

N2, 2000

Мониторинг напряженно-деформированного состояния слабых глинистых грунтов

А.В.Голли, А.Г.Шашкин

Исследование процесса деформирования слабых глинистых грунтов в значительной степени затруднено высокой чувствительностью их структур к механическим воздействиям. При бурении скважин и отборе образцов неизбежно происходит нарушение структурных связей, приводящее к частичной или полной диспергации естественной структуры, что существенно сказывается на достоверности лабораторных определений показателей физико-механических свойств. В связи с этим при изучении таких отложений особое значение приобретают натурные исследования. Последние, однако, в силу больших затрат и длительности проведения выполняются довольно редко, а крупномасштабный мониторинг напряженно-деформированного состояния основания - в исключительных случаях. Непременным условием их проведения является сведение к минимуму влияния на показания применяемой аппаратуры тех искажений состояния грунтовой среды, которые вызваны ее установкой.

Возможность всестороннего исследования свойств слабых глинистых грунтов представилась при строительстве комплекса сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений, где в основании ряда сооружений залегает достаточно мощная толща слабых глинистых грунтов. Заметим, что инженерно-геологические условия, в которых строились эти сооружения, во многом сходны со строением грунтов в центральной части Петербурга. В связи с этим результаты проведенных исследований представляют особый интерес и при рассмотрении вопросов строительства и сложной реконструкции в условиях слабых грунтов. Мониторинг напряженно-деформированного состояния основания проводился на специальных опытных полигонах в пределах строящейся дамбы.

В основании защитной дамбы залегает мощная толща слабых, преимущественно глинистых отложений балтийского моря. В нижней части геологического разреза находятся верхнепротерозойские глины, мощность слоя которых составляет более 100 м. Перекрываются они отложениями лужской и невской морен верхнечетвертичного возраста (слои 28 и 38 по классификации Ленгидропроекта - см. таблицу 4.1), представленными в основном суглинками полутвердой и твердой консистенции с содержанием гравия, гальки и валунов до 20%. Выше морены залегает толща балтийских морских отложений. По литологическому составу она разделяется на ряд слоев (26,22,25,24), которые, в свою очередь, подразделяются по консистенции на разновидности. Определяющими характер деформирования основания дамбы после ее возведения являются верхние, наиболее сжимаемые слои суглинков неяснослоистых (слой 24) и ленточных (слой 25).

Опытные полигоны были созданы на участках трассы защитных сооружений, где указанная толща слабых глинистых отложений имеет значительную мощность и выходит на поверхность морского дна. Полигоны № 1,2,3 характеризуются схожестью геологических условий. Наиболее близки по строению основания полигонов №1 и №3, где преобладающими являются грунты текучей консистенции (слои 24 и 25). Грунты основания полигона № 2 характеризуются преобладанием мягкопластичной консистенции (слои 24а и 25а). Особенностью геологического строения полигона № 4 является наличие в основании разновидности слоя 25 д с повышенной влажностью- от 45% до 78% .

Полигон №1 был предназначен для изучения процесса консолидации основания без дрен, полигоны № 2 и № 3 - с различным шагом вертикальных дрен.

На полигоне № 4, где также предусматривалось вертикальное дренирование, в задачу исследований входило выявление особенностей деформирования наиболее слабой разновидности - слоя 25д.

Полевые исследования на опытных полигонах проводились совместно Санкт-Петербургским государственным архитектурно-строительным и техническим университетами (бывшие ЛИСИ и ЛПИ) под руководством П.Л.Иванова и А.В.Голли при содействии института Ленгидропроект - генерального проектировщика [30, 31] (В работе на различных этапах принимали участие: от СПбГАСУ - к.т.н. Л.К.Тихомирова, к.т.н. В.Н.Парамонов, к.т.н. А.А.Кисляков, к.т.н. Д.В.Белов, от СПбГТУ - к.г.м.н. И.А.Пирогов, к.т.н.Л.Ш.Горелик, к.т.н. А.Г.Соколов)

Полигоны были устроены отсыпкой пионерным способом на дно Финского залива первичной песчаной насыпи до абсолютной отметки +1,0 м, отметка дна на полигонах составила № 1 (-) 2,5 м; № 2 (-) 3,3м; № 3 (-) 3,7 м; № 4 (-) 7,0 м. С отметки +1,0 м производилась установка контрольно-измерительной аппаратуры (КИА). Специально разработанный комплекс КИА включал в качестве основных приборов глубинные марки послойных деформаций и датчики порового давления. Кроме того, на случай выхода из работы глубинных марок и в целях контроля за суммарной осадкой грунтов основания дамбы на поверхности полигонов (на отметке +1 м) были установлены геодезические марки, получившие название поверхностных (по мере отсыпки пригрузочной насыпи производилось их наращивание). На полигоне № 1 в дополнение к этому были установлены стационарные месдозы тотальных напряжений. В ходе проведения эксперимента выполнялись определения горизонтальных тотальных напряжений и испытания на лопастной сдвиг.

На рис.1 в качестве примера типовой установки КИА представлен план и разрезы полигона № 1.

После установки контрольно-измерительной аппаратуры на полигонах № 2,3 и 4 было выполнено вертикальное дренирование со средним шагом по треугольной сетке соответственно 2,1; 3,6; 3,0 м. В качестве вертикальных дрен применялись ленточные геодрены сечением 100x5 мм, состоящие из пластмассового ребристого сердечника и синтетической фильтрующей оболочки. Геодрены погружались на полигонах с отметки + 1 м на глубину 19-23 м с помощью итальянского устройства "Soil Mes" На полигоне N 1 дренирование не производилось - для сравнения течения процесса консолидации на дренированном и недренированном основании дамбы.

