундаментальные исследования механических свойств закрепленных грунтов были рассмотрены в первой главе.

Исследования Nagaraj et al. [146] концентрировались на основных аспектах исследования кинетики прочности при высоком содержании добавляемой при смешивании глины и цемента воды. До этого рядом авторов [110, 191, 193] и другими исследовалась лабораторная прочность и деформационные характеристики стабилизированных (упрочненных) мягких глин при частном значении количества воды. Для улучшения качества смешивания грунта с цементом в МГС цемент предварительно перемешивается с водой, а затем с грунтом, в котором также находится вода. Поэтому поведение стабилизируемого материала в различных грунтовых условиях не может быть объяснено на частном уровне содержания воды. Исходя из этого, Nagaraj T.S. [146] предложил использовать новый коэффициент в виде отношения содержания воды в глине (%) к цементу (%), w_c/c , как стандартный параметр для изучения инженерного поведения стабилизированных мягкопластичных глин при высоком содержании воды.

С момента введения метода глубинного смешивания его применение становится более разнообразным, оборудование постоянно совершенствуется, а добавки улучшаются. В результате усилий исследователей и вследствие накопления практического опыта метод глубокого смешивания получает широкое распространение во многих странах мира. В последние годы разрабатываются гибридные методы.

Различные условия смешивания и твердения могут давать различия между полевым и лабораторным способом смешивания грунтов с добавками (рис. 5.3). В разных странах используется различная техника для смешивания грунтов, поэтому сложно сравнить между собой прочность материала, полученную в полевых и лабораторных условиях. Однако, если использовать одну и ту же процедуру и технику смешивания с контролем качества работ, то становится возможным сравнить между собой полевые и лабораторные исследования. Так, из опыта работы в Швеции [170] известно, что в мягких пластичных глинах прочность, полученная в полевых условиях, менее прочности в лабораторных условиях от 20 до 50% (рис. 5.3).

Метод глубинного смешивания цемента с грунтом популярен в Японии, где разработали процедуру контроля качества работ, основным элементом которой является скорость вращения лопасти миксера, что позволяет использовать оборудование различных производителей. При

использовании метода сухого смешивания цемента с грунтом применяется оборудование и регламент контроля качества производителя этого оборудования. На рис. 5.4, 5.5 приведено обобщение опыта различных стран при использовании отмеченных методов.

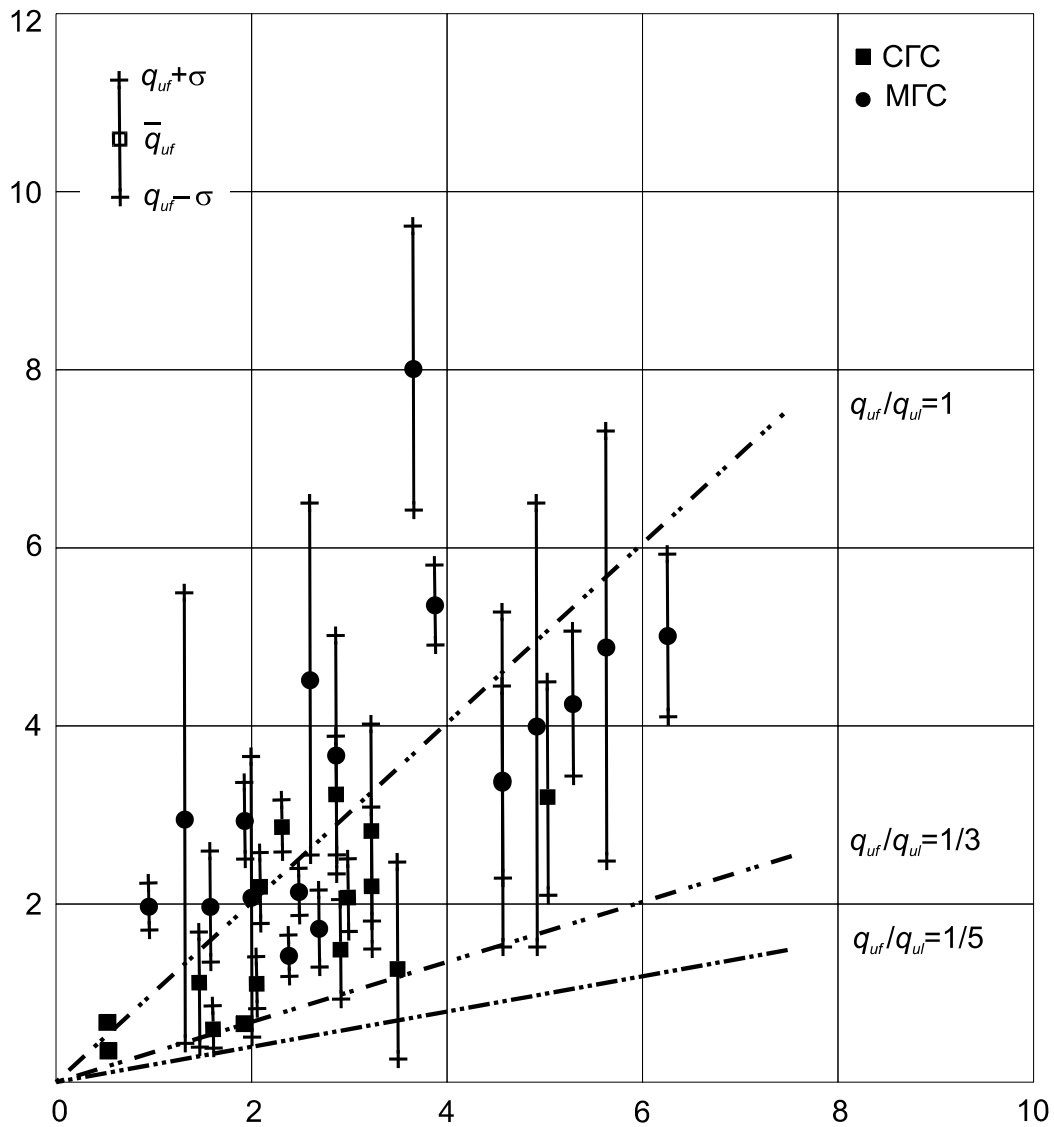


Рис. 5.3. Зависимость прочности на одноосное сжатие полученная в полевых и лабораторных испытаниях прибрежных отложений [163]

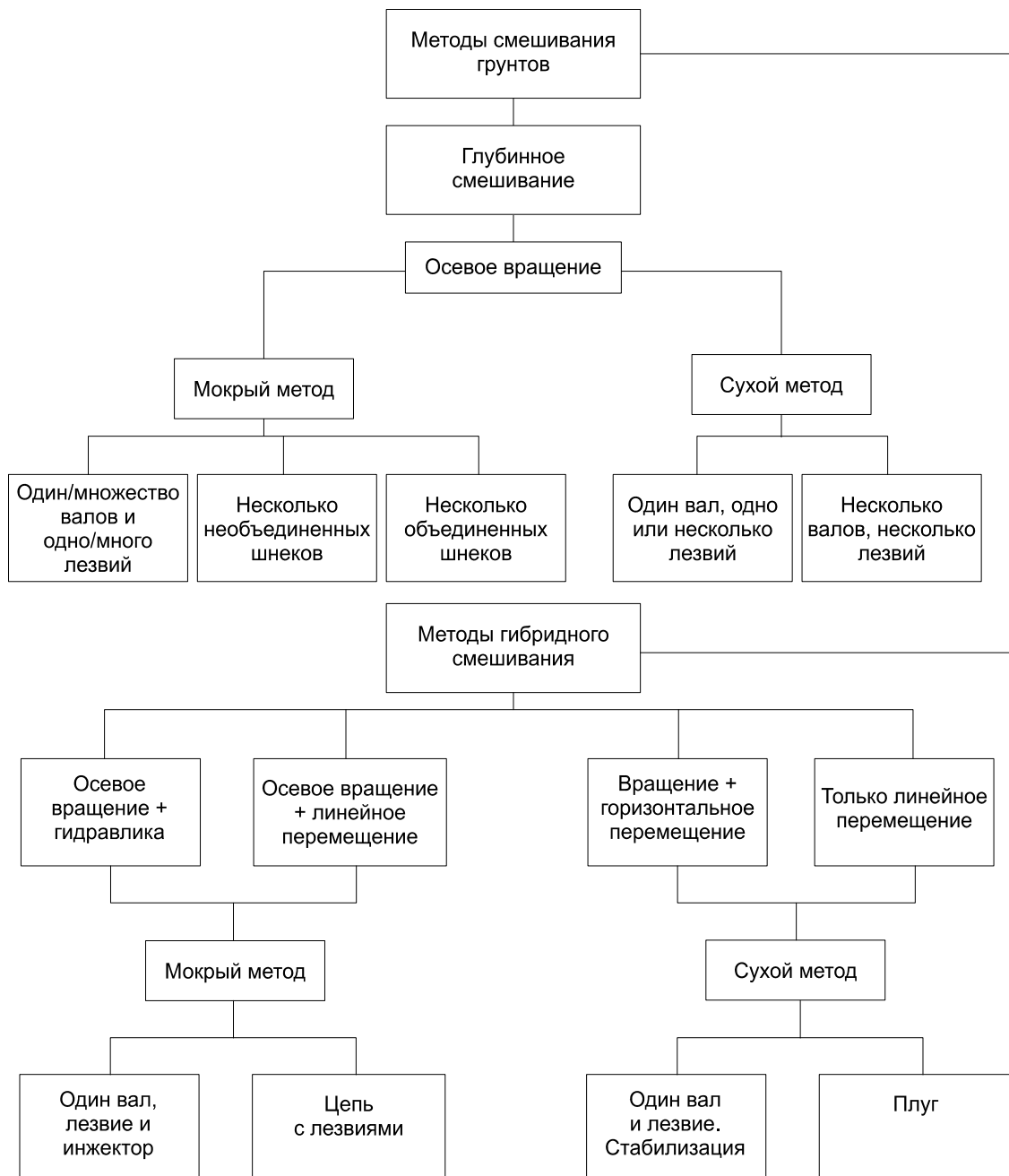


Рис. 5.4. Общая классификация оборудования, используемого при глубинном смешивании [79]



Рис. 5.5. Принципы выполнения глубинного смешивания [79]

Глубинное смешивание выполняется двумя методами: сухим методом, когда вяжущее подается воздухом, и мокрым, когда вяжущее подается в виде раствора.

В сухом методе вяжущим обычно является смесь цемента и негашеной извести или комбинация цемента, извести, гипса, шлака золы в гранулированном или дисперсном виде. Воздух используется для подачи вяжущего в грунт. Влажность грунта должна быть не менее 20%. В мокром методе в качестве вяжущего в большинстве случаев используется цемент.

Сухой метод первоначально использовался для улучшения свойств связных грунтов, в то время как мокрый метод использовался преимущественно для улучшения характеристик сыпучих грунтов.

Сухой метод выполняется в соответствии с некоторыми общими правилами. Подача вяжущего в грунт в сухой форме выполняется сжатым воздухом. За рубежом в основном используется техника двух стран: Норвегии и Японии.

Процесс глубинного смешивания является сложным и включает несколько фаз, кроме того имеются факторы, которые оказывают влияние на сам процесс и результаты закрепления грунтов. Имеется ряд требований к методологии испытаний и факторы, которые должны быть учтены. Эти факторы приведены в табл. 5.1.

Т а б л и ц а 5.1

Факторы, которые должны быть учтены при глубинном смешивании [117]

В процессе производства работ	В процессе смешивания
Геометрия смешивающей лопасти	Реологические свойства природного грунта и смеси вяжущего
Скорость обратного хода	
Скорость вращения	Вид и количество вяжущего
Давление подачи раствора и количество воздуха	Грунтовые условия в течение периода твердения
Тип машины и привода	
Инженерно-геологические условия в момент производства работ	Контроль различными методами испытаний

5.3. Технологии глубинного смешивания

Работы по улучшению грунта методом глубокого смешивания включают в себя следующие операции: установку оборудования, погружение и выдергивание вала установки. В течение погружения устройства смешивания режут и разрушают грунт до желаемой глубины. В течение выдергивания при постоянной скорости вяжущее инъецируется в грунт с постоянной скоростью. Лопастей смесителя вращаются в горизонтальной плоскости и смешивают грунт и вяжущее. Имеются, однако, некоторые различия в машинах, в которых вяжущее инъецируется или в течение фазы погружения, или в фазе погружения и фазе выдергивания вала установки.

В зависимости от необходимой глубины стабилизации грунтов на практике применяются две технологии. В первой для смешивания грунта с вяжущим используется один миксер, расположенный в нижней части буровой штанги (рис. 5.6, 5.7). Во второй технологии используется одновременно несколько миксеров с режущими лопастями (рис. 5.8), размещенные равномерно по длине буровой штанги.

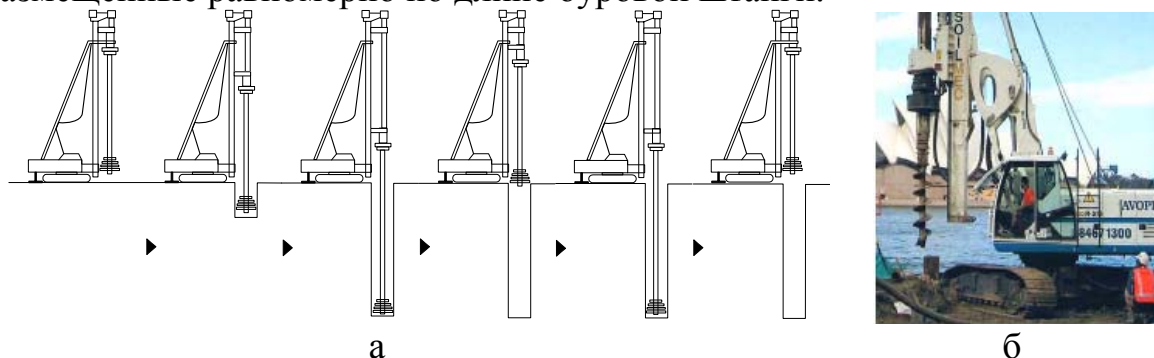


Рис. 5.6. Схема устройства цемента-грунтовой колонны (а) и общий вид машины (б) (<http://www.raito.co.jp>)

На рис. 5.6 а показана последовательность устройства цемента-грунтовой колонны диаметром 1,4-2,5 м, а на рис. 5.6 б – машина для смешивания.

Механизм для смешивания (миксер) представляет собой комбинацию режущих лезвий, которые могут вращаться различным образом. В нижней части штанги лезвия вращаются по часовой стрелке, а верхней части против часовой стрелки. Подобный прием позволяет смешать вяжущее с грунтом более однородно, что обеспечивает более высокое качество и, как следствие, прочность цемента-грунтовой колонны.

