

*В.П.Сипидин, Н.Н.Сидоров*

**ИССЛЕДОВАНИЕ  
ГРУНТОВ  
В УСЛОВИЯХ  
ТРЕХОСНОГО  
СЖАТИЯ**

В П СИПИДИН, Н Н СИДОРОВ

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ  
В УСЛОВИЯХ  
ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ  
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ

*Ленинград — 1963 — Москва*

В книге рассматриваются основные представления о деформативных и прочностных характеристиках грунтов и методика определения этих характеристик в условиях трехосного сжатия образцов; рассматриваются вопросы применения результатов трехосных испытаний для оценки прочности оснований и грунтовых сооружений при наличии порового давления.

В книге нашли отражение результаты исследовательской работы и практика строительства в СССР и за границей. Она предназначается для инженеров-строителей, проектировщиков и производственников

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	4
Глава I Основные теоретические положения	
§ 1 Деформативные и прочностные свойства грунтов	5
§ 2 Поровое давление	14
§ 3 Приложения теории уплотнения к определению порового давления	21
Глава II Конструкции приборов трехосного сжатия	
§ 1 Классификация стабилометров	35
§ 2 Вакуумные стабилометры	39
§ 3 Гидравлические стабилометры типа А для испытания грунтов при средних боковых давлениях	45
§ 4 Гидравлические стабилометры типа Б для испытания грунтов при средних боковых давлениях	60
§ 5 Гидравлические стабилометры для испытания грунтов при высоких и сверхвысоких боковых давлениях	63
Глава III Методы исследования механических свойств грунтов на приборах трехосного сжатия	
§ 1 Определение комплекса характеристик механических свойств грунтов по результатам трехосных испытаний	69
§ 2 Испытания несвязных грунтов	73
§ 3 Испытания глинистых грунтов	80
§ 4 Определение порового давления	85
Литература	91

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Определение механических характеристик грунтов в условиях трехосного сжатия находит все более широкое распространение

Основным преимуществом трехосных исследований является, как известно, более правильное моделирование напряженного состояния грунта в основании или теле земляного сооружения по сравнению с обычными испытаниями грунтов на сдвиговых и компрессионных приборах.

Внедрению стабилометров в практику исследования грунтов препятствует недостаток литературы по этому вопросу. Сведения по методике трехосных испытаний, содержащиеся в общих руководствах по определению свойств грунтов, не полностью освещают вопросы, подлежащие исследованию.

Авторы данной работы поставили своей целью в самой сжатой форме изложить методы определения характеристик механических свойств грунтов на стабилометрах различных конструкций. В книге рассмотрены также способы определения порового давления.

---

## *Глава I*

### **ОСНОВНЫЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

#### **§ 1. ДЕФОРМАТИВНЫЕ И ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ**

##### **Зависимость между деформациями и напряжениями при сжатии грунта**

Важнейшими показателями механических свойств грунта являются его прочностные и деформативные характеристики. На рис. 1 схематически представлен элементарный объем грунта, выделенный в основании сооружения. Грунт находится в сложном напряженном состоянии, вызванном воздействием внешних нагрузок, передающихся через фундамент, и силами собственного веса. Если ориентировать элементарный кубик так, чтобы его грани совпадали с главными площадками, то на них будут действовать только сжимающие напряжения — главные напряжения  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ , т. е. имеет место пространственное (трехосное) сжатие грунта. В таком же напряженном состоянии находится грунт в массиве за подпорной стенкой, в теле откоса, в среде, окружающей тоннель, и т. д. Отсюда следует, что основными закономерностями механики грунтов, необходимыми для построения методов расчета деформаций и прочности оснований, устойчивости откосов, давления на подпорные стенки и ограждения, обделки тоннелей и т. д., являются зависимости между напряжениями и деформациями грунта в условиях трехосного сжатия. Параметры этих зависимостей входят в расчетные формулы как количественные характеристики механических свойств грунтов.

На рис. 2 представлен график зависимости между напряжениями и деформациями для самого простого случая сжатия —

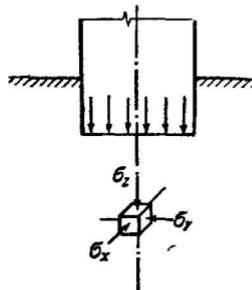


Рис. 1. Напряженное состояние элементарного объема грунта в основании сооружения

одноосного сжатия. Подобные испытания, широко применяемые при исследовании механических свойств сплошных тел (металл, камень и т. д.), могут быть выполнены и для связных грунтов.