Далее полигоны № 1,2 и 3 были пригружены песчаной насыпью раз- мерами в плане 45x90 м, отсыпаемой с перерывами в 3-4 этапа до отметки + 6,0 м. На полигоне N 4 насыпь возведена до отметки + 3,15 м, после чего сделана остановка для определения конечной осадки под данной нагрузкой.

Результаты измерения вертикальных деформаций

Наблюдения показали, что к моменту установки контрольно-измерительной аппаратуры осадки основания полигонов №№ 1,2 и 3 стабилизировались под нагрузкой от первичной насыпи. Однако выполнение дрен на полигонах №№ 2 и 3 сразу же вызвало развитие осадок кровли слабой толщи грунтов со скоростью 0,6 мм/сут (рис.2). На полигоне N 4, характеризующимся наличием в основании сильносжимаемого слоя суглинков (слой 25д) и значительной высотой первичной насыпи (вследствие большей глубины Финского залива), возведенной в отметках - 7,0...+1,0 м, в период, предшествующий нагружению полигона, наблюдалось развитие осадок в слое мощностью 6,0 м под подошвой насыпи со скоростью 0,15 мм/сут. Дренирование полигона № 4 заметно интенсифицировало развитие деформаций: скорость осадки возросла в среднем до 0,6 мм/сут. Таким образом, данные натурального эксперимента продемонстрировали, что вертикальное дренирование инициирует развитие деформаций уплотнения в толще, подвергнутой дренированию.

Натурные исследования выявили, что процессы деформирования естественного (без дрен) и дренированного оснований под действием веса пригрузочной насыпи весьма различны. На полигоне № 1 (без дрен) отсыпка насыпи вызвала осадку кровли глинистых отложений с наибольшей скоростью до 0,6 мм/сут. после приложения второй ступени нагрузки. Осадки развивались в течение 8...10 месяцев после полного нагружения полигона и достигли в итоге 54 мм. В течение последующего года наблюдений приращений осадок не происходило, что позволило сделать заключение о стабилизации процесса деформирования грунтов основания под существующей нагрузкой.

На полигонах № 2 (шаг дрен 2,1 м) и № 3 (шаг дрен 3,6 м) максимальная скорость развития вертикальных деформаций, равная 3,5 мм/сут., была достигнута соответственно после приложения третьей ступени нагрузки и после полного нагружения полигона (см.рис.4.2).

На полигоне № 4 после отсыпки насыпи до отметки + 3,0 м скорость осадки поверхности слабых грунтов увеличивалась весьма незначительно - в среднем до 0,75 мм/сут.

В краевой зоне опытных полигонов (со стороны Финского залива, где в тело насыпи была уложена горная масса и поэтому дренирование оказалось невозможным) был отмечен некоторый подъем поверхности на 10...40 мм, что свидетельствовало о развитии здесь вязкопластических сдвиговых деформаций.

О достоверности результатов определения осадок на опытных полигонах свидетельствует хорошее совпадение данных, полученных нивелированием поверхностных геодезических марок и регистрацией положения глубинных марок, расположенных на одинаковых отметках.

Конечные значения осадок на опытных полигонах определялись с использованием модернизированной процедуры Асаоки [81]. Она заключается в следующем : если кривая развития вертикальных деформаций во времени аппроксимируется функцией вида:

$$S(t) = S(1 - \alpha e^{-\lambda t}) \quad (1)$$

то при разбижке ее графика на равные промежутки времени t величина конечной осадки определяется точкой пересечения линейной функции

$$S_{i+1} = f(S_i)$$

с биссектрисой первого квадранта, где S_i и S_{i+1} осадка точки соответственно в моменты времени t_i и t_{i+1} , при этом $t_{i+1} = t_i + \Delta t$.

С использованием этой процедуры построены эпюры распределения по глубине конечных осадок S и послойных значений относительной деформации ε . Величины S и ε отражают реальный процесс деформирования грунта и не зависят от феноменологической трактовки работы грунта в основании (то есть от того, развивается ли в грунте процессы фильтрационной консолидации, вязкопластического деформирования или реализуется их сложная взаимосвязь).

На полигоне № 1 (без дрен) конечная осадка кровли слабых грунтов составила 60 мм. Мощность сжимаемой толщи оказалась равной 12 м, при этом послойные (между соседними марками) значения относительной деформации достигают величины 1,5% только непосредственно под подошвой пригрузочной насыпи, а ниже варьируют от 0,3% до 0,7% по всей глубине сжимаемой толщи (рис.4.3а).

При одинаковой величине нагрузки конечные осадки поверхности слабых глинистых грунтов на полигонах № 2 (шаг дрен 2,1 м), № 3 (шаг дрен 3,6 м), № 4 (шаг дрен 3,0 м) в 6...7 раз превышали осадку на полигоне № 1 (без дрен) и составили соответственно 373 мм, 412 мм и 390 мм. Мощность сжимаемой толщи на дренированных полигонах равна 17,0...17,5 м (глубине дренирования). В зоне наиболее интенсивных деформаций (верхние 10 м сжимаемой толщи) послойные значения относительной деформации превысили 3,0 %, ниже - приблизились к величинам, характерным для полигона № 1 (рис.4.3б, в).

На полигоне № 4 наибольшие деформации претерпевает слой 25д, вышележащие слои испытали предварительное уплотнение под весом временных отвалов песка.

Характерно, что значения конечной относительной деформации (ϵ) для зоны интенсивных деформаций на дренированных полигонах (№2,3,4) почти на порядок выше, чем на недренированном (№ 1), а в области, примыкающей к нижней границе сжимаемой толщи, стремятся к величинам, отмеченным на полигоне № 1.