Производство работ по устройству цемента-грунтовой колонны выполняется в следующей последовательности. Вначале смесительная машина устанавливается на заданной точке (рис. 5.6). Затем миксер погружается в грунт и в образовавшуюся скважину подается раствор с компонентами вяжущего. На третьем этапе штанга с миксерами, вращаясь, поочередно поднимается и опускается, смешивая грунт с вяжущим. После завершения процесса перемешивания штанга извлекается из грунта.

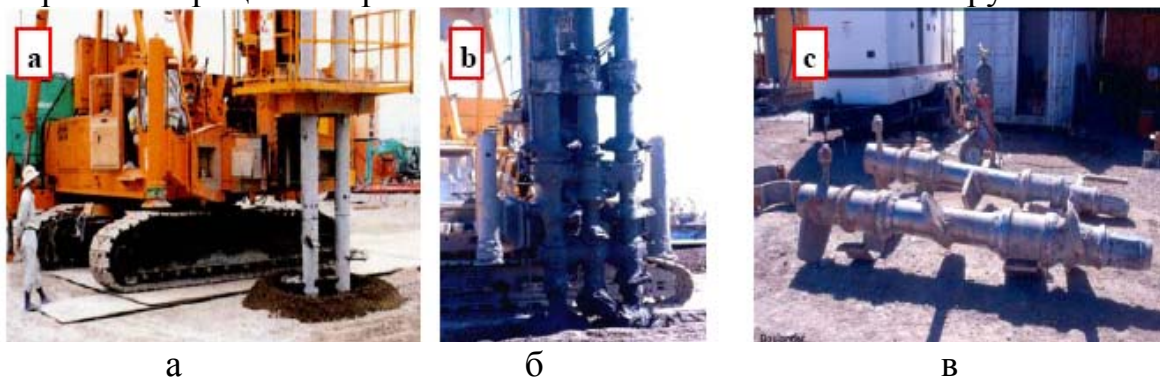


Рис. 5.7. Машина с двумя миксерами (а), машина с тремя миксерами (б); машина с двумя миксерами, которые могут применяться раздельно (в) (<http://www.raito.co.jp>)

Второй метод, который относится к глубокому смешиванию, основан на использовании нескольких миксеров одновременно, что позволяет смешать грунт с вяжущим в большем объеме. На рис. 5.7а и 5.7б показана машина с 2 и 3 миксерами, соответственно. Два миксера, которые были сняты с машины, показаны на рис. 5.7в. Это метод используется в мягких глинистых грунтах и песчаных грунтах. В некоторых случаях, для большей прочности, в глинистых грунтах при смешивании в раствор вяжущего добавляется песок.

Т а б л и ц а 5.2

Основные особенности оборудования для глубинного смешивания

Оборудование	Технические характеристики	На суше, Европа	На суше, Япония	На море, Япония
Машина смешивания	Кол-во валов смешивания	1– 3	1– 4	2– 8
	Диаметр лопасти, м	0,4 – 0,9	1,0–3,0	1,0 – 1,6
	Максимальная глубина, м	25	48	70 м ниже поверхности моря
	Подача вяжущего	Вал	Вал и лопасти	Вал и лопасти
	Давление инъекции, кПа	500–1000	300– 600	300– 800
Дозировочная установка	Объем хранения смеси вяжущего, м ³	3–6	3	3–20
	Мощность подачи, м ³ /мин	0,08– ,25	0,25 – 1,0	0,5– 2,0
Емкость под вяжущее	Объем, т	30,0	30,0	50,0 – 1600,0

В Японии имеется ряд конструкций машин, которые имеют несколько смешивающих валов (табл. 5.2, 5.3). Каждый вал имеет несколько лопастей (рис. 5.7) с диаметром 0,8 – 1,3 м. Машины способны разрабатывать грунт на глубину до 33 м. Вяжущее (обычно цемент) подается к машине сжатым воздухом через отверстия в полой вале ниже и выше лопастей. Давление воздуха и количество вяжущего автоматически контролируются для достижения однородности смешиваемых материалов. Вяжущее подается в грунт на стадии только погружения или погружения и выдергивания вала.

Т а б л и ц а 5.3

Особенности технологии глубинного смешивания

Машина смешивания	На суше, Европа	На суше, Япония	На море, Япония
Скорость пенетрации вала, м/мин	0,5–1,5	1,0	1,0
Скорость подъема вала, м/мин	3,0–5,0	0,7–1,0	1,0
Скорость вращения лопастей, об/мин	25–50	20–40	20–60
Объем инъецируемого вяжущего, кг/м ³	80–450	70–300	70–300
Фаза инъекции	пенетрация и/или подъем	пенетрация и/или подъем	пенетрация и/или подъем

В мокром методе вяжущим обычно является цементный раствор. Наполнитель – песок и добавки, могут быть добавлены в раствор при необходимости. Подаваемое количество раствора может изменяться с глубиной.

В песчаных грунтах перемешивание грунта и вяжущего вполне возможно с применением шнека. В жестких глинистых грунтах применяются режущие лопасти различной формы с одновременным вращением и вдавливанием или выдергиванием рабочего ствола машины.

5.4. Мобильная установка для глубинного смешивания

Данная мобильная установка разработана с целью повышения качества, надежности и производительности работ при глубинном смешивании грунтов с вяжущими материалами (Заявка на патент №2010131016 от 23.07. 2010).

Установка для изготовления цемента-грунтовых свай включает в себя транспортное средство, поворотную платформу с буровым оборудованием и системой управления подачей бурсмесителя, цементно-смесительный блок с приемным бункером с системой пневмозагрузки, дозатором цемента, предохранительной сеткой, с мешалкой, а также с резервуаром для воды, включающим дозирующее устройство, выполненное из двух камер, каждая из которых соединена через дозирующее устройство с мешалкой, блок подачи вяжущего материала с расходной емкостью, с напорным трубопроводом с трехходовым краном и системой управления подачей вяжущего материала, контрольно-регулирующую аппаратуру с датчиками, соединенными с системой управления подачей бурсмесителя и вяжущего материала.

Контрольно-регулирующая аппаратура снабжена прямой и обратной связью между датчиками, установленными в бурсмесителе, и рабочими механизмами устройства.

Установка снабжена скоростным смесителем и весовым тензометрическим дозатором.

Бурсмеситель снабжен датчиком влажности и датчиками давления, установленными в нижней части режущей лопасти.

Установка снабжена инклинометрами, установленными на раме транспортного средства и буровой мачте.

Техническим результатом, достигаемым при использовании предлагаемой установки, является улучшение качества, надежности и повышение производительности стабилизации слабых естественных грунтов за счет:

- применения весового дозатора, скоростного смесителя и последовательного перемешивания вяжущего материала с водой, а затем образовавшейся смеси с активатором;

- введения прямой и обратной связи при управлении процессом приготовления комбинированного вяжущего материала и грунтовой смеси с

оценкой ее прочности по показаниям датчиков влажности и нормального давления;

– повышения производительности работ за счет приготовления комбинированного вяжущего материала в скоростном смесителе и введения автоматизированного контроля за работой установки;

– контроля положения установки в процессе ее работы с использованием инклинометров.

Мобильная установка (рис. 5.8, 5.9, 5.10) для стабилизации грунтов вяжущими материалами 1 содержит транспортное средство 2, раму 3 с буровым оборудованием 4, цементно-смесительным блоком 5, блоком 6 подачи вяжущего материала и контрольно-регулирующей аппаратурой 7. Рама 3 имеет откидные опоры 8 с гидродомкратами 9, инклинометр 10, обеспечивающий горизонтальность рамы.

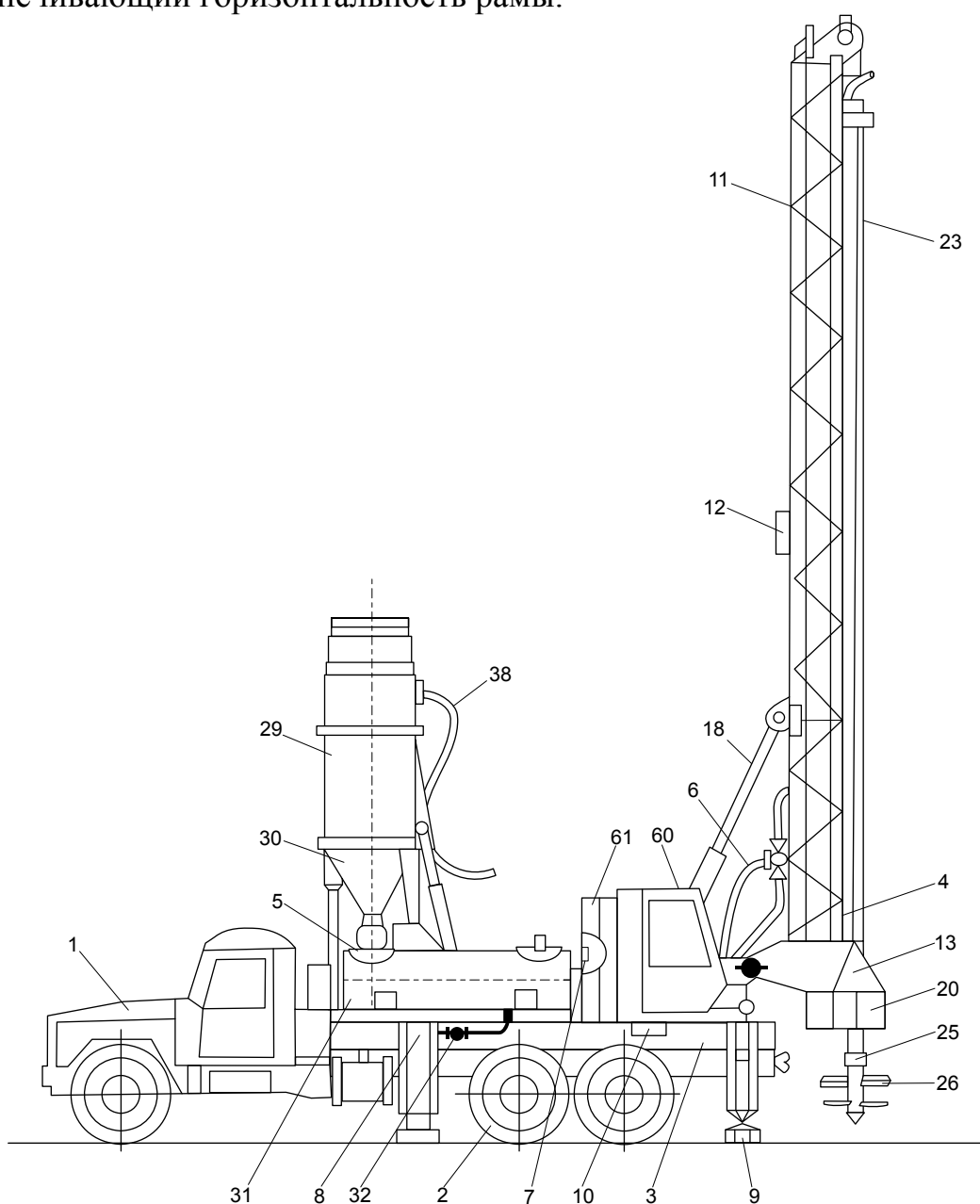


Рис. 5.8. Общий вид мобильной установки для глубинного смешивания

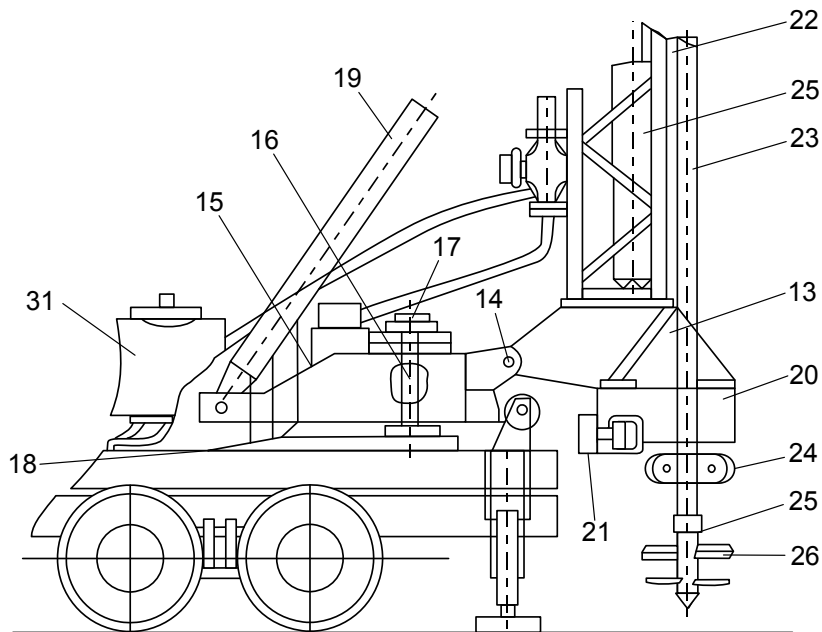


Рис. 5.9. Крепление бурового оборудования на шасси автомобиля

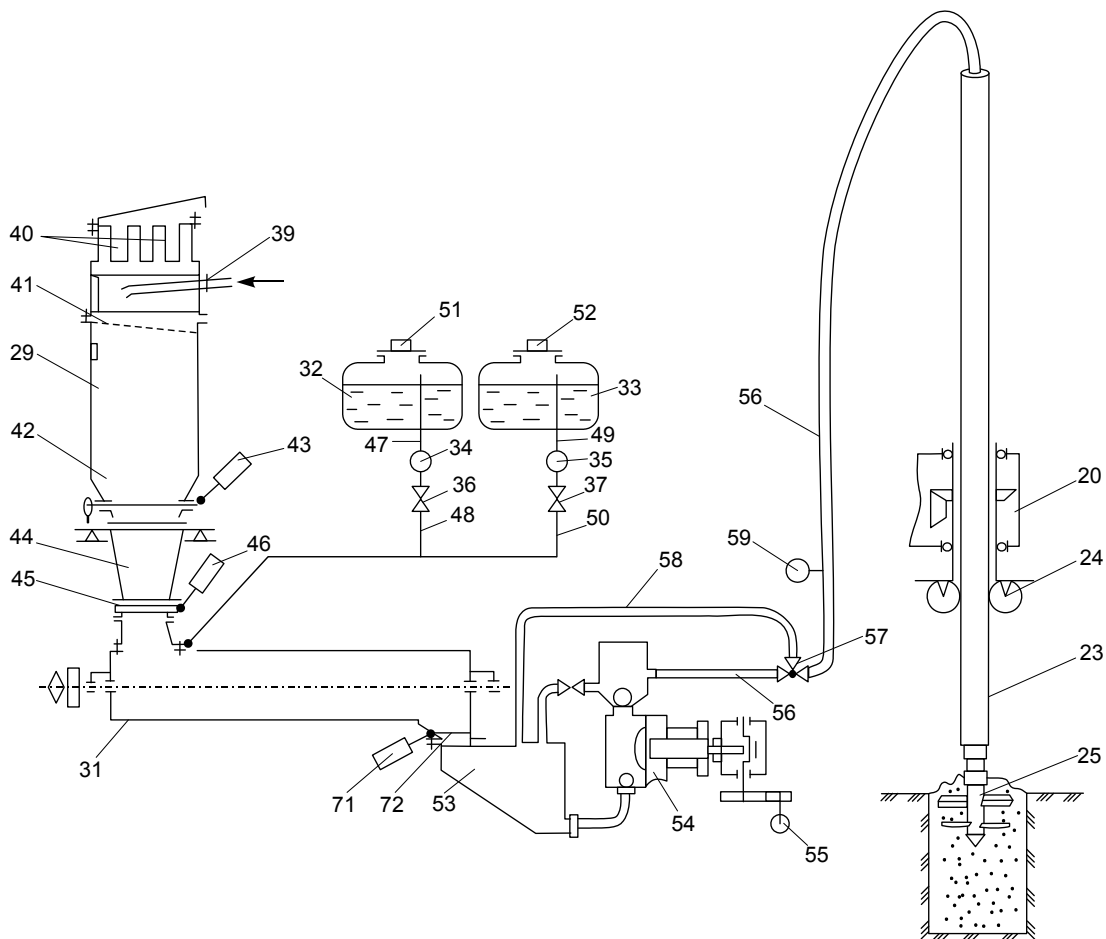


Рис. 5.10. Технологическая схема смешивания грунта с вяжущим и активатором

Буровое оборудование 4 включает в себя мачту 11 с инклинометром 12, установленную на опоре 13, которая посредством шарнира 14 за-