По мере возрастания  $\sigma_z$  грунт сжимается в направлении действия напряжений (продольная деформация  $\Delta h$ ) и расширяется в поперечном направлении (поперечная деформация  $\Delta b$ ).

Результаты опытов в значительной степени зависят от рода грунта, его исходного состояния, скорости возрастания нагрузки, сжимающей образец, и т. д. Однако существует некоторая общая для всех грунтов закономерность: с увеличением нормальных

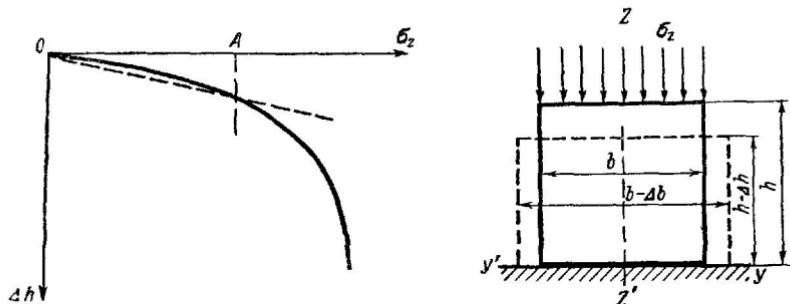


Рис. 2. Зависимость между напряжением и деформацией при одноосном сжатии грунта

напряжений продольные деформации первоначально нарастают сравнительно плавно по закону, близкому к линейному (участок  $OA$ ). При некотором значении напряжений интенсивность приращения деформаций резко возрастает, и процесс переходит в стадию разрушения грунта в результате сдвига (срыва) одной части образца относительно другой по плоскости, наклоненной к оси напряжений под углом менее  $45^\circ$  (или нескольким плоскостям); возможно также разрушение в форме «бочки»; в этом случае плоскости сдвига явно не выражены (рис. 3).

Для случая трехосного сжатия характер зависимости между напряжениями и деформациями и формы разрушения аналогичны описанным выше

### Характеристики деформативных свойств

Применяемые в настоящее время инженерные методы расчета деформаций грунтовых массивов (например, определение осадок оснований сооружений) базируются на выводах теории упругости, по которой тело считается линейно-деформируемым. В действительности диаграмма сжатия грунта криволинейна на всем своем протяжении. Однако, в некотором ограниченном интервале давлений (например участок  $OA$ ) практически рассмат-

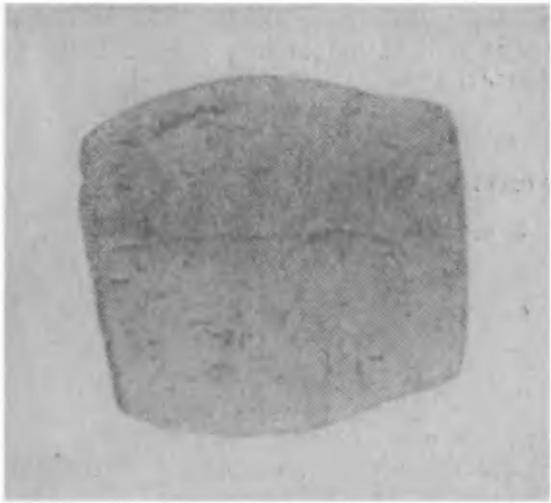
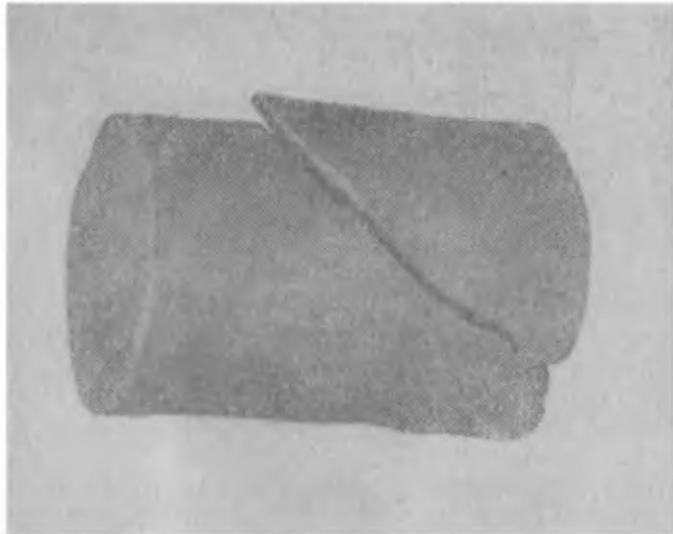


Рис 3. Разрушение грунта в виде ската и «бочки»



ривают грунт как линейно-деформируемое тело. Это положение является основной закономерностью механики грунтов.