Заметим, что приведенные выше значения S и ϵ определены в предположении затухания процесса деформирования, описываемого зависимостью (4.1). Однако реальная картина деформирования оказалась несколько сложнее: через 2 года по окончании нагружения на всех опытных полигонах (№№ 1,2,3,4) наметилась тенденция к протеканию осадок поверхности с постоянной скоростью 1...2 мм/год, что и происходит до настоящего времени.

Результаты измерения тотальных напряжений

Значения напряжений предуплотнения (от веса насыпи, возведенной до отметки +1,0 м), измеренные мессдозами, оказались близкими теоретическим величинам (см. рис.4). Отсыпка пригрузочной насыпи привела к мгновенному возрастанию тотальных напряжений. По окончании нагружения полигона тотальные напряжения оставались неизменными весь период наблюдений. Сравнивая измеренные величины дополнительных напряжений с соответствующими теоретическими значениями, определенными для плоского напряженного состояния, нетрудно убедиться в их совпадении в большинстве точек. Экспресс-определения горизонтальных тотальных напряжений трехступенчатой мессдозой [4] в основном подтвердили результаты измерений по стационарным мессдозам.

Показания датчиков порового давления

Все датчики порового давления после установки на опытных полигонах зафиксировали гидростатическое давление. Приложение каждой ступени нагрузки неизменно вызывало практически мгновенное возрастание давления, после чего следовало его медленное рассеивание (см. рис. 5).

Выполнение дрен приводило к пиковому увеличению давления и быстрому (в течение 10 суток) его падению. Характерно, что в зонах интенсивного развития деформаций на дренированных полигонах ($\epsilon > 3\%$) регистрируемые датчиками величины приращений давления при дренировании и нагружении оказались равными или меньшими теоретических значений приращений тотальных горизонтальных напряжений $\Delta\sigma_{3p}$. Вне этих зон на дренированных полигонах и по всей глубине толщи слабых грунтов на полигоне № 1 датчики регистрировали величины давления, близкие теоретическим значениям приращений тотальных вертикальных напряжений $\Delta\sigma_{1p}$.

Поскольку на границе сжимаемой толщи и ниже всякие деформации отсутствуют, наблюдаемое изменение показаний расположенных здесь датчиков порового давления не имеет отношения к процессу деформирования. Эти датчики измеряют давление воды в

искусственно возникшей вокруг датчика замкнутой песчаной "поре", образование которой обусловлено технологией установки датчика в грунт [32]. В пределах зоны развития интенсивных деформаций изменению показаний датчиков соответствует развитие деформаций уплотнения, что свидетельствует о протекании здесь процесса фильтрационной консолидации. Последний возможен лишь в среде с сообщающимися порами. Следовательно, в данном случае можно полагать, что датчики измеряют именно поровые давления (то есть давления в гидравлически непрерывной воде в сообщающихся порах).

Таким образом, имеются основания для двух следующих утверждений:

- начальное избыточное поровое давление не превышает величины приращения меньшего главного тотального дополнительного напряжения $\Delta\sigma_{3p}$;
- процессы фильтрационной консолидации на полигоне № 1 (без дрен) отсутствуют (за исключением узкого слоя под подошвой насыпи).

Измерения прочностных характеристик грунта.

Испытания на лопастной сдвиг проводились на полигонах №№ 1,2 и 4 (рис. 6) [4].

Соппротивление грунта сдвигу τ_{max} на полигоне № 1 (без дрен) в пределах толщи слоев 24 и 25 изменяется по глубине преимущественно в диапазоне от 20 кПа до 45 кПа. Результаты трех серий испытаний (до пригрузки, в момент полной пригрузки и через 3 года по окончании нагружения свидетельствуют о практической неизменности прочностных свойств грунта недренированного основания.

На полигоне № 2 измерения τ_{max} показывают, что дренирование с шагом 2,1 м и консолидация под приложенной нагрузкой не изменили существенно прочностные свойства грунтов. Значения τ_{max} в момент приложения полной нагрузки и по завершении консолидации практически совпадают и находятся в интервале от 25 кПа до 45 кПа, то есть в тех же границах, что и в недренированном основании полигона № 1.

На полигоне № 4 испытания выполнялись преимущественно в слое 25д. Значения τ_{max} , установленные до дренирования и пригрузки, а также через год после нагружения совпадают в пределах всего инженерно-геологического элемента и колеблются от 12...25 кПа в кровле слоя до 18...27 кПа вблизи его подошвы.

Таким образом, результаты натуральных экспериментов свидетельствуют о том, что сопротивление сдвигу рассматриваемых грунтов при дренировании с шагом 2,1...3,0 м и нагрузке 0,12...0,14 МПа в процессе и по окончании их консолидации в пределах точности измерений не изменяются по отношению к первоначальному (природному) неконсолидированному значению.

Исключение составляет лишь кровля слабой глинистой толщи дренированного основания полигона № 2, где наблюдается некоторое упрочнение за счет эффективного уплотнения ($\varepsilon = 4,5\%$ - см.рис. 3) при возможности оттока воды не только в дрены, но и к телу песчаной насыпи. Следует отметить, что величины τ_{max} , определенные в результате описанных экспериментов, совпадают со значениями τ_{max} , найденными А.В.Кузьминым и Р.Э.Дашко в 1973 и 1974 гг для исследуемых грунтов в условиях их природного залегания до начала строительства дамбы (рис.7).

Такой, на первый взгляд, неожиданный результат вполне закономерен. Изменению пористости на 4,5% соответствует изменение влажности всего на 3%, что практически неуловимо на фоне естественного разброса влажности (например, слой 25 характеризовался влажностью в интервале 29...40%). Без изменения плотности-влажности, согласно Н.Н.Маслову [41], нет основания ожидать и увеличения прочности грунта.

Результаты проведенных натурных исследований позволили сделать следующее заключение.