креплена на кронштейне 15, соединенном через вал 16 и подшипники 17 с возможностью перемещения в горизонтальной плоскости с порталной стойкой 18, установленной на раме 3. Мачта 11 и кронштейн 15 соединены гидроцилиндром 19 подъема мачты. К нижней части опоры 13 прикреплен вращатель 20 с гидромотором 21 привода. В направляющих 22 мачты 11 известным способом перемещается вертикально полая штанга 23, проходящая через роликовую обойму 24 вращателя 20. К нижнему концу штанги 23 закреплен бурсмеситель 25. Бурсмеситель 25 имеет лопасти 26, в нижней части которых установлены датчики влажности 27 и давления 28.

Цементно-смесительный блок 5 содержит приемный бункер вяжущего материала 29, весовой тензометрический дозатор 30, скоростной смеситель 31, емкость 32 для воды, емкость 33 для активатора, расходомеры 34, 35, электромагнитные клапаны 36, 37. Приемный бункер 29 снабжен системой пневмозагрузки 38, которая включает патрубок 39 для подачи сухого сыпучего вяжущего материала, разгрузочный фильтр 40, предохранительную сетку 41, шибер 42 и пневмоцилиндр 43. В нижней части приемного бункера 29 закреплен весовой тензометрический дозатор цемента 44 с шибером 45 и приводом от пневмоцилиндра 46. Под дозатором установлен скоростной смеситель турбулентного типа 31, оборудованный шибером 72 и пневмоцилиндром 71. Емкость 32 для воды через трубопроводы 47, 48, электромагнитный клапан 36, расходомер 34 соединена со скоростным смесителем 31. Емкость 33 для активатора через трубопроводы 49, 50, электромагнитный клапан 37, расходомер 35 соединена со скоростным смесителем 31. Для заправки емкостей водой и активатором используются патрубки 51, 52. Емкости 32, 33, электромагнитные клапаны 36, 37, расходомеры 34, 35 образуют контур настройки системы дозирования воды и активатора на заданную величину.

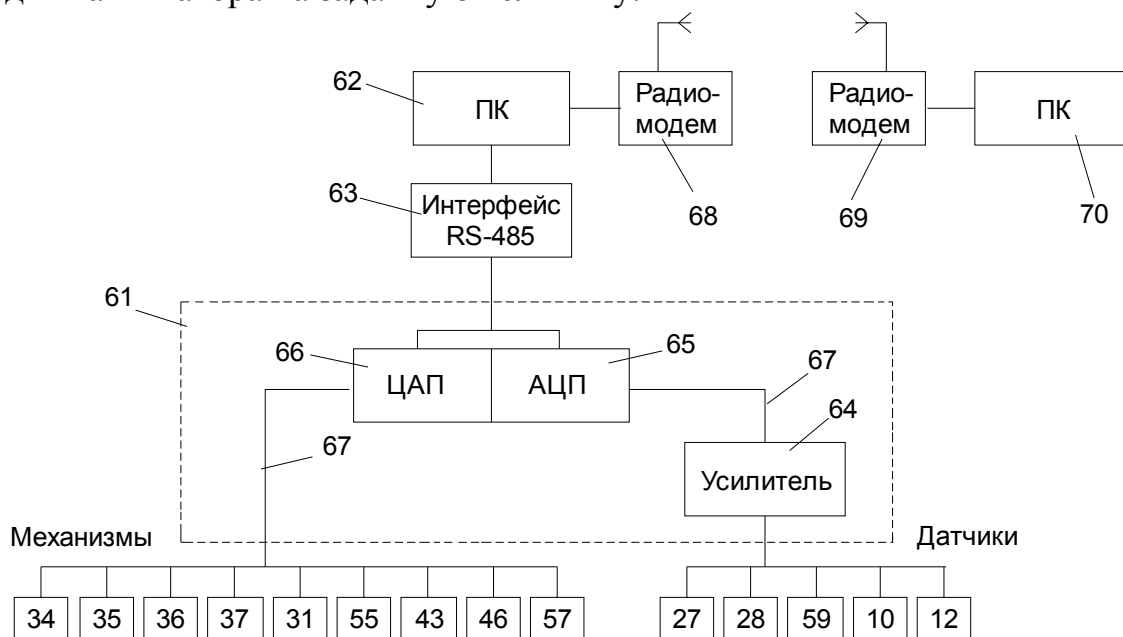


Рис. 5.11. Схема управления процессом смешивания вяжущего материала с грунтом

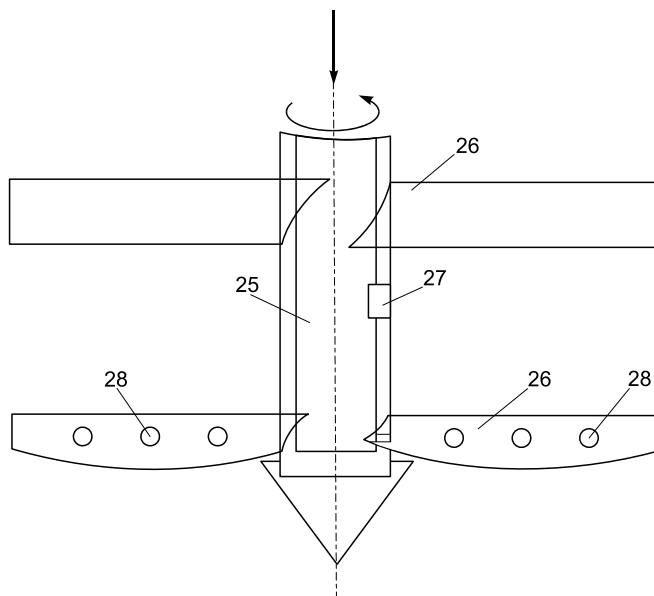


Рис. 5.12. Конструкция буросмесителя

Блок 6 подачи вяжущего материала содержит расходную емкость 53, соединенную со скоростным смесителем 31, растворонасос 54 с приводом от гидромотора 55 с регулируемой частотой вращения, напорный трубопровод 56, соединенный с полый штангой 23, трехходовой кран 57, установленный в напорном трубопроводе 56 и соединенный сливной магистралью 58 с расходной емкостью 53, датчик давления 59. Расходная емкость 53, растворонасос 54, трехходовой кран 57, датчик давления 59 образуют контур для настройки блока 6 для подачи вяжущего материала на заданную производительность.

Контрольно-регулирующая аппаратура 7 установлена в кабине оператора 60 в блоке 61 и включает компьютер (ПК) 62, интерфейс 63, блок усиления сигналов с датчиков 64, аналого-цифровой преобразователь (АЦП) 65, цифро-аналоговый преобразователь (ЦАП) 66, магистрали 67, соединяющие датчики влажности 27, давления 28, 59, инклинометры 10, 12, расходомеры 34,35, электромагнитные клапаны 36, 37, двигатели скоростного смесителя 31 и растворонасоса 55, пневмоцилиндры 43,46, трехходовой кран 57 с блоком 61. Компьютер 62 через Comport или USB подключен к радиомодему 68, сигналы с которого передаются на удаленный радиомодем 69, подключенный к компьютеру 70.

Мобильная установка работает следующим образом. На площадке строительства в заданном месте устанавливается мобильная установка для стабилизации грунтов вяжущими материалами 1. Используя компьютер 62, инклинометры 10, 12 и гидроопоры 8, 9, устанавливают горизонтально раму 3 и вертикально мачту 11. В приемный бункер 29, через входной патрубок 39, соединенный с автоцементовозом, пневмотранспортом подают цемент или диспергированный доменный шлак, который падает на предохранительную сетку 41 и поддувается воздухом через перфориро-

ванные трубки 42. Сжатый воздух очищается в разгрузочных фильтрах 40 и выходит в атмосферу. Емкость 32 через патрубок 51 заполняют водой, а емкость 33 через патрубок 52 заполняют активизатором, например, щелочью NaOH.

Используя программу управления работой установки, оператор вводит в компьютер следующие проектные параметры:

- требуемое количество в весовом отношении вяжущего материала (шлак, цемент, известь, зола) из расчета на 1 м³ стабилизируемого грунта;
- требуемое количество воды из расчета на 1 м³ стабилизируемого грунта;
- требуемое количество активатора из расчета на 1 м³ стабилизируемого грунта;
- время перемешивания вяжущего материала с водой;
- время перемешивания активатора со смесью вяжущего материала и воды;
- номинальное давление в трубопроводе подачи комбинированного вяжущего материала: вяжущий материал + вода + активатор;
- скорость вращения буросмесителя;
- глубину погружения буросмесителя;
- проектное значение влажности грунтовой смеси (грунт + комбинированный вяжущий материал);
- проектное давление пенетрации грунтовой смеси в процессе ее изготовления.

По команде компьютера включаются двигатели скоростного смесителя 1, затем автоматически пневмоцилиндром 43 открывается шибер 42 и вяжущий материал подается в весовой дозатор 44, после набора в бункер весового дозатора требуемого количества вяжущего материала шибер 42 закрывается. Одновременно с процессом взвешивания вяжущего материала выполняется подача требуемого количества воды в скоростной смеситель. Для этого по программе компьютера открывается электромагнитный клапан 36 и через расходомер 34 по трубопроводу 47, 48 вода подается в скоростной смеситель 31. По показаниям расходомера 34 контролируют требуемый расход воды. По команде компьютера включают двигатель скоростного смесителя 31 и открывают шибер 45 весового дозатора 44, используя пневмоцилиндр 46, подают в скоростной смеситель вяжущий материал. После перемешивания в заданное время вяжущего материала с водой открывается электромагнитный клапан 37, и через расходомер 35 по трубопроводу 49, 50 активатор подается в скоростной смеситель 31. После перемешивания в заданное время пневмоцилиндром 71 открывается шибер 72, и комбинированный вяжущий материал (вяжущий материал + вода + активатор) подается в расходную емкость 53, откуда он растворонасосом 54 по трубопроводу 56 через трехходовой кран 57, полую штангу 23 пода-

ется к буросмесителю 25, который, вращаясь и вертикально перемещаясь известным механизмом привода, режет естественный грунт, перемешивая его с комбинированной смесью, образует сваю – грунтовую смесь, стабилизированную комбинированным вяжущим материалом, в результате после процесса твердения образуется столб (свая) большей прочности, по сравнению с естественным природным грунтом. Если происходит отказ в подаче комбинированного вяжущего материала, например, вследствие забивки трубопровода 56, полый штанги 23 или буросмесителя 25, давление в трубопроводе 56 возрастает, сигнал от датчика 59 по магистрали 67 через усилитель 64, АЦП 65 по интерфейсу 63 поступит в компьютер 62, который переключит трехходовой клапан 57, и комбинированный вяжущий материал будет перекачиваться в расходную емкость 53.

В процессе стабилизации естественного грунта контроль качества приготавливаемой грунтовой смеси выполняется двумя операциями:

1. Непрерывно снимаются показания с датчиков влажности грунтовой смеси 27 и сравниваются с проектным значением влажности грунтовой смеси.

2. В соответствии с заданным интервалом времени прекращается вращение буросмесителя и, используя известный механизм, штанга 23 и буросмеситель 25 перемещаются вертикально на 1-2 см и измеряется нормальное давление датчиками 28.

Если значения, измеренные в пп. 1 и 2, не соответствуют проектным, то подается команда на электромагнитные клапаны 36, 37, и требуемое количество воды и активатора подается в скоростной смеситель 31, или дополнительное количество вяжущего материала подается в мешалку 31, или увеличивается время работы буросмесителя 25 или/и скорость его вращения.

Вся информация о показаниях датчиков и механизмов выводится на экран монитора компьютера, установленного в кабине оператора устройства, и с целью контроля процесса производства и объема выполненных работ может передаваться по радиоканалу в офис заказчика.

5.5. Пример усиления естественных грунтовых оснований глинистым композитом по технологии глубинного смешивания

Рассмотрим на практическом примере возможность использования технологии глубинного смешивания и глинистого композита при проектировании жилого дома на слабых глинистых грунтах. Объектом строительства является 10-этажный жилой дом по ул. Силикатной в г. Пензе.

5.6. Оценка инженерно-геологических условий и вариантов фундаментов

Согласно инженерно-геологическому заключению «Строительство 10-этажного жилого дома и реконструкция детского сада по ул. Силикатной в г. Пензе», шифр 48-00-22, составленного ОАО «Пензсельстройпроект» в 2001 году, площадка строительства сложена следующим образом.

В основании проектируемого жилого дома на глубину до 2,1 м (рис. 5.13) залегает насыпной грунт, глина, кирпич, строительный мусор.

Вторым слоем является глина полутвердой и тугопластичной консистенции, мощность которой изменяется от 1,3 до 2,2 м. Физико-механические показатели грунта: удельный вес грунта – 18,7 кН/м³; $e = 0,81$; $S_r = 0,87$; $I_L = 0,25$; $c = 27$ кПа; угол внутреннего трения – 15°; $E = 11$ МПа.

Третий слой – глина мягкопластичной консистенции, мощностью от 1,2 до 1,7 м. Физико-механические показатели грунта: удельный вес грунта – 18,2 кН/м³; $e = 0,98$; $S_r = 0,97$; $I_L = 0,70$; $c = 21$ кПа; угол внутреннего трения – 12 град.; $E = 4$ МПа.

Четвертый слой – суглинок полутвердый, тугопластичный, мощностью 3,2 м. Физико-механические показатели грунта: удельный вес грунта – 18,5 кН/м³; $e = 0,77$; $S_r = 0,80$; $I_L = 0,27$; $c = 33$ кПа; угол внутреннего трения – 17 град.; $E = 14$ МПа.

Пятый слой – суглинок от мягкопластичной до тугопластичной консистенции, мощностью от 8,3 до 11,5 м. Физико-механические показатели грунта: удельный вес грунта – 18,4 кН/м³; $e = 0,88$; $S_r = 0,96$; $I_L = 0,68$; $c = 8$ кПа; угол внутреннего трения – 11 град.; $E = 5$ МПа.

Грунтовые воды вскрыты на глубине 3,55–4,80 от поверхности природного рельефа.

Анализ инженерно-геологических условий показывает, что ниже отметки заложения подошвы фундамента (абс. отм. 170,15 м) залегает второй слой с модулем деформации $E = 11,0$ МПа. Причем, этот слой лишь частично контактирует с подошвой фундамента. Под остальной частью площади подошвы фундамента находятся насыпные грунты, мощность до 2,2 м. Ниже залегают глинистые грунты с модулем деформации в 4,0; 14,0 и 5,0 МПа.

Обычным приемом строительства в подобных условиях является устройство свайного фундамента с прорезкой слабых слоев грунтов или замена слабых грунтов местным более прочным грунтом. В последнем случае при устройстве фундамента необходимо удалить слабые слои грунтов и заменить их местным глинистым грунтом с уплотнением до удельного веса в 18,0 кН/м³. Этот слой имеет наименование «грунтовая подушка». Расчетное значение модуля деформации тела глинистой грунтовой подушки должно быть не менее 11 МПа. Глинистый грунт, используемый для устройства «подушки», не должен обладать свойствами мо-

розного пучения. Прочностные и деформационные показатели грунтовой подушки необходимо определить после ее устройства по ГОСТ 12248-96. В большинстве случаев для устройства грунтовой подушки применяют крупнозернистый песок, гравий или щебень.

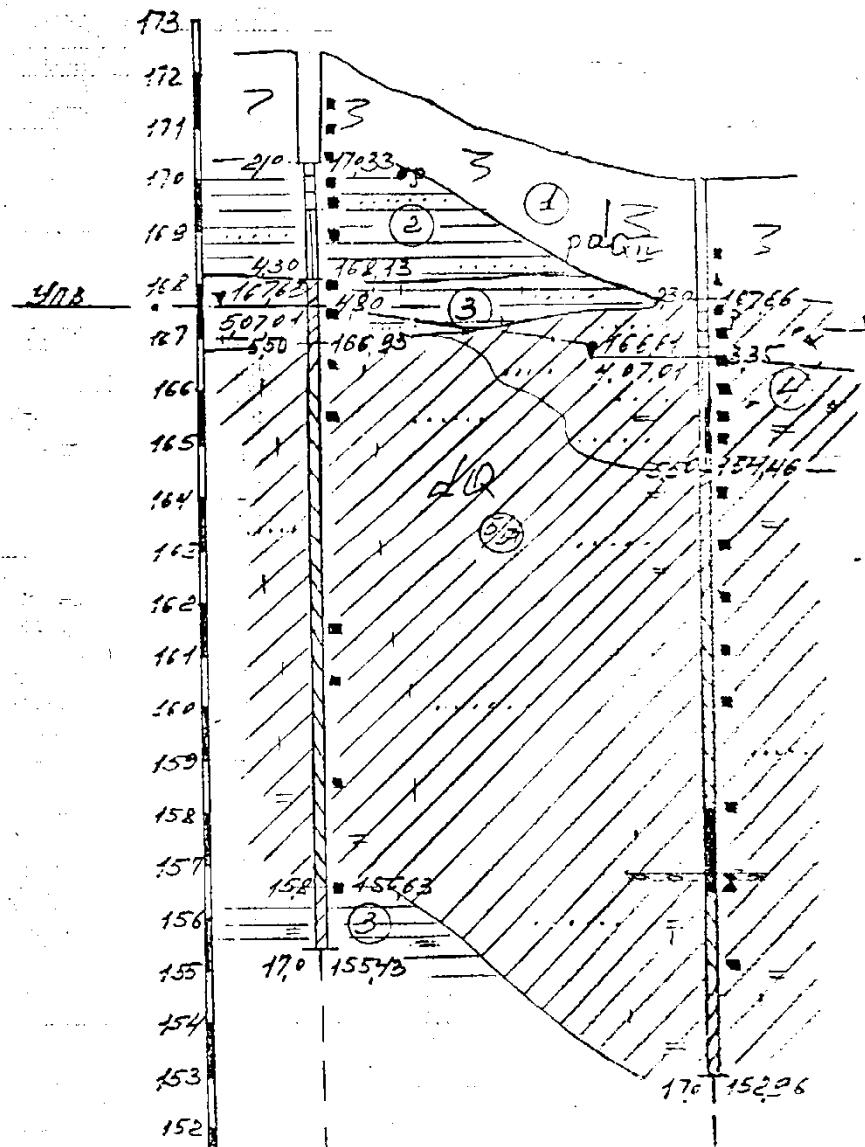


Рис. 5.13. Инженерно-геологический разрез

В связи с тем, что слабыми грунтами (модуль деформации ниже 5,0 МПа) являются слои грунта, залегающие на глубине более 5 м, устройство грунтовой подушки экономически не оправдано.

Исходя из этого, вторым вариантом фундаментов могут быть свайный ростверк с длиной свай более 14 м или плитный фундамент. Для принятия решения о расчете свайного варианта необходимо провести дополнительные инженерно-геологические изыскания, увеличив глубину проходки скважин до 30 м. Кроме того, необходимо провести натурные испытания

свай и после этого результаты испытаний использовать в расчетах. Принятие решения об устройстве висячих свай длиной 12 м невозможно, так как при определении несущей способности сваи в СНиП 2.02.03-85 отсутствуют значения расчетного сопротивления под нижним концом сваи (табл. 1) при $I_L > 0,6$. В пятом слое грунта $I_L = 0,68$.

Исходя из этого, основным вариантом может быть плитный фундамент или фундамент из перекрестных лент. Однако, если в качестве первого слоя грунтов основания использовать естественный грунт, то расчетное сопротивление будет значительно менее среднего давления от веса сооружения, т.е. $R < p$, а должно быть наоборот. Поэтому принимаем решение об устройстве фундаментов на упрочненном основании с использованием технологии глубинного смешивания и глинистого композита.

5.7. Выбор расчетной схемы основания и глубины сжимаемой толщи

В большинстве случаев при устройстве фундаментов мелкого заложения под несущие кирпичные поперечные или продольные стены применяют сборный вариант фундаментов, когда нагрузка на основание передается через сборные железобетонные плиты. Подобное конструктивное решение не вызывает сложностей при расчете оснований.

Данные фундаменты относятся к категории жестких и рассчитываются без учета их изгиба. Более предпочтительно применение гибких фундаментов, которые работают совместно с основанием. В этом случае предположение о линейном распределении реактивных давлений уже не может рассматриваться как достаточно точное, так как изгиб фундамента изменяет распределение этих давлений и, следовательно, отражается и на усилиях в фундаментах. Поэтому применение гибких фундаментов, как правило, приводит к более экономичным решениям.

Расчетная схема системы «фундамент – основание» включает определение реактивных давлений по подошве фундамента с учетом деформации основания. Расчет деформаций основания будем производить как для линейно-деформируемого полупространства. Как было показано ранее, расчетное значение осадки фундамента и значения внутренних усилий в фундаменте будут зависеть от мощности сжимаемой толщи грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента.

Мощность сжимаемой толщи можно определить согласно [10] двумя методами: методом послойного суммирования и методом линейно-деформируемого слоя.

Выполненные ранее расчеты осадки плитного фундамента с использованием модели линейно-деформируемого полупространства (метод послойного суммирования) показывают на то, что сжимаемая толща

грунтов при учете взвешивающего действия грунтовых вод и $p = 150$ кПа равна 40 м. Толщина линейно-деформируемого слоя H при ширине фундамента $b > 10$ м равна 13,65 м, а фактическая сжимаемая толща грунтов по инженерно-геологическому разрезу равна 18 м. Поэтому в дальнейших расчетах принимаем мощность сжимаемой толщи не менее 40 м.

В расчетах приняты следующие допущения.

1. Основание является линейно-деформируемой средой. Все напряжения и деформации определяются как для линейно-деформируемого полупространства. Деформационные свойства среды определены модулем деформации и коэффициентом Пуассона. Так как давление под подошвой фундамента менее расчетного сопротивления грунта, то при определении деформаций возникновение и развитие пластических деформаций не учитывается. Решение проводится по «упругой схеме».

2. На поверхности контакта фундамента с грунтом приняты условия полного «слипания». Касательные напряжения отсутствуют.

3. Размеры расчетной области – массива грунта, приняты из условия: глубина – более расчетного значения мощности сжимаемой толщи, 50–60 м. Ширина и длина равны $3b$.

4. Нагрузка на фундамент равномерно распределенная, давление интенсивностью $p = 150$ кПа.

5. Материал фундамента, бетон класс В20 с модулем упругости $E = 23500$ МПа.

5.8. Процедура решения задач с использованием численных методов

Представленные ниже статические расчеты выполнены с целью сравнения различных вариантов фундаментов и получены с использованием программы «ANSYS 11» (www.cadferm.ru), которая основана на методе конечных элементов.

ANSYS – (ANSYS, Inc., <http://www.ansys.com>) – универсальный тяжелый конечно-элементный пакет, на протяжении 30 лет являющийся одним из мировых лидеров, – был первым, получившим сертификат серии ISO 9001.

Эта программа позволяет производить статические расчеты конструкций в упругой и неупругой, например, в упруго-пластической постановке.

5.9. Фундаментная плита на естественном основании

Предлагаемый вариант фундаментов в виде сплошной железобетонной плиты размером в плане 33×33 м, заложен на отметке 170,15 м. Под плитой

находятся два слоя естественного глинистого грунта. Первый, мощностью 2,0 м с модулем деформации 11,0 МПа и второй, мощностью 13 м с модулем деформации 5 МПа.

Аппроксимация грунтов основания выполнена с использованием конечных элементов SOLID45, а фундамента – конечными плитными элементами SHELL63. Выбранные конечные элементы допускают упругое и упруго-пластическое поведение грунта основания и бетона конструкции фундамента. Во всех нижеприведенных расчетах конечные элементы приняты размером 1,1×1,1×1,1 м для SOLID45 и размером 1,1×1,1 м для плитных элементов SHELL63.

Упруго-пластическое поведение описывается условием прочности Друкера – Прагера. Для бетона принято, что параметр сил сцепления в условии прочности равен расчетному сопротивлению бетона растяжению R_t .

Решение системы дифференциальных уравнений выполнялось методом сопряженного градиента в оперативной памяти емкостью 128 МВ. При этом использовалась метод итераций Ньютона – Рафсона. Сходимость решения оценивалась по узловым усилиям с точностью 0,001.

При обсуждении результатов следует иметь в виду следующее. На всех рисунках размерность напряжений – кПа; осадка/деформации – м; расстояние – м. Напряжения, моменты: положительный знак – растяжение, отрицательный знак – сжатие.

Приведенные на рис. 5.14, 5.15 результаты получены при расчете фундаментной плиты толщиной 50 см и размером 24×24 м. Нагрузка на плиту принята равной $p=200$ кПа.

Максимальная осадка в центре плиты равна 50,5 см. На краях плиты она изменяется от 19,3 см до 25,5 см. Изгибающий момент изменяется от 74 до 567 кНм.

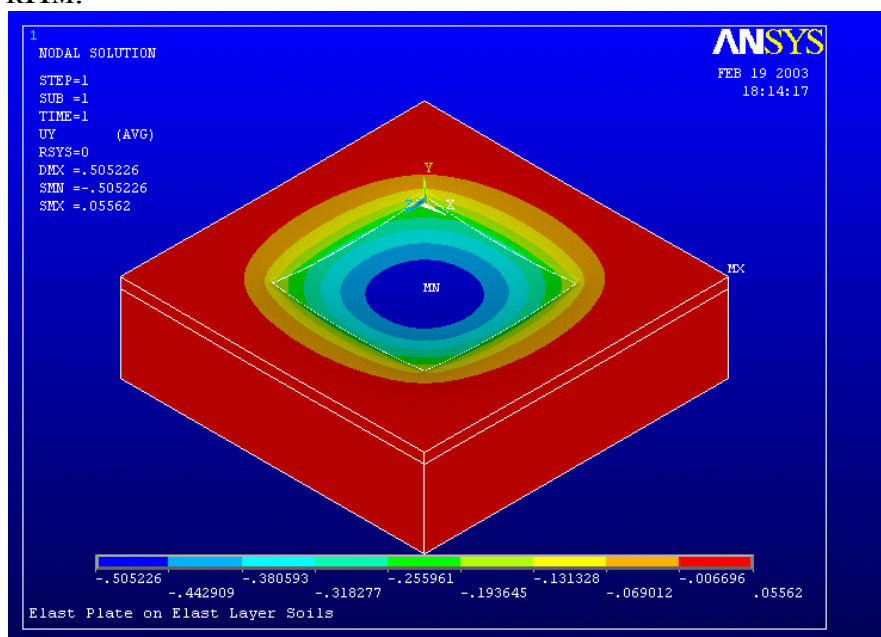


Рис. 5.14. Деформация основания при среднем давлении $p = 200$ кПа

Увеличим размеры плиты до 33х33 м, что приводит к уменьшению давления на основание до 150 кПа. Максимальная осадка в центре плиты уменьшилась до 37,8 см. На краях плиты она изменяется от 9,8 до 19,1 см.

Оба варианта не проходят по деформации основания, так как расчетное значение осадки более 22,5 см.