1. Слабые водонасыщенные глинистые грунты естественного сложения проявляют различную реакцию на квазистатическое нагружение в зависимости от условий дренирования. Осадки дренированного и недренированного оснований различаются почти на порядок.

1. Вертикальное дренирование слабых глинистых грунтов оснований зданий и сооружений инициирует процесс фильтрационной консолидации, а именно реализует возможность образования в грунте свободной жидкой фазы и ее отжатие.

Процесс фильтрационной консолидации в недренированном основании имеет локальное распространение под подошвой нагрузки при условии наличия свободно дренирующей поверхности.

3. Избыточное поровое давление в элементарном объеме слабого водонасыщенного глинистого грунта естественного сложения, возникающее под нагрузкой от строящегося сооружения, не превышает величины меньшего главного тотального дополнительного напряжения.

4. Изменения прочностных свойств грунта при консолидации не превышает величины естественного доверительного интервала, определяемого как естественной изменчивостью свойств грунта в пределах одного инженерно-геологического элемента, так и точностью измерения сопротивления сдвигу. Для обеспечения устойчивости зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах расчет оснований необходимо выполнять, используя неконсолидированные характеристики прочности.

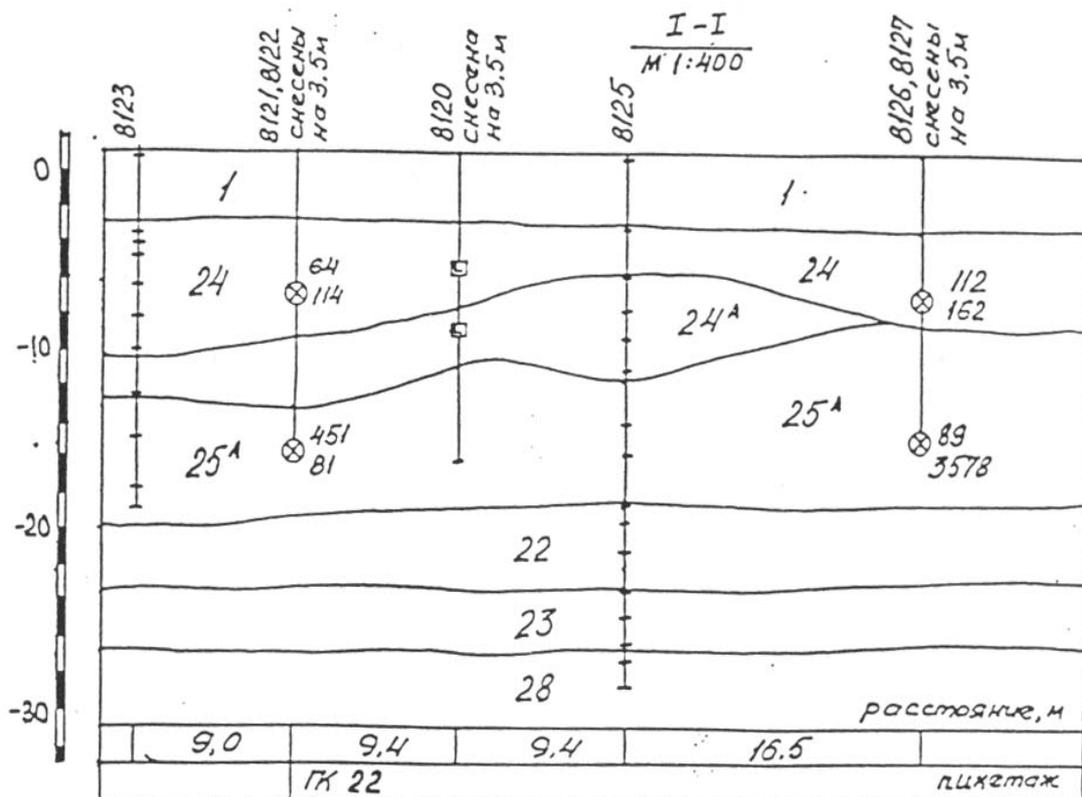
Приведенные результаты натурных исследований свидетельствуют о том, что от условий дренирования зависят не только сроки консолидации основания, но и величина деформаций уплотнения. Уплотнение же грунта еще не означает его упрочнения.

Физико-механические характеристики грунтов

Таблица 1.

№	Наименования грунтов, мощность слоя	γ , кН/м ³	ϕ , град	C, КПа	e	W	I _L	E, МПа
1	Насыпной песок		15,0					
22	Переотложенные моренные тугопластичные	21,0	22	10	0,55	0,19	0,33	15

	суглинки							
23	Супеси текучие	19,9	20	5	0,73	0,26	1,00	8
24	Суглинки неяснослоистые	19,2	9/18	15/6	0,90	0,33	1,40	6
24a	-"	19,6	13/21	18/13	0,77	0,27	0,55	8
25a	Суглинки ленточные	18,0	6/12	10/5	1,16	0,42	1,18	4
25a	-"	19,1	7/19	20/12	0,90	0,32	0,67	8
28	Суглинки моренные полутвердые	21,9	18	35	0,42	0,14	0,11	18