Увеличим размер плиты до 40×40 м, при этом среднее давление на основание будет равно $p = 100$ кПа, и выполним расчеты на той же грунтовой толще и толщине плиты, равной 50 см. Максимальная осадка в центре плиты уменьшилась до 25,2 см. На краях плиты она изменяется от 9,6 до 12,7 см. По величине средней осадки фундаментная плита удовлетворяет требованиям [10], средняя осадка меньше 22,5 см.

5.9. Фундаментная плита на искусственном основании

Все рассмотренные варианты фундаментов не дали положительного результата с точки зрения экономической целесообразности. Можно получить решение для фундаментной плиты на естественном основании, но плита будет иметь размер 45×45 м при толщине 1,0 м. Данное решение будет удовлетворять требованиям расчета по деформациям и прочности материала фундамента, но стоимость его будет неразумной.

Можно увеличить длину свай до 14–16 м, расположить сваи в два ряда по контуру квадратов размером 20×20 м и 10×10 м. При толщине плиты 1,0 м решение будет удовлетворять требованиям расчета по деформациям и прочности материала фундамента. В этом решении толщина плиты может быть принята переменной в центральной части 1,0 м, а на концах (за пределами второго контура) толщиной 0,5 м.

В подобных случаях необходимо либо уменьшить нагрузки на основание, уменьшив этажность здания, либо изменить естественные свойства грунтов основания.

Одним из методов улучшения естественных свойств грунтов является устройство грунтошлаковых свай, стоимость которых значительно ниже железобетонных свай. Технология устройства подобных свай рассмотрена в начале данной главы и ряде других работ [27, 66, 72, 73, 75, 78, 119, 139, 150, 151, 155, 176, 180, 190].

Устройство грунтошлаковых свай приводит к эффекту армирования грунтов основания в деформируемой зоне отдельными элементами из закрепленного грунта, при котором непосредственно под подошвой фундамента остаются участки незакрепленного грунта.

Осадка фундамента при закреплении основания определяется методом элементарного послойного суммирования [10] с модулем деформации,

который определяется как средневзвешенное значение по площади подошвы фундамента из выражения

$$E_a = E_{fi} A_f / A + E_{sti} A_{st} / A, \quad (5.1)$$

где E_{fi} и E_{sti} – модули деформации незакрепленного и закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии; A_f и A_{st} – площади незакрепленного и закрепленного грунта непосредственно под подошвой фундамента; A – площадь подошвы фундамента.

Примем расположение грунтовых свай с шагом 1x1 м при диаметре 350 мм. В этом случае под плитой будет устроено 930 свай с общей площадью закрепления $A_{st} = 930 \cdot 0,096 = 89,28 \text{ м}^2$. Площадь незакрепленного грунта $A_f = 900 - 89,28 = 810,78 \text{ м}^2$. В том случае если грунтовая свая будет изготовлена из материала с модулем упругости, равным 100,0 МПа (см. рис. 3.14), а модуль деформации природного грунта равен 5,0 МПа, то расчетное значение E_a будет равно

$$E_a = (5 \cdot 810,78) / 900 + (100 \cdot 89,28 / 900) = 14,42 \text{ МПа}.$$

Фактическое значение приведенного модуля деформации необходимо уточнить в ходе закрепления грунтов путем штамповых испытаний в полевых условиях.

Закрепление грунтов выполняется на глубину 8 м от подошвы фундамента в пределах центральной части плиты размером 20x20 м в плане и на глубину 4 м за пределами центральной части плиты. Нагрузка на плиту 150 кПа. Плита имеет размеры 33x33 м при толщине 1,0 м.

Результаты расчетов приведены на рис. 5.15-5.20. Вследствие симметрии задачи результаты представлены только для 1/4 массива грунта основания. На рис. 5.15 показан расчетный массив грунта основания с граничными условиями, а на рис. 5.16 объем закрепленного грунта основания.

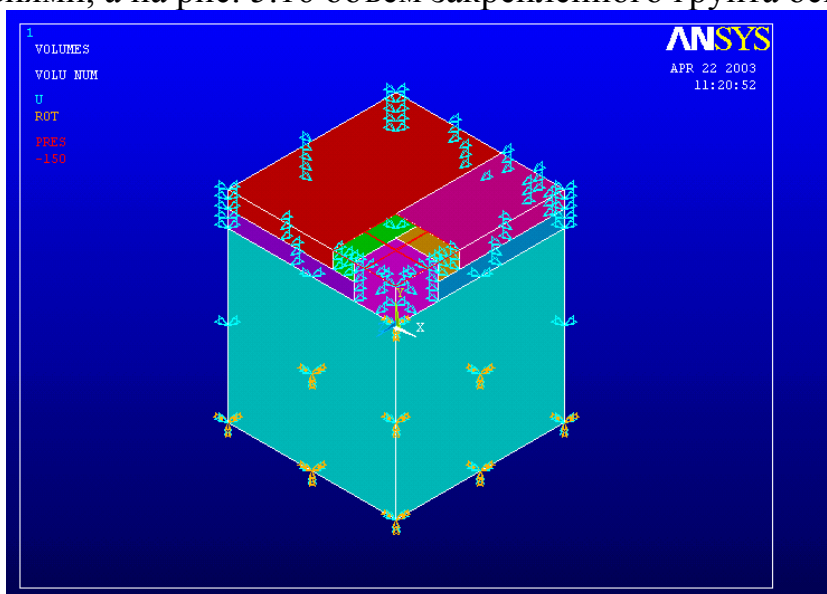


Рис. 5.15. Расчетный массив грунта основания

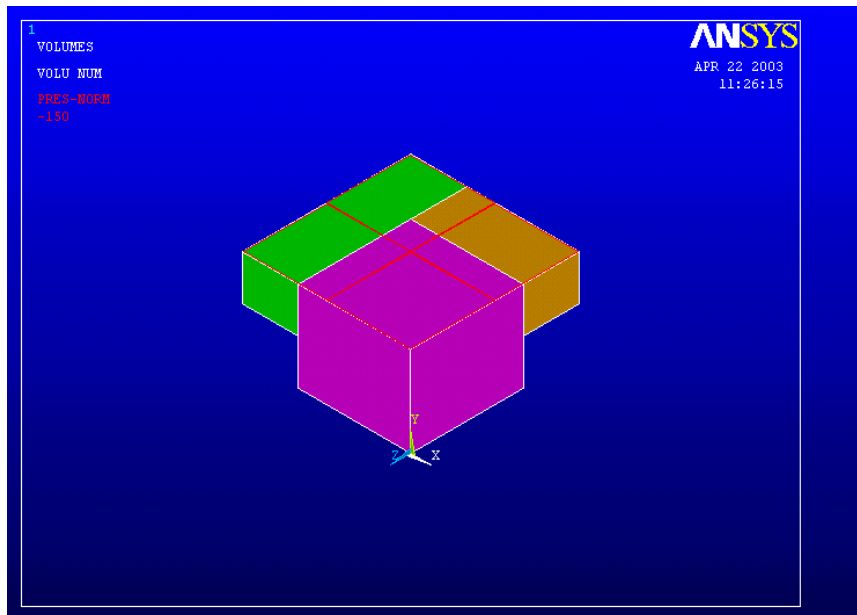


Рис. 5.16. Закрепленный массив грунта

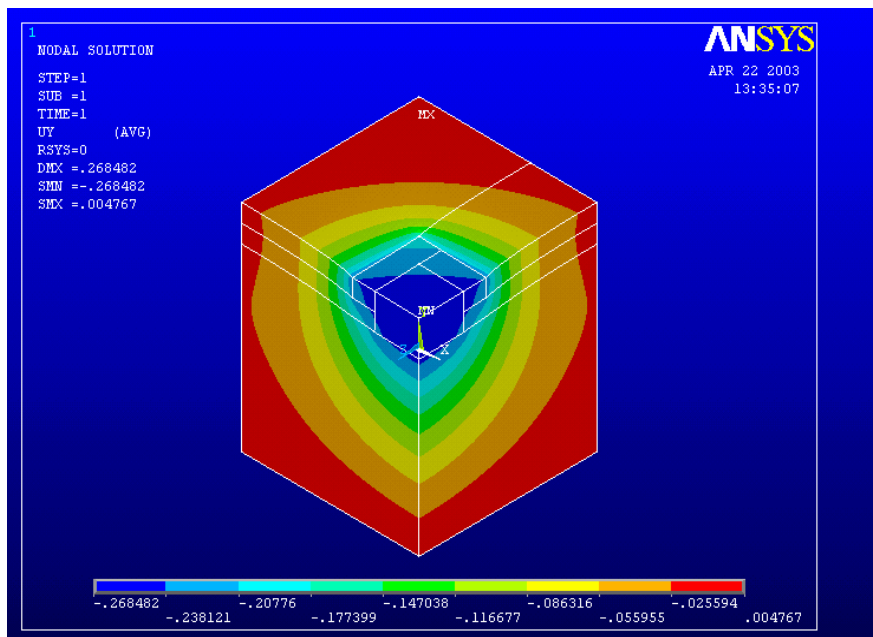


Рис. 5.17. Деформация основания при нагрузке $p=150$ кПа

Максимальная осадка фундаментной плиты равна 26,8 см. На краях осадка изменяется от 20,7 см до 23,8 см. Средняя осадка плиты равна 23,8 см. Изгибающие моменты M_x и M_y изменяются от 55 до 590 кНм. Крутящий момент изменяется от 18 до 139 кНм.

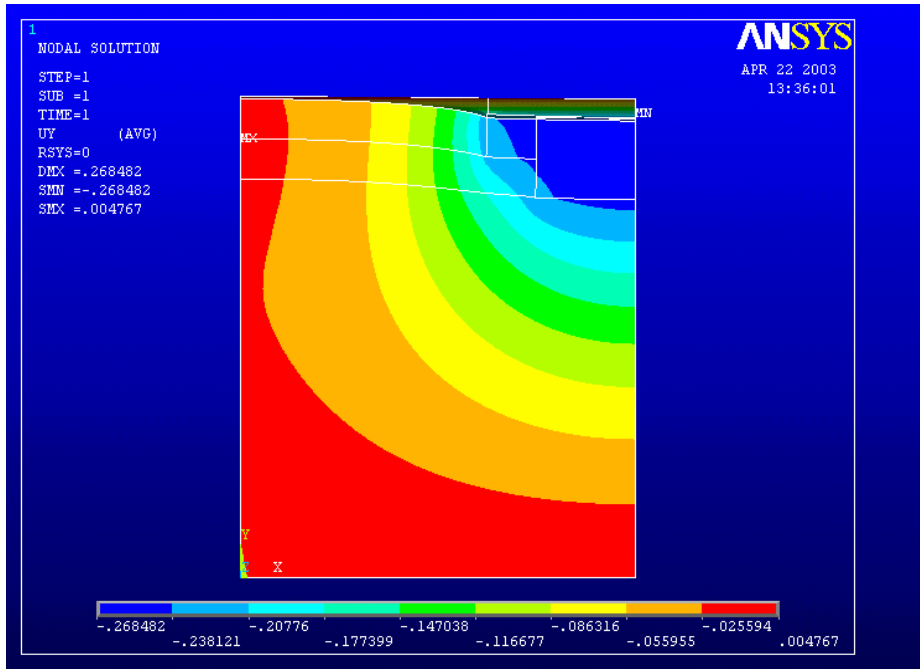


Рис. 5.18. Деформация основания. Сечение в центральной части плиты

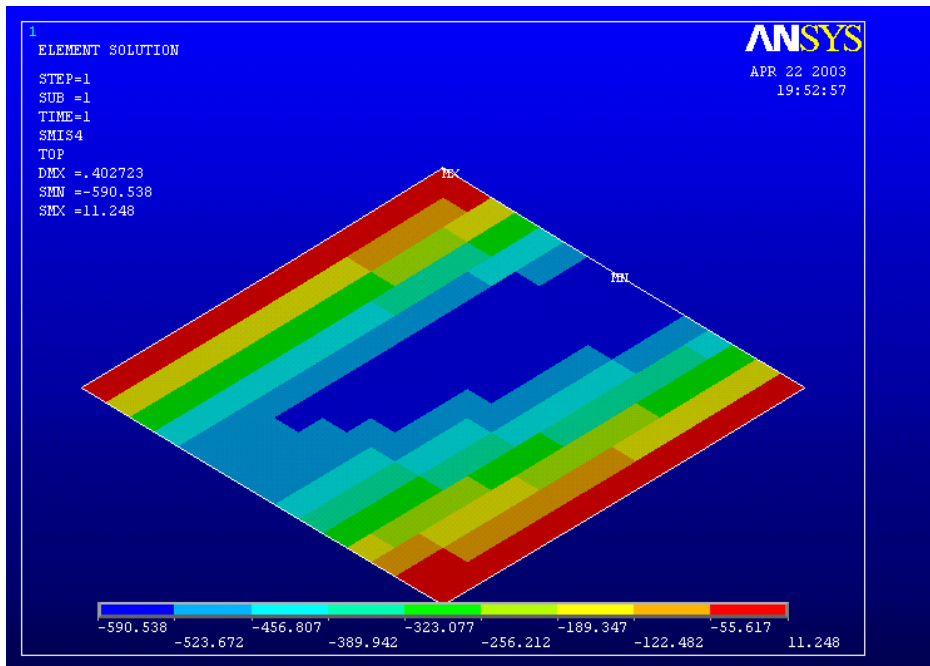


Рис. 5.19. Изгибающий момент M_x

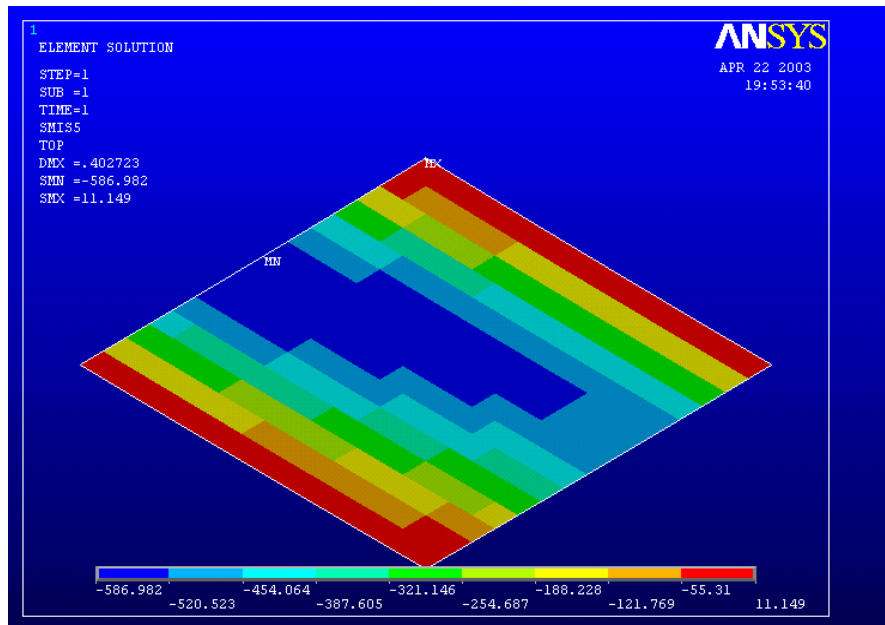


Рис. 5.20. Изгибающий момент M_y

Таким образом, применение технологии глубинного смешивания природного грунта с шлакощелочным вяжущим позволяет получить более рациональный вариант фундаментов.

Выводы по разделу 5

1. Метод глубинного смешивания позволяет выполнить закрепление слабых природных грунтов введением в него различных минеральных вяжущих в виде цемента, шлака, извести.

2. Прочность и деформируемость закрепленных в полевых условиях грунтов методом глубинного смешивания зависит от ряда факторов, таких как скорость перемешивания, вид и количество вяжущего, вид закрепляемого грунта.

3. Контроль качества закрепления грунтов методом глубинного смешивания можно улучшить путем введения прямой и обратной связи при управлении процессом приготовления комбинированного вяжущего материала и грунтовой смеси с оценкой ее прочности по показаниям датчиков влажности и нормального давления.

4. В качестве проектного решения предлагается вариант закрепления естественных грунтов основания «грунтошлаковыми» сваями диаметром 350 мм и переменной глубиной в 4 и 8 м и последующим устройством фундаментной плиты толщиной 1 м.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Впервые разработан измерительно-вычислительный комплекс ИВК «АСИС», включающий комплекс приборов, который позволяет проводить в автоматическом режиме испытания композитных строительных материалов с использованием стандартных и вновь разработанных методов. Используя ИВК «АСИС», можно определить параметры всех известных моделей строительных материалов, в том числе и при упругопластическом поведении с упрочнением и разупрочнением.

2. Предложена принципиальная схема мобильной установки для технологии глубинного смешивания, позволяющая выполнить закрепление слабых природных грунтов введением в него различных минеральных вяжущих в виде цемента, шлака и активизатора. Контроль качества закрепления грунтов методом глубинного смешивания можно улучшить путем введения прямой и обратной связей при управлении процессом приготовления композитной смеси с оценкой ее прочности в полевых условиях по показаниям датчиков влажности и нормального давления.

3. Изучено влияние вида напряженного состояния на деформационные свойства глинистого композита. В условиях трехосного сжатия модуль упругости зависит от величины главных напряжений $\sigma_2 = \sigma_3$, возрастая с ростом этих напряжений. Испытания в условиях трехосного сжатия более предпочтительны по сравнению с общепринятыми испытаниями в условиях одноосного сжатия, так как в реальности в любой точке проектируемой конструкции действует не только наибольшее главное напряжение σ_1 , но и главные напряжения $\sigma_2 = \sigma_3$ и материал испытывает «стеснение» при его деформировании.

4. Показано, что прочностные и деформационные свойства глинистых композитных материалов зависят не только от количества вяжущего, но и от вида напряженно-деформированного состояния.

5. Разработанный глинистый композит показывает упругопластическое деформирование. Граница между упругим и неупругим поведением материала характеризуется полным разрушением структурных связей и определяется количественно давлением предварительного уплотнения.

6. Введение шлака в естественный грунт приводит к изменению характера зависимости «касательное напряжение – деформация сдвига». Если для естественного грунта имеет место упрочнение материала с небольшим разупрочнением после достижения предела прочности, то для грунта с введением вяжущего наблюдается разупрочнение материала до остаточного значения. В процессе разупрочнения глинистого композита прочность определяется трением.

7. Идентификация параметров позволяет найти истинное значение оптимизируемого параметра, входящего в функциональную зависимость «напряжений-деформаций», что позволяет выполнить более точно расчеты напряженно-деформированного поведения конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам [Текст]. – Введ. 29.12.89. – М.: ЦИТП, 1990. – 33 с.
2. ГОСТ 10181-2000. Смеси бетонные. Методы испытаний [Текст]. – Введ. 01.07.01. – М.: Госстрой России; ГУП ЦПП, 2001.
3. ГОСТ 12248–96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости [Текст]. – Введ. 01.01.97.– М.: Минстрой России, 1997.
4. ГОСТ 24452–80. Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона [Текст]. – Введ. 01.01.82. – М.: Изд-во стандартов, 1982.
5. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости и разрушения) при статическом нагружении [Текст]. – Введ. 01.07.92. – М.: Изд-во стандартов, 1992. – 15 с.
6. ГОСТ 12801-98. Материалы на основе органических вяжущих для дорожного и аэродромного строительства. Методы испытаний [Текст]. – Введ. 01.01.99. – М.: Изд-во стандартов, 1999. – 69 с.
7. ГОСТ 310-85. Цементы. Методы испытаний [Текст]. – Введ. 01.01.78. – М.: Изд-во стандартов, 1978. – 45 с.
8. ГОСТ 21153.3-85. Породы горные. Методы определения предела прочности при одноосном сжатии [Текст]. – Введ. 27.11.85. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 24 с.
9. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – М.: Госстрой СССР, 1985. – 155 с.
10. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений [Текст]. – М.: Госстрой России, 2004. – 177 с.
11. Безухов, Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести [Текст] / Н.И. Безухов. – М.: Высшая школа, 1968. – 512 с.
12. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона [Текст] / О.Я. Берг. – М.: Госстройиздат, 1961. – 259 с.
13. Болдырев, Г.Г. Лабораторные методы определения механических свойств грунтов [Текст]: информ. пособие / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 40 с.
14. Болдырев, Г.Г. Определение параметров моделей грунтов [Текст]/ Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Д.Н. Валеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – №3. – С. 20-25.
15. Глиношлаковые строительные материалы [Текст]/ В.И. Калашников [и др.]. – Пенза: ПГАСА, 2000.

16. Гарибов, Р.Б. Соппротивление железобетонных несущих конструкций при агрессивных воздействиях окружающей среды [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук. 05.23.01 / Р.Б. Гарибов. – Саратов, 2006. – 630 с.

17. Идрисов, И.Х. Испытания материалов методом трехосного сжатия [Текст] / И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин, Г.Г. Болдырев // тр. междунар. науч.-практ. конф. – Пенза, 2004. – С. 123–127.

18. Идрисов, И.Х. Приборы для испытания материалов методом одноплоскостного среза [Текст] / И.Х. Идрисов, Г.Г. Болдырев, Н.И. Макридин // сб. докл. ВНИПК «Градостроительство, реконструкция и инженерное обеспечение устойчивого развития городов Поволжья». – Тольятти: ТГУ, 2004. – С. 194-198.

19. Идрисов, И.Х. Испытания материалов методом трехосного сжатия [Текст] / И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин, П.С. Романова // МВНТК «Актуальные вопросы строительства». Вып. 5. – Саранск: МГУ им. Огарева, 2006. – С. 280-284.

20. Идрисов, И.Х. Испытание материалов методом одноплоскостного среза [Текст] / И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин // Строительный вестник Российской инженерной академии. Секция «Строительство». Вып. 9. – М., 2008. – С. 228–231.

21. Идрисов, И.Х. Модель разрушения бетона как композиционного материала [Текст] / И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин, Г.Г. Болдырев // сб. ст. Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза: ПГАСА, 2000. – С. 89-94.

22. Идрисов, И.Х. Новый подход к испытанию материалов методом трехосного сжатия [Текст] / И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин // Строительный вестник Российской инженерной академии. Секция «Строительство». Вып. 9. – М., 2008. – С. 225-227.

23. Идрисов, И.Х. Равновесные и неравновесные испытания опытных образцов бетона [Текст] / И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин // Региональная архитектура и строительство. – 2008. – № 1(4). – С. 52-54.

24. Идрисов, И.Х. Фундаментная плита на искусственном основании [Текст] / И.Х. Идрисов // Актуальные вопросы строительства: материалы Всерос. науч.-техн. конф. – Вып. 1. – Саранск: МГУ им. Огарева, 2002. – С. 129–134.

25. Идрисов, И.Х. Комплексный подход к испытаниям материалов. Ч. 1 [Текст] / И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин // Строительные материалы. – 2011. – №6. – С. 55-58

26. Идрисов, И.Х. Комплексный подход к испытаниям материалов. Ч. 2. Идентификация параметров моделей материалов [Текст] / И.Х. Идрисов, Н.И. Макридин, Д.Н. Валеев // Строительные материалы. – 2011. – №8. – С. 39- 41.

27. Кирилов, В.М. Прочность и деформируемость цементогрунта и его использование в основаниях причальных сооружений [Текст] / В.М. Кирилов, А.И. Котов // НИИОСП. Ускорение научно-технического прогресса

в фундаментостроении. Т. I. Новейшие методы исследования строительных свойств грунтов, прогрессивные способы возведения фундаментов и устройства оснований. – М.: Стройиздат. – С. 257-259.

28. Малашкин, Ю.Н. О прочности бетона в сложно напряженном состоянии [Текст] / Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1974. – № 7. – С. 57-61.

29. Макридин, Н.И. Метод акустической эмиссии в строительном материаловедении [Текст] / Н.И. Макридин, Е.В. Королев, И.Н. Максимова // Строительные материалы. – 2007. – № 3. – С. 25- 27.

30. Макридин, Н.И. Макромеханическая модель разрушения легкого конструкционного бетона [Текст] / Н.И. Макридин, Г.Г. Болдырев, И.Н. Максимова, И.Х. Идрисов // сб. матер. ВНТК «Актуальные проблемы строительства и стройиндустрии». – ТулГУ, 2000. – С. 131-132.

31. Макридин, Н.И. Модель разрушения бетона как композиционного материала [Текст] / Н.И. Макридин, И.Х. Идрисов, Г.Г. Болдырев // сб. ст. МНПК «Усиление оснований и фундаментов аварийных зданий и сооружений». – Пенза: ПДЗ, 2000. – С. 89-94.

32. Макридин, Н.И. О трещиностойкости тяжелого и особо тяжелого бетона [Текст] / Н.И. Макридин, И.Н. Максимова, Ю.Б. Алимов, И.Х. Идрисов // сб. науч. тр. МНТК «Композиционные строительные материалы. Теория и практика». Ч. 2. – Пенза: ПДЗ, 2001. – С. 23-26.

33. Малашкин, Ю.Н. О прочности бетона в сложно напряженном состоянии [Текст] / Ю.Н. Малашкин // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1974. – № 7. – 57-61 с.

34. Пат. 64310 Российская Федерация, МКПО 10-05. Устройство одноплоскостного среза СППА-40/35-10 [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «Геотек». – № 2006503659; заявл. 15.11.06; опубл. 16.10.07.

35. Пат. 64960 Российская Федерация, МКПО 10-04. Устройство компрессионного сжатия КППА-65/25 (два варианта) [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «Геотек». – № 2006504283; приоритет 25.12.06; опубл. 16.12.07.

36. Пат. 64958 Российская Федерация, МКПО 10-04. Устройство компрессионного сжатия КППА-60/25 [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «Геотек». – № 2006503660; заявл. 15.11.06; опубл. 16.12.07.

37. Пат. 92958 Российская Федерация, МПК G01N3/08. Прибор для компрессионных испытаний грунтов [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – № 2010103420; заявл. 02.02.10; опубл. 10.04.10.

38. Пат. 86199 Российская Федерация, МПК E02D 1/00. Устройство компрессионного сжатия [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Бол-

дырева; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – № 2009118153; приоритет 13.05.09; опубл. 27.08.09. Бюл. №24.

39. Пат. 85167 Российская Федерация, МПК G01N 3/08 E02D 1/00. Устройство трехосного сжатия [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – № 2009118154; приоритет 13.05.09; опубл. 27.08.09.

40. Пат. 64648 Российская Федерация, МКПО 10-04. Устройство трехосного сжатия СТП-80/38 [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «Геотек». – № 2006504282; приоритет 25.12.06; опубл. 16.11.07.

41. Пат. 94341 Российская Федерация, МПК G01N 3/08 E02D 1/00. Прибор трехосного сжатия [Текст] / Г.Г. Болдырев, Е.Г. Болдырева, И.Х. Идрисов, А.И. Елатонцев; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – № 2010109081; заявл. 11.03.10; опубл. 20.05.10.

42. Пат. 65923 Российская Федерация, МКПО 14-02, 14-03. Электронная преобразующая аппаратура (ЭПА) [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – № 2006503022; заявл. 28.09.06; опубл. 16.03.08.

43. Пат. 2416081 Российская Федерация, МПК G01N 3/08 E02D 1/00. Способ автоматического измерения порового и бокового давления в условиях компрессионного сжатия грунта [Текст] / Г.Г. Болдырев, Е.Г. Болдырева, И.Х. Идрисов; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – №2009149688/28; заявл. 13.12.09.; опубл. 10.04.11.

44. Пат. 85009 Российская Федерация, МПК G06F3/00 E02D1/00. Электронная преобразующая аппаратура [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – № 2009118152; заявл. 13.05.09; опубл. 20.07.09.

45. Пат. 70316 Российская Федерация МКПО⁹ 10-04, 10-05. Прибор предварительного уплотнения [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – №2007503201; заявл. 17.09.07; опубл. 16.05.09.

46. Пат. 69209 Российская Федерация, МКПО⁹ 10-04; 10-05. Прибор стандартного уплотнения [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – № 2007503200; заявл. 17.09.07; опубл. 16.02.09.

47. Пат. 2423682 Российская Федерация, МПК G01N 3.08. Прибор для компрессионных испытаний грунтов [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «НПП «Геотек». – №2009149600; заявл. 30.12.09; опубл. 10.07.11 г.

48. Пат. 66389 Российская Федерация, МКПО 10-04. Устройство одноплоскостного среза СПКА-40/35-25 (два варианта) [Текст] / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Е.Г. Болдырева; заявитель и патентообладатель ООО «Геотек». – № 2006504276; заявл. 18.12.06; опубл. 16.05.08.