План полигона №1.
М 1:1000

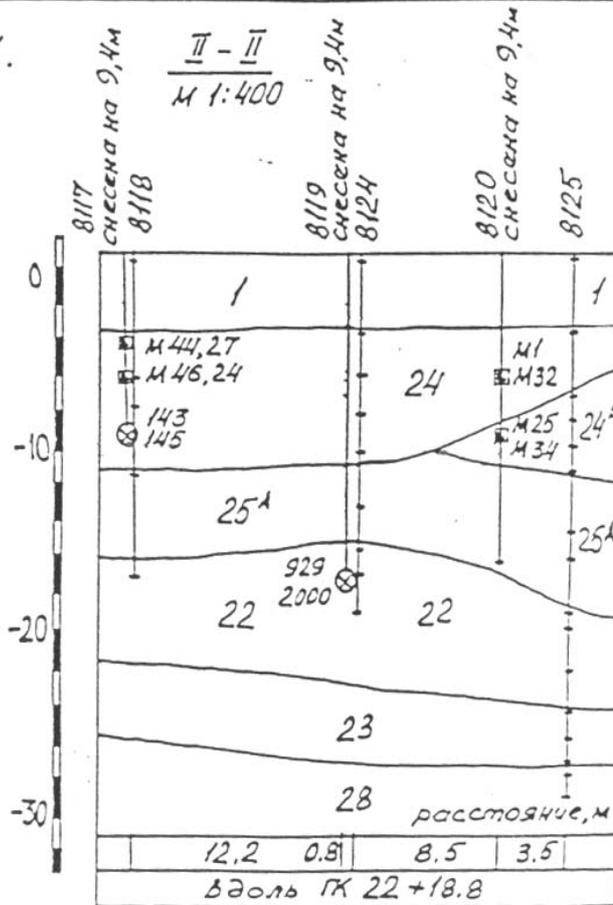
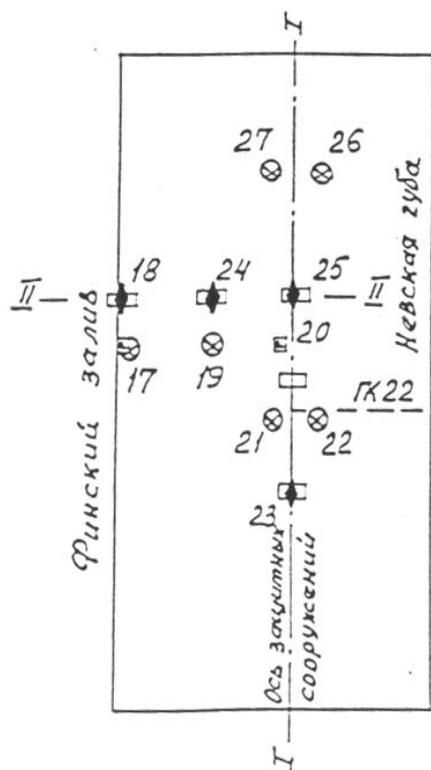


Рис.1. План и разрезы полигона № 1: ♦ - вертикали с глубинными марками;
⊗ - датчики порового давления; □ - месдозы, □ - поверхностные марки (на
плане в номера скважин первые две цифры "81" опущены)