49. Перфилов, В.А. Научно-экспериментальные основы оптимизации состава, структуры и механических свойств бетонов по параметрам трещиностойкости и акустической эмиссии [Текст]: автореф. дис. ... д-ра технич. наук / В.А. Перфилов. – Пенза: ПГУАС, 2005. – 36 с.
50. Программное обеспечение комплекса измерительно-вычислительного «Автоматизированные системы испытаний в строительстве» (ПО ИВК «ГЕОТЕК АСИС») [Текст] / ООО «НПП «Геотек». – Версия 3.2. – Пенза, 2010. – 1 CD-ROM.
51. Рубцов, И.В. Закрепление грунтов земляного полотна автомобильных и железных дорог [Текст] / И.В. Рубцов, В.И. Митраков, О.И. Рубцов. – М.: АСВ, 2007. – 184 с.
52. Сергеев, А.Г. Метрология [Текст]: учеб. пособие для вузов / А.Г. Сергеев, В.В. Крохин. – М.: Логос, 2002. – 408 с.
53. Столяров, Н.В. Введение в теорию железобетона [Текст] / Н.В. Столяров. – М.: Стройиздат, 1941. – 23-25 с.
54. Структура, деформируемость, прочность и критерии разрушения цементных композитов [Текст] / Н.И. Макридин [и др.]. – Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 2001. – 280 с.
55. Структура и конструкционная прочность цементных бетонов. Ч. 1. [Текст] / Н.И. Макридин [и др.]. – М.: ВНИИТПИ, 1999. – 156 с.
56. Трифионов, А.Г. Постановка задачи оптимизации и численные методы ее решения / А.Г. Трифионов. – www.matlab.ru/optomz/index.asp.
57. Тарасов, Р.В. Эффективный жаростойкий материал на основе модифицированного глиношлакового вяжущего [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Р.В. Тарасов. – Пенза, 2002.
58. Тимофеева, О.В. Шлакогрунтовые композиты для укрепления дорожных оснований [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / О.В. Тимофеева. – Пенза, 2002. – 124 с.
59. Хвастунов, В.Л. Техничко-экономические и экологические аспекты применения отходов металлургии в строительных материалах [Текст] / В.Л. Хвастунов, В.И. Калашников, Н.И. Макридин, И.Х. Идрисов // тр. IV МНПК «Проблемы энерго- и ресурсосбережения в промышленном и жилищно-коммунальном комплексах». – Пенза: ПДЗ, 2003. – С. 187-190.
60. Шейкин, А.Е. К вопросу прочности, упругости и пластичности бетона [Текст] / А.Е. Шейкин // тр. МИИТ. Вып. 69. – М.: Трансжелдориздат, 1946.
61. A Plastic Damage Constitutive Model for Composite Material / S. Oller [et al.] // Int.J.Solids Structures, Vol. 33, 1996, No. 17. – P. 2501-2518.
62. A Simple Gauge for Local Small Strain Measurements in the Laboratory / S. Goto [et al.] // Soils & Found., Vol. 31(1), 1991. – P. 169-180.
63. Acar, Y.B. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand / Y.B. Acar, E.A. El-Tahir // J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 112, No. 11, 1986. – P. 1001 – 1015.

64. Airey, D.W. The Cambridge true triaxial apparatus / D.W. Airey, D.M. Wood // *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, STP977, ASTM, Philadelphia, Pa, 1988. – P. 796-805.
65. Alhashimi, K. An experimental study of deformation and fracture of soil-cement / K. Alhashimi, T.K. Chaplin // *Geotechnique*, Vol. 23, No. 4, 1973. – P. 541-550.
66. Alp, Gokalp, Ground Improvement by Jet Grouting for a Natural gas Combined Cycle Power Plant in Turkey / Gokalp Alp, A.S. Kasktas, Duzceer Rasin // *Ninth International Conference on Piling and Deep Foundations*, 2002. – P. 75 – 79.
67. Analysis of compressibility behavior of soils with induced cementation / T.S. Nagaraj [et al.] // *Indian Geotech. Conf., IGC-95*. – Bangalore, India, 1995, No1. – P. 53-56.
68. ANSYS Theoretical Manual / CAD-FEM GmbH. – www.cadferm.com.
69. Application of Granulated Blast Furnace Slag to the Earthquake Resistant Earth Structure as a Geo-Material / H. Matsuda [et al.] // *the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008. – 8 p.
70. Artur, J.R.F. Induced anisotropy in a sand / J.R.F. Artur, K.S. Chua, T. Dunstan // *Geotechnique*, London, England, Vol. 27, No. 1, 1977. – P. 13-30.
71. Asko, A. Model Test in Laboratory Using the Dray Mixing Method / A. Asko // *XV Int. Conf. on SMGE*. – ISTANBUL, 2001.
72. Baxter, D.Y. Mechanical behavior of soil-bentonite cutoff walls / D.Y. Baxter. – Phd., 2000, – 338 p.
73. Behaviour of Deep Mixing Columns in Composite Clay Ground: PhD thesis / S.-L. Shen. – Japan: Saga University, 1998.
74. Bergado, D.T. Soil compaction and soil stabilization by admixtures / D.T. Bergado *Proc. of the seminar on ground improvement application to Indonesian soft soils*. Indonesia: Jakarta, 1996. – P. 23-26.
75. Brandl, H. Conventional and Box-Shaped Piled Rafts / H. Brandl, R. Hofmann // *Ninth International Conference on Piling and Deep Foundations*, 2002. – P. 243 – 248.
76. Broms, B.B. Lime stabilized column / B.B. Broms, P. Boman // *Proc. 5th Asian Regional Conf. Indian Institute of Science*. – Bangalore, India, 1, 1975. – P. 227 – 234.
77. Bruce, D.A. Deep Mixing: The State of Practice / D.A. Bruce, M.E.C. Bruce // *XV Int. Conf. on SMGE*. – ISTANBUL. – 2001.
78. Burke, K.G. The State of the Art of Jet Grouting in the United States / K.G. Burke, P.E. Hayward Baker // *Ninth International Conference on Piling and Deep Foundations*, 2002. – P. 51 – 58.
79. CDIT. Deep Mixing Method – Principle / Design and Construction – Coastal Development Institute of Technology. – Japan, 2002.
80. CDM Design and Construction Manual / CDM Research Institute, 1984.

81. Cemented stands under static loading / G.W. Clough [et al.] // J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 107, No. 6, 1981.– P. 799 – 817.
82. CEB-FIP Model Code. – Thomas Telford Ltd, 2008.
83. Chew S.H., Physicochemical and Engineering behavior of cement treated clays / S.H. Chew, A.H.M. Kamruzzaman, F.H. Lee // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – ASCE, 2004.– P. 696-705.
84. Chin Kheng Ghee. Constitutive behavior of cement treated marine clay: PhD thesis / Chin Kheng Ghee. – Singapore: National University of Singapore, 2006. – 222 p.
85. Chiu, C.F. Yielding and shear behavior of cement treated dredged materials / C.F. Chiu, W. Zhu, C.L. Zhang // Engineering Geology, Vol. 103, 2008. – P. 1-12.
86. Deep foundations and ground improvement schemes / Md. Azman [et al.] // Proceedings on Geotextiles, Geomembranes and Other Geosynthetics in Ground Improvement, Bangkok, 1994. – P. 161-173.
87. Deformation and Strength Characteristics of Cement Treated Soils in the Trans-Tokyo Bay Highway Project / Grouting and Deep Mixing, IS-Tokyo 96 / F. Tatsuoka [et al.] // the 2-nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, Tokyo, 1996. – P. 669-674.
88. Duncan, J.M. Nonlinear analysis of stress and strain in soils / J.M. Duncan, C.Y. Chang // Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. – 1970. – Vol. 96. – P. 1629-1653.
89. Elastic Deformation Properties of Geomaterials / S. Shibuya [et al.] // Soils and Found., Vol. 32(3), 1992. – P. 26-46.
90. Endo, M. Recent Development in Dredged Material Stabilization and Deep Chemical Mixing in Japan. Soil and Site Improvement / M. Endo. – Berkeley: University of California, 1976.
91. Execution of special geotechnical works – Deep mixing European Standard. CEN TC 288.
92. Fundamental properties of lime-treated soils (2nd Report) / M. Terashi [et al.] // Report of the Port and Harbor Research Institute, Vol. 19, No. 1, 1980. – P. 33-57.
93. Gens, A. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks / A. Gens, R. Nova // proc. 1st Conf. Hard Soils and Soft Rocks, 1993. – P. 485-494.
94. Ground Improvement Technical Summaries / Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Working Draft, No. FHWA-SA-98-086, Vol. II., 1988.
95. Ground Improvement Technical Summaries. Volume II, Demonstration Project 116 / V. Elias [et al.]. – U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-SA-98-086, September 1998.

96. Grounding and deep mixing / R Yonekura [et al.] // Proc. IS-Tokyo 96 the Second Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing. – Tokyo, 1996.
97. Hakan Bredenberg. Keynote lecture: Equipment for deep soil mixing with the dry jet mix method / Bredenberg Hakan // Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Bredenberg, Holm & Broms (eds).– Balkema, Rotterdam, 1999. – P. 323 – 325.
98. Hambly, E.C. A new triaxial apparatus / E.C. Hambly // Geotechnique, London, England, Vol. 19, No. 2, 1967. – P. 307-309.
99. Hausler, E.A. Performance of Soil Improvement Techniques in Earthquakes/ E.A. Hausler, N. Sitar. – P.1 – 6.
100. Hirai, H. An Elastic-Plastic Constitutive Model for the Behavior of Improved Sandy Soils / H. Hirai, M. Takahashi, M. Yamada // Soil and Foundations, Vol. 29, No. 2, 1989. – P. 69-84.
101. Holm, G. Keynote Lecture: Applications of Dry Mix Methods for deep soil stabilization / G. Holm // Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Bredenberg, Holm & Broms (eds). – Balkema, Rotterdam, 1999. – P. 3 – 10.
102. Horpibulsuk, S. A. New Approach for Studying Behavior of Cement Stabilized Clays / S. Horpibulsuk, N. Miura // XV Int. Conf. on SMGE. – ISTANBUL, 2001.
103. Horpibulsuk, S. Assessment of Strength Development in Cement-Admixed High Water Content Clays with Abrams Law as a Basis/ S. Horpibulsuk, N. Miura, T.S. Nagaraj // Geotechnique, Vol. 53(4), 2003. – P.439-444.
104. Horpibulsuk, S. Undrained shear behavior of cement admixed clay at high water content / S. Horpibulsuk, N. Miura, D.T. Bergado // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2005. – P. 1096-1105.
105. Huang, J.T. Properties of artificially cemented carbonate sand / J.T. Huang, D.W. Airey // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998. – P. 492-499.
106. Huat, B. B. K. Effect of cement admixtures on the engineering properties of tropical peak soils / B. B. K. Huat // EJGE paper, Vol. 11. – 2006.
107. Huawen, X. Yielding and Failure of Cement Treated Soil: Ph. D. Thesis / X. Huawen. – National University of Singapore, 2009. – 389 p.
108. Influence of cementation on liquefaction of sands / G.W. Clough [et al.] // J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 115, No. 8, 1989. – P. 1102 – 1117.
109. Ismail, M.A. Sample Preparation Technique for Artificially Cemented Soils / M.A. Ismail, H.A. Joer, M.F. Randolph // Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 23, No. 2, 2000. – P. 171–177.
110. Kamaluddin, M. Over consolidated behavior of cement treated soft clay / M. Kamaluddin, A.S. Balasubramaniam // Proc. 10th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Thailand, 1995.– P. 407-412.

111. Kamon, M. Ground improvement techniques / M. Kamon, D.T. Bergado // Proc. of 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Bangkok, No2, 1992. – P.526 – 546.
112. Kamruzzaman, A.H.M. Physic-Chemical & Engineering Behavior of Cement Treated Singapore Marine Clay: PhD thesis / A.H.M. Kamruzzaman. – Singapore: National University of Singapore, 2002. – 189 p.
113. Kasama, K. High-Strengthening of Cement-Treated Clay by Mechanical Dehydration / K. Kasama, K. Zen, K. Iwataki // Soil and Foundations, Vol. 47, No. 2, 2007. – P. 171-184.
114. Kasama, K. On the Stress-Strain Behavior of Lightly Cemented Clay Based on an Extended Critical State Concept / K. Kasama, H. Ochiai, N. Yasufuku // Soils and Foundations, Vol. 40, No. 5, 2000. – P. 37-47.
115. Kasama, K. Undrained Shear Strength of Cement-Treated Soils / K. Kasama, K. Zen, K. Iwataki // Soils and Foundations, Vol. 46, No. 2, 2006. – P. 221– 232.
116. Kaushinger, J. L. Jet grouting state of the practice / J. L. Kaushinger, E. B. Perry, R. Hankour // Proc., Grouting, soil improvement and geosynthetics: ASCE, New York, vol. 1, 1992. – P. 169-181.
117. Kazemian, S. Assessment and Compression of Grouting and Injection Methods in Geotechnical Engineering / S. Kazemian, B.B.K. Huat // European Journal of Scientific Research Vol.27 No.2, 2009. – P.234-247.
118. Kezdi A. Stabilized Earth Roads. Development in Geotechnical Engineering, Engineering Congress, ASCE, New York, Special Publication, Vol. 27, 1979, p. 298-309.
119. Kirsch, F. Ground Improvement and its Numerical Analysis / F. Kirsch // XV Int. Conf. on SMGE. – ISTANBUL, 2001.
120. Ko, H-Y. A new soil testing apparatus / H-Y. Ko, R.F. Scott // Geotechnique, London, England, Vol. 17, No. 1, 1967. – P. 40-57.
121. Kongsukprasert, L. Effects of Curing Period and Stress Conditions on the Strength and Deformation Characteristics of Cement-Mixed Soil / L. Kongsukprasert, F. Tatsuoka, H. Takanashi // Soil and Foundations, Vol. 47, No. 3, 2007. – P. 577-596.
122. Kongsukprasert, L. Small Strain Stiffness and Non-Linear Stress-Strain Behaviour of Cement-Mixed Gravelly Soil / L. Kongsukprasert, F. Tatsuoka // Soil and Foundations, Vol. 47, No. 2, 2007. – P. 375-394.
123. Lab-View. – <http://www.ni.com> (дата обращения: 20.05.2011)
124. Lade, P.V. Cementation effects in frictional materials / P.V. Lade, D.D. Overton // J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 115, No. 10. – P. 1373-1387.
125. Lade, P.V. Cubical triaxial tests on cohesionless soil / P.V. Lade, J.M. Duncan // J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 99, No. 10, 1973. – P. 793-812.

126. Lambe, T.W. A mechanistic picture of shear strength in clay / T.W. Lambe // Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 1960. – P. 555-580.

127. Larsson, S. Assessment of the mixing quality in lime/cement columns-experiences from Arborga Sweden / S. Larsson, M. Axelsson // XV Int. Conf. on SMGE.– ISTANBUL, 2001.

128. Lee Kenneth, L. End restraint effects on untrained static triaxial strength of sand. Journal of Geotechnical Engineering / L. Lee Kenneth // ASCE, Vol-104, No. GT6, 1978. – P. 687-703.