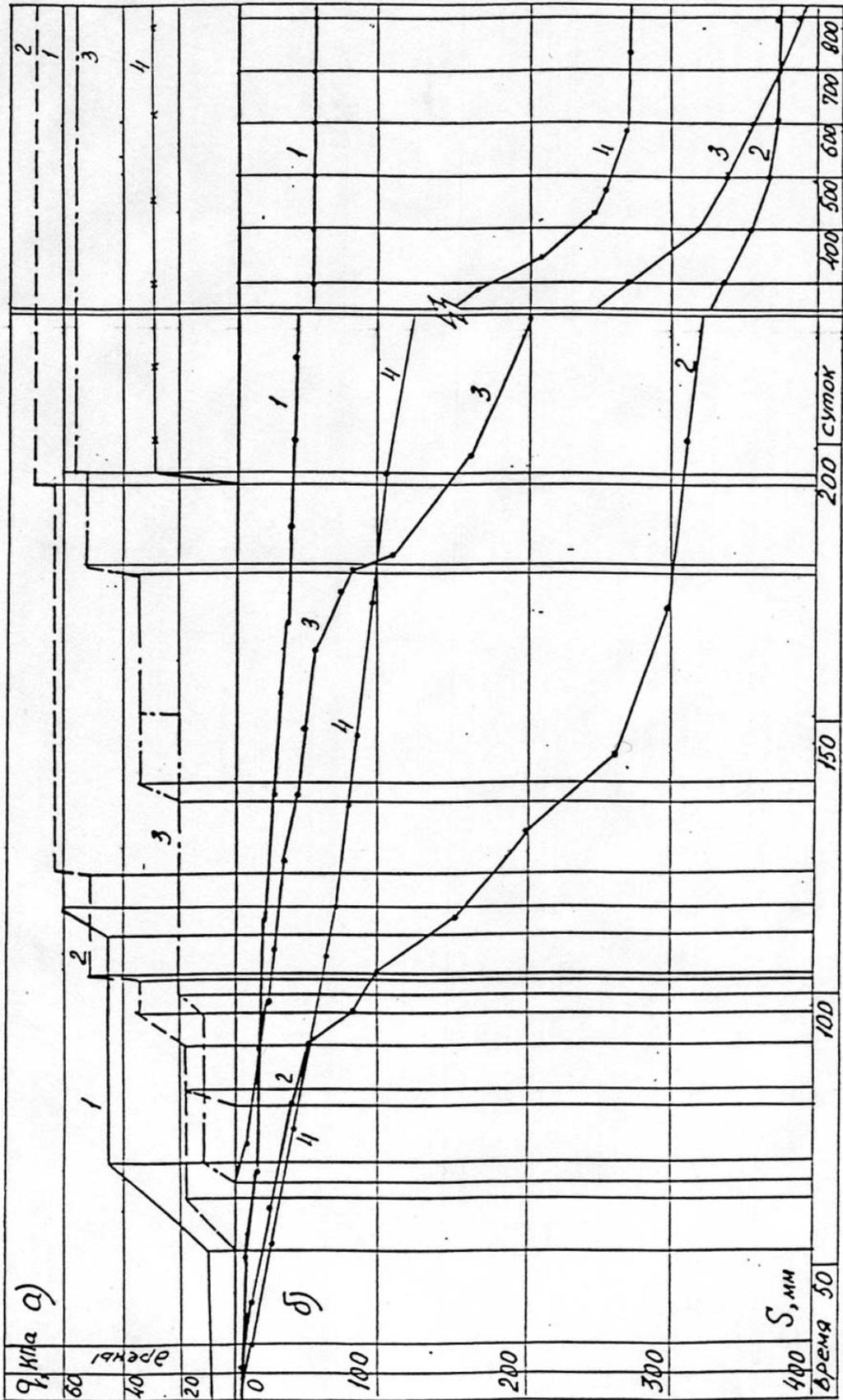


Рис.2. Развитие осадок поверхности пылевато-глинистого грунта во времени при ангрузении:
 а - рост нагрузки; б - рост осадки; 1,2,3,4 - на полигонах № 1, №2, №3, №4

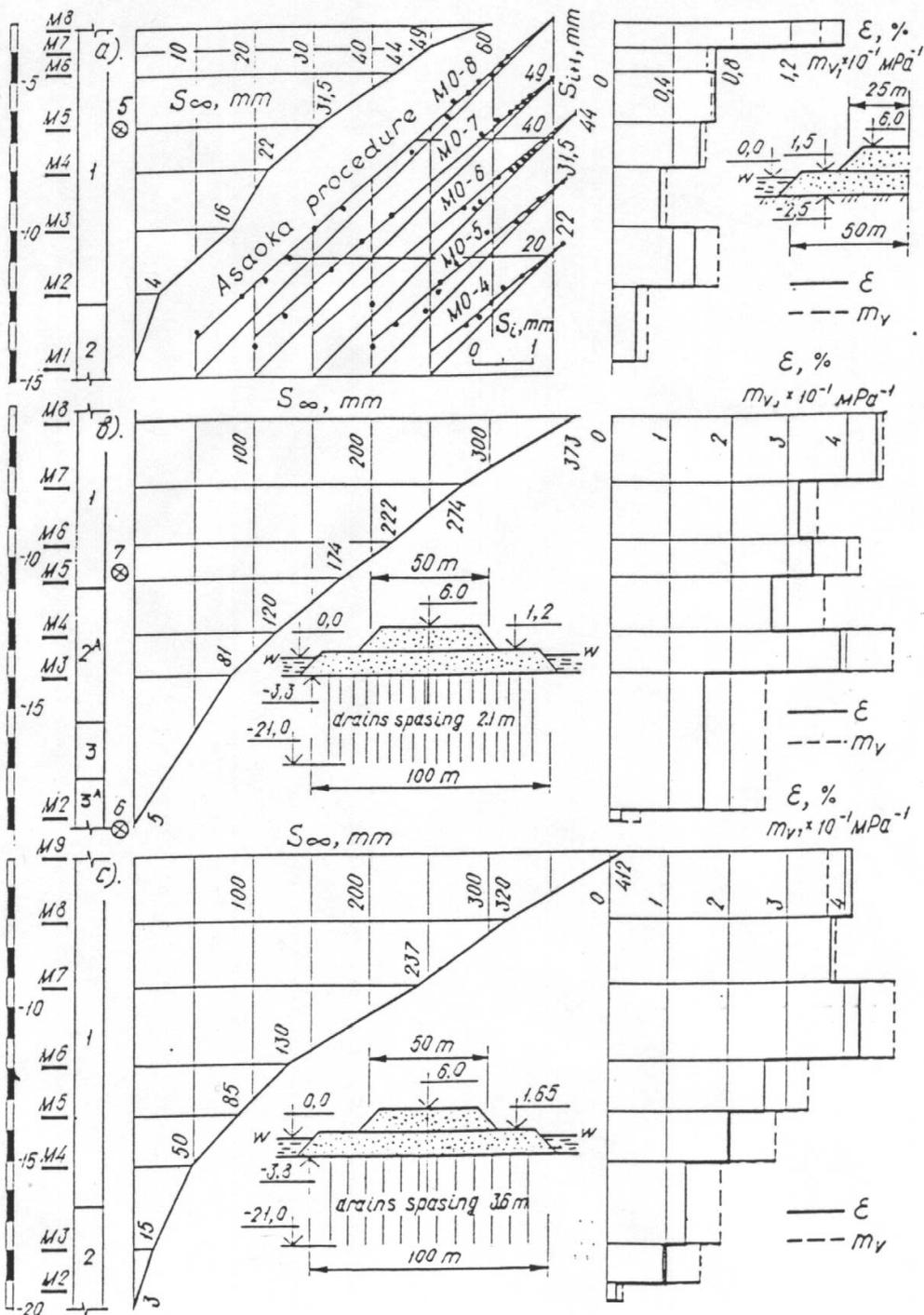


Рис.3. Эпюры конечных осадок S_{∞} , относительных деформаций и коэффициента относительной сжимаемости на трех опытных полигонах: а - № 1, б - № 2, в - № 3

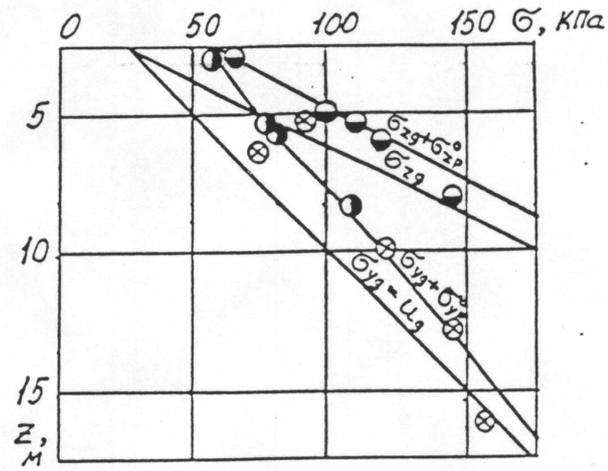


Рис. 4. Результаты измерения вертикальных и горизонтальных тотальных напряжений в основании опытных полигонов:

- - горизонтальные и ● - вертикальные напряжений, измеренные стационарными мессдозами; ⊗ - горизонтальные напряжения, измеренные трехступенчатой мессдозой; индекс "0" обозначает σ от первичной насыпи.

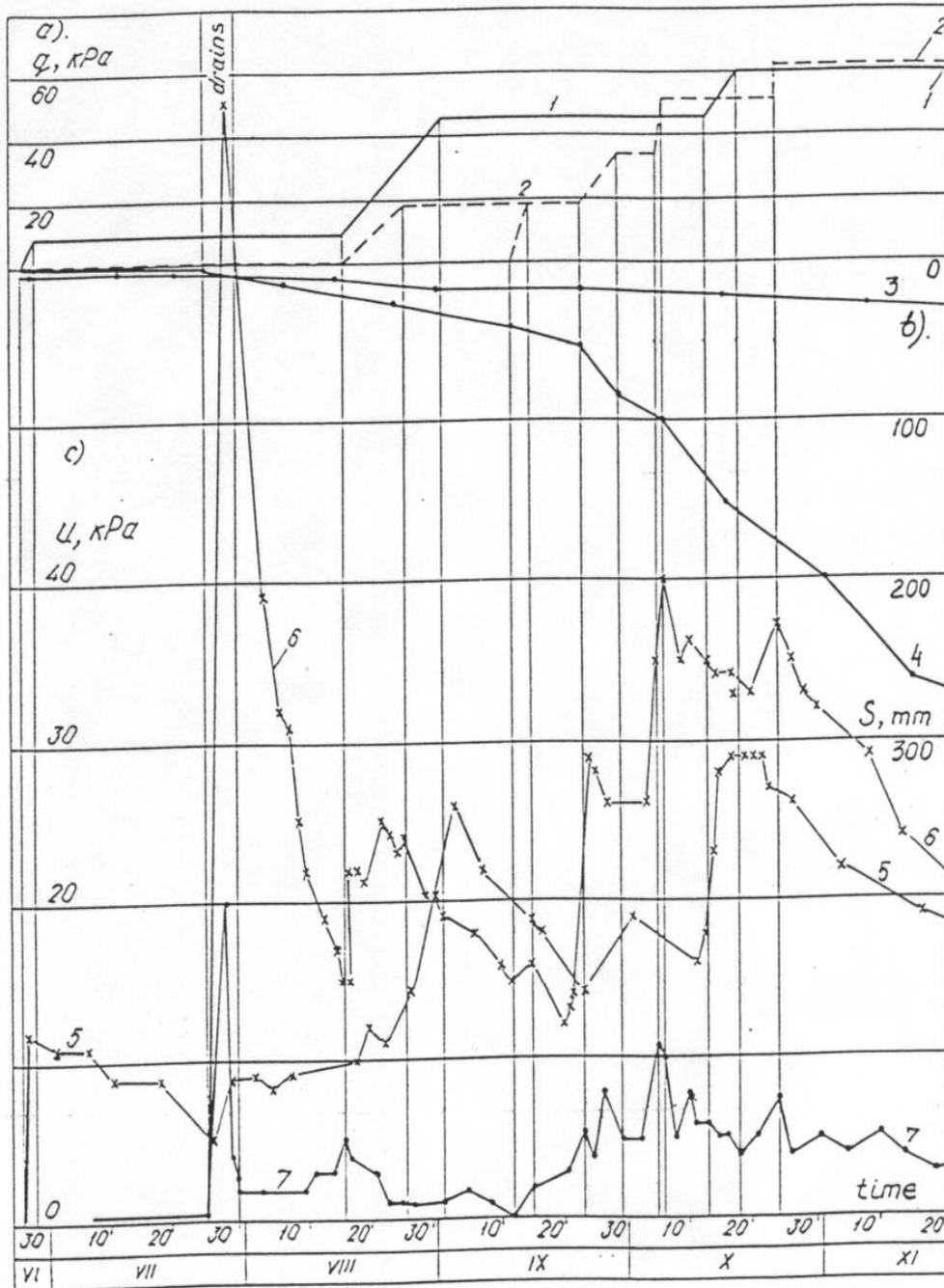


Рис.5. Изменение напряженно-деформированного состояния грунта

а - возрастание нагрузки: 1 - на полигоне № 1; 2 - на полигоне № 2;

б - развитие осадок в слабых глинистых грунтах: 3 - на полигоне № 1; 4 - на полигоне № 2;

с - изменение порового давления: 5 - на полигоне № 1; 6,7 - на полигоне № 2 на глубинах 10,5 м и 19,0 м соответственно