129. Lee, K. Constitutive Model for Cement Treated Clay in a Critical State Frame Work / K. Lee, D. Chan, K. Lam // Soil and Foundations, Vol. 44, No. 3, 2004. – P. 69-77.

130. Leroueil, S. The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rocks / S. Leroueil, P.R. // Vaughan Geotechnique. – London, England, Vol. 40, No. 3, 1990. – P. 467-488.

131. Lewis, B.A. Manual for LS-DYNA. Soil Material Model 147: Report No. FHWA-HRT-04-095 / B.A. Lewis. – Federal Highway Administration, 2004. – 77 p.

132. Little, D.N. Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates / D.N. Little. – Vol. 1, 1999. – 97 p.

133. Lo, S.-C. R. An Experimental Study of the Mechanics of Two Weakly Cemented Soils / S.-C. R. Lo, P.V. Lade, S.P.R. Wardani // Geotechnical Testing Journal, Vol. 26, No. 3, 2003.

134. Locat, J. Laboratory Investigations on the Lime Stabilization of Sensitive Clays Shear Strength Development / J. Locat, M.-A. Berube, M. Choquette // Can. Geotech. J., Vol. 27, 1990. – P. 294-304.

135. Lorenzo, G.A. Fundamental parameters of cement-admixed clay-new approach / G.A. Lorenzo, D.T. Bergado // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2004. – P. 1042-1050.

136. Lorenzo, G.A. New and Economical Mixing Method of Cement-Admixed Clay for DMM Application / G.A. Lorenzo, D.T. Bergado, S. Soralump // Geotechnical Testing Journal, Vol. 29, 2006, No. 1.

137. LS-DYNA Theoretical Manual / CAD-FEM GmbH. – www.cadfem.com.

138. Lui, M.D. D.W. An elastoplastic stress-strain model for cemented carbonate soils / M.D. Lui, J.P. Carter, D.W. Airey // Proc. 14h Int. Conf. on SMFE, Vol. 1, 1997. –P. 367-372.

139. Matsui, T. Non-linear Mechanism and Performance of Clay-Sand Column System / T. Matsui, K. Oda, Y. Nabeshima // XV Int. Conf. on SMGE, ISTANBUL, 2001.

140. Matsuoka, H. A constitutive law for frictional and cohesive materials / H. Matsuoka, D. Sun // JSCE, No. 463/III-22, 1993. – P. 163-172.

141. Matsuoka, H. Sun D. Extension of Spatially Mobilized Plane (SMP) to Frictional and Cohesive Materials and its Application to Cemented Sands / H. Matsuoka, D. Sun // *Soils and Foundations*, vol. 35, 1995, No. 4. – P. 63-72.
142. Mechanical properties of stabilized koalin clay by cement type solidifier / S. Ue [et al.] // *JSCE*, No. 5822/III-41, 1997. – P. 217-228.
143. Mitchel et al. (1974)
144. Miura, N. Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content / N. Miura, S. Horpibulsuk, T. S. Nagagaj // *Soils and Foundations*, Vol. 41, No.5, 2001. – P. 33-45.
145. Miura, N. Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content / N. Miura, S. Horpibulsuk, T.S. Nagaraj // *Soils and Foundation*, Vol. 41, 2001, No. 5. – P. 33 – 45.
146. Nagaraj, T.S. Induced cementation of soft clays – Analysis and assessment / T.S. Nagaraj, N. Miura, A. Yamadera // *Int. Symp. On Lowland Technology*, Institute of Lowland Technology, Saga, University, saga, Japan, 1998. – P. 267 – 278.
147. Nakamura, M. Study of the Agitation Mixing of Improvement Agents / M. Nakamura, S. Matsuzawa, M. Matsushita // *Proc. 17th Japan National Conf. on SMFE*, Vol. 2, 1982, p. 2585-2588.
148. Namikawa, T. Experimental Determination of Softening Relations for Cement-Treated Sand / T. Namikawa, J. Koseki // *Soil and Foundations*, Vol. 46, No. 4, 2006. – P. 491-504.
149. Okumura T., Terashi M. Deep lime mixing method of stabilization of marine clays, *Proc. 5th Asian Regional Conf. Indian Institute of Science*, Bangalore, India, 1, 1975, pp. 69 – 75.
150. Omine, K. Prediction of strength of cement-treated soil column based on size effect / K. Omine, H. Ochiai // *XV Int. Conf. on SMGE, ISTANBUL*, 2001.
151. Ovando, Shelley E. Injection of setting slurries to modify the compressibility of Mexico City clay / E. Ovando Shelley, E. Santoyo // *XV Int. Conf. on SMGE, ISTANBUL*, 2001.
152. Petchgate, K. Voottipruex, Effect of height and diameter ratio on strength of cement stabilized soft Bangkok clay / K. Petchgate, P. Voottipruex, W. Suknognkol // *Geotechnical Engineering Journal*. Vol. 31. No.3. 2000. – P. 227-239.
153. Prediction of strength development by cement admixture based on water content / T.S. Nagaraj [et al.] // *Proc. 2nd Int. Conf. on n Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing*, Tokyo, 1996, 1, 1996. – P. 431-436.
154. Properties of Cement Treated Soil in Trans-Tokyo Bay Highway Project / F. Tatsuoka [et al.] // *Ground Improvement*, Vol. 1(1), 1997. – P. 37-57.

155. Properties of Soil Cement Columns Produced by Compact Machine System for Tenocolumn Method / A. Enami [et al.] // Proc. 21st Annual Meeting of JSSMFE, Tokyo, 1986. – P.1987-1990.

156. Raad, L. A Mechanistic Model for Strength and Fatigue of Cement-Treated Soils / L. Raad // Geotechnical Testing Journal, Vol. 4, No. 3, 1981. – P. 104-110.

157. Read, H.E. Strain softening of rock, soil and concrete – a review article / H.E. Read, G.A. Hegemier // Mechanical of Materials, Vol. 3, 1984. – P.271-294.

158. Reddy, K.R. Behavior of cemented sands under three-dimensional loadings: Ph. D. Thesis / K.R. Reddy. – Chicago: Illinois Inst. of Tech.– 1990.

159. Reddy, K.R. Development of a true triaxial testing apparatus / K.R. Reddy, S.K. Saxena, J. Budiman // Geotech. Testing J., Vol. 15, No. 2, 1992.– P. 89-105.

160. Reddy, K.R. Effects of Cementation on Stress-Strain and Strength Characteristics of Sands / K.R. Reddy, K.S. Saxena // Soils and Foundations, Vol. 33, 1993, No. 4. – P.121-134.

161. Research on Deep Mixing Method Using Cementitious Agents (Part 10) / S. Saito [et al.] // Engineering Properties of Treated Soils (3). 15-th Soil Engineering Research Conference, 1980. – P. 717 – 720.

162. Saitoh, S. Hardening of Soil Improved by Deep Mixing Method / S. Saitoh, Y. Suzuki, K. Shirai // Proc. 11th ICSMFE, Vol. 5, 1985. – P. 1745-1748.

163. Sakai, S. Consideration on the target strength of deep mixing methods / S. Sakai, S. Takano, K. Ogawa // proc. 31st Japan National Conf. on Geot. Engng., 1996. – P. 131-132.

164. Saxena, K. Effects of cementation on stress-strain and strength characteristics of sands / K. Saxena, K.R. Reddy // Soils and Foundations, Vol. 33, No. 4, 1993. – P.121-134.

165. Saxena, S.K. Avramidis A. Liquefaction resistance of artificially cemented sand / S.K. Saxena, K.R.J. Reddy // Geotech. Eng., ASCE, Vol. 114, No. 12, 1988. – P. 1395 – 1413.

166. Saxena, S.K. Dynamic moduli and damping ratios for cemented sands at low strains / S.K. Saxena, A. Avramidis, K.R. Reddy // Canadian Geotech. J., Vol. 25, No. 2, 1988. – P. 353-368.

167. Saxena, S.K. Static behavior of artificially cemented sand / S.K. Saxena, K.R. Reddy, A. Avramidis // Indian Geotech. J. – New Delhi, India, Vol. 18, No. 2, 1988. – P. 111-141.

168. Servo-controlled cuboidal shear device / N. Sivakugan [et al.] // Geotech. Testing J., Vol. 11, No. 2, 1988. – P. 119-124.

169. Shen, S.L. Soil fracturing of the surrounding clay during deep mixing column installation / S.L. Shen, N. Miura // Soils and Foundations, Vol. 39, 1999, No. 5. – P. 13 – 22.

170. Sherwood, P.T. Soil stabilization with Cement and Lime: state of the art review / P.T. Sherwood. – HMSO Publication, 1993.
171. Shrestha, R. Soil Mixing: A Study on “Brusselian Sand” Mixed with Slag Cement Binder: Master dissertation / R. Shrestha. – Belgium: Universities Gent Vrije Universities Brussel, 2008. – 91 p.
172. Siepi, M. Geojet-Turbojet- a Deep Mixing Method for Solution of Geotechnical Problems / M. Siepi, A. Bertero // Ninth International Conference on Piling and Deep Foundations, 2002. – P. 125 – 130.
173. Stabilization of Soil with Displacement Columns of Dray Sand-Cement/Lime / E.M. Yasser // XV Int. Conf. on SMGE, ISTANBUL, 2001.
174. Strength and modulus of marine clay-cement mixes / F.H. Lee [et al.] // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2005. – P. 178-185.
175. Strength assessment of cement admixed soft clays – Parametric study / T.S. Nagaraj [et al.] // Int. Conf. on Ground Improvement Techniques, Macau, 1997. – P. 379-386.
176. Strength change of the clay in the vicinity of soil cement column / N. Miura [et al.] // J. Of Geotech. Engrg., JSCE, (596/III-43), 1998. – P. 209-221.
177. Strength Development in Cement Stabilized Low Plasticity and Coarse Grained Soils: Laboratory and Field Study / S. Horpibulsuk [et al.] // Soil and Foundations, Vol. 46, No. 3, 2006. – P. 351-366.
178. Stress-Deformation Behavior under Anisotropic Drained Triaxial Consolidation of Cement-Treated Soft Bangkok Clay / D.T. Bergado [et al.] // Soil and Foundations, Vol. 46, No. 5, 2006. – P. 629-637.
179. Studies on Deep Mixing Method Using Cement Hardening Agent (No. 15). Tensile Characteristics of Improved Soils / H. Nakajima [et al.] // 16th Soil Engineering Research Conference, 1981. – P. 1723-1736.
180. Study of Mechanical Properties of Soil Cement Mixture for a Cutoff Wall / Y. Yu, J. Pu, K. Ugai // Soils & Found., Vol. 37(4), 1997. – P. 93-103.
181. Study on DMM Using Cement Hardening Agent (Part 1) / A. Niina [et al.] // Proc. 12th Japan National Conf. on SMFE, 1977. – P. 1325-1328.
182. Suzuki, K. Approach by zeta potential on the surface change of hydration of C3S / K. Suzuki, T. Nichikawa, J. Hayashi, S. Ito // Cement and Concrete Research, 11, 1981. – P. 759-764.
183. Taki, O. Soil Cement Mixed Wall Technique / O. Taki, D. Yang // Geotechnical Engineering Congress, ASCE, Special Publication, No. 27, 1991. – P. 298-309.
184. Tan, S.T. Properties of Singapore marine clays improved by cement mixing / S.T. Tan, T.L. Goh, K.Y. Yong // Geotechnical Testing Journal, Vol. 25, No.4, 2002. – P. 1-11.

185. Tatsuoka, F. Trixie strength characteristics of cement-treated soft clay / F. Tatsuoka, A. Kobayashi // Proc. 8th ECSMFE, Vol. 8, No. 1, 1983. – P. 421-426.
186. TC 288 WI 011:2002 (E). Execution of special geotechnical works – Deep mixing, 2002. – 47 p.
187. Terashi, M. Development of deep mixing in the past quarter century / M. Terashi // Material Science for 21st Century, Vol. A. – The Society of Material Science, Japan, 2001. – P. 180 – 193.
188. Terashi, M. Engineering properties of lime-treated marine soils and deep mixing method / M. Terashi, H. Tanaka, T. Okumura // Prjc. 6th Asian Regional Conf. on SMFE, 1979. – P. 191 – 194.
189. Terashi, M. Fundamental properties of lime-treated soils (1st Report) / M. Terashi, T. Okumura, T. Mitsumoto // Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 16, No. 1, 1977. – P. 3-28.
190. Terashi, M. Theme Lecture: Deep Mixing Method – Brief State-of-Art / M. Terashi // Proc. 14th ICSMFE, Vol. 4, 1997/ – P. 2475-2478.
191. Uddin, K. Engineering behavior of cement treated Bangkok soft clay / K. Uddin, A.S. Balasubramaniam, D.T. Bergado // Geotechnical Engineering Journal, Vol. 28, No. 1, 1997. – P. 89-119.
192. Yajima, J. Mechanical properties and failure criterion of normally and over consolidated cement-treated soil / J. Yajima, T. Nagaoka, S. Tanizaki // JSCE, No. 561/III-38, 1997. – P. 205-214.
193. Yin, J.H. Strength and Stiffness of Hong Kong Marine Deposits Mixed with Cement / J.H. Yin, C.K. Lai // Geotech. Eng., Vol. 29(1), 1998. – P. 29-44.
194. Yu, Y. A damage model for soil-cement mixture / Y. Yu, J. Pu, K. Ugai // Soils and Foundations, Vol. 38, No. 3, 1998. – P.1-12.
195. Kamruzzaman A.H.M. Physico-Chemical & Engineering Behavior of Cement Treated Singapore Marine Clay: PhD thesis / A.H.M. Kamruzzaman. – National University of Singapore, Singapore, 2002. – 189 p.
196. Zen K. Remedial measures for reclaimed land by premixing method / K. Zen // Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE. Vol. 42.– 1994.– No. 2.– P. 37-42.
197. Стенд для испытания материалов в условиях истинного трехосного сжатия [Текст] / Д.В. Арефьев, Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Д.О. Белоглазов // Геотехнические проблемы нового строительства и реконструкции: сб. тр. всерос. науч.-техн. семинара / Новосибирский гос. архит.-строит. ун-т (Сибстрин). – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2011. – С. 183-186.

Научное издание

Идрисов Илья Хамитович
Макридин Николай Иванович

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ МЕХАНИКА
ЗАКРЕПЛЕНИЯ И ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Монография

В авторской редакции
Верстка Н.В. Кучина

Подписано в печать 28.10.14. Формат 60×84/16.

Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.

Усл.печ.л. 10,11. Уч.-изд.л. 10,875. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.

Заказ № 376.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28