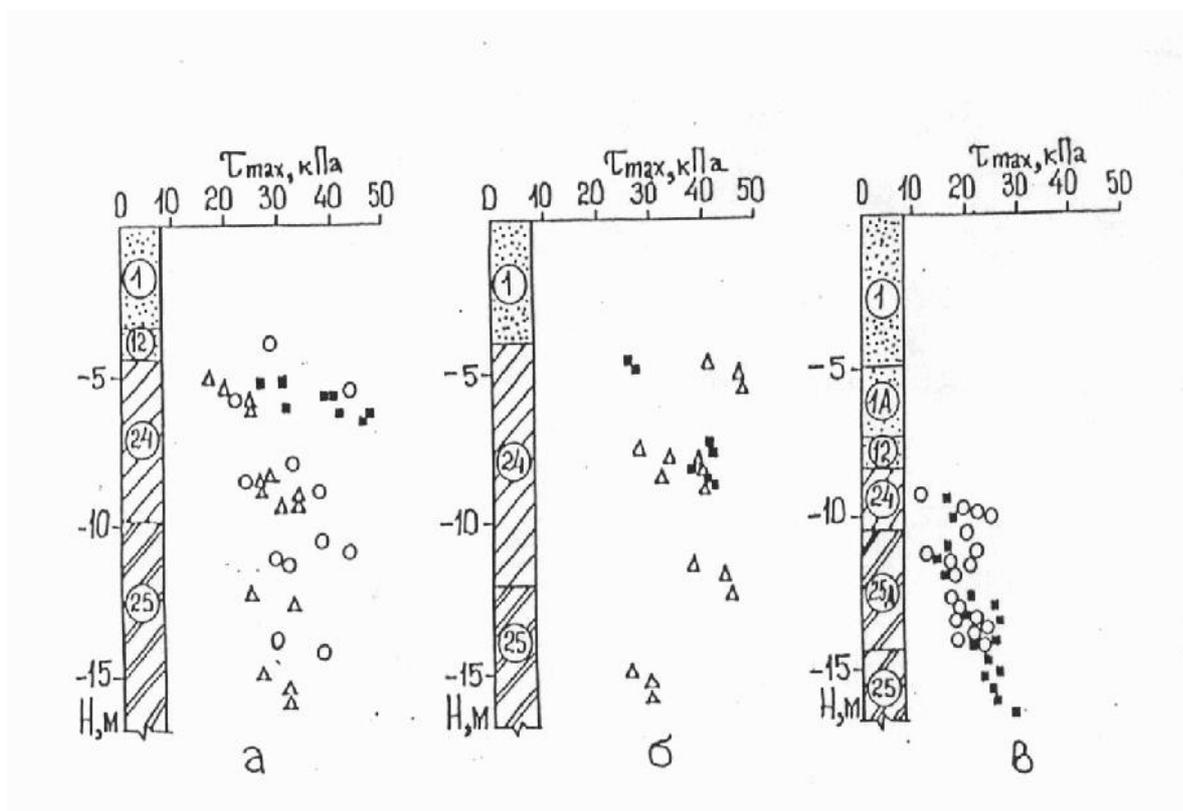


Рис.6. Изменение сопротивления грунтов сдвигу τ_{max} по глубине сжимаемой толщи; а - полигон № 1; б - полигон № 2; в - полигон № 4

○ - серия испытаний до пригрузки и дренирования; ■ - то же после дренирования и пригрузки; △ - то же после стабилизации осадок

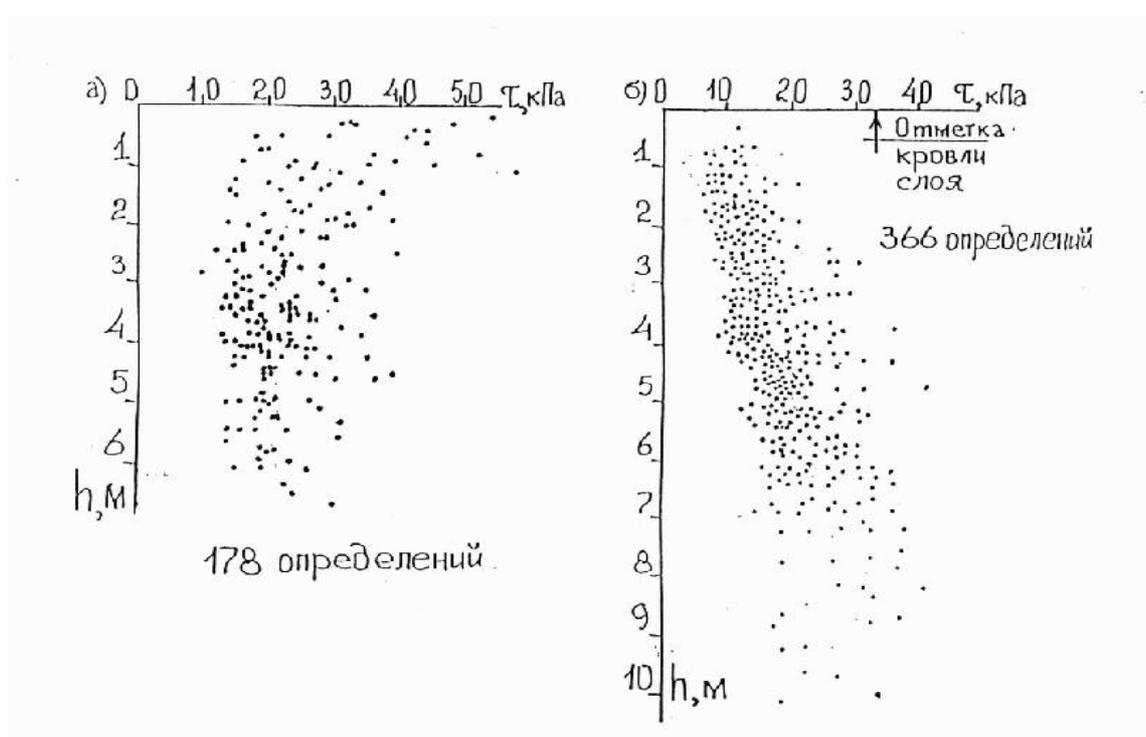


Рис.7. Изменение сопротивления грунтов сдвигу по глубине: а - слой 24; б - слой 25 и слой 25д (данные получены Кузьминым А.В. и Дашко Р.Э. в 1973-1975 гг.)

-