Зависимости между относительными деформациями ( $\lambda_z$ ,  $\lambda_x$  и  $\lambda_y$ ) и напряжениями ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ ) и характеристиками деформативных свойств грунтов, рассматриваемых как изотропные линейно-деформируемые тела, выражаются уравнениями:

при одноосном сжатии

$$\lambda_z = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma_z}{E}; \quad \lambda_x = \lambda_y = \frac{\Delta b}{b} = \mu \lambda_z; \quad (1)$$

при трехосном сжатии

$$\left. \begin{aligned} \lambda_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y)]; \\ \lambda_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu (\sigma_z + \sigma_y)]; \\ \lambda_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu (\sigma_z + \sigma_x)], \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где  $E$  — модуль деформации в  $\text{kг}/\text{см}^2$ ;

$\mu$  — коэффициент Пуассона (коэффициент поперечной деформации) — относительная величина.

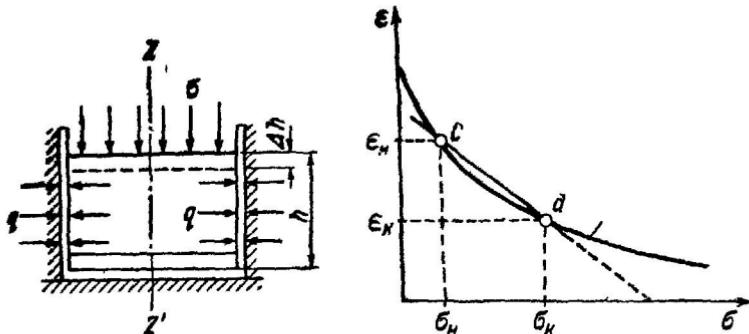


Рис. 4 Схема сжатия грунта без возможности бокового расширения и компрессионная кривая

В уравнениях (1) и (2) параметры  $E$  и  $\mu$  являются количественными характеристиками деформативных свойств грунтов.

Модуль деформации нельзя отождествлять с модулем упругости, так как он характеризует не только упругие, но и остаточные деформации грунта. Более правильно именовать его модулем общей деформации.

Сжатие грунта под действием собственного веса вышележащих слоев или от равномерной внешней нагрузки, распределенной по сравнительно большой площади, практически происходит при невозможности бокового расширения (рис. 4); этот частный случай трехосного сжатия называется компрессией.

При сжатии грунта без возможности бокового расширения развивается боковое давление  $q$  (распор). Отношение бокового давления к вызвавшему его продольному давлению  $\sigma$  называется коэффициентом бокового давления в условиях невозможности бокового расширения (безразмерная величина) и обозначается  $\xi$ .

Рассматривая компрессию как частный случай трехосного сжатия изотропного линейно-деформируемого тела, получим:

$$\lambda_z = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma}{E} \left( 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right). \quad (3)$$

Коэффициент  $\xi$  выражается через коэффициент поперечной деформации:

$$\xi = \frac{\mu}{1-\mu}. \quad (4)$$

Зависимости (3) и (4) выводятся из формул (2) при значениях:

$$\lambda_x = \lambda_y = 0; \quad \sigma_x = \sigma_y = q; \quad \sigma_z = \sigma.$$

При компрессии сжатие происходит только за счет уменьшения объема пор и закономерность деформирования грунта можно выражать зависимостью между изменением коэффициента пористости и давлением, уплотняющим грунт в условиях невозможности бокового расширения; эта зависимость изображается в виде компрессионной кривой (рис. 4).

При компрессионном сжатии грунта в некотором ограниченном интервале давлений относительная деформация

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\epsilon_h - \epsilon_k}{1 + \epsilon_h} = \frac{a}{1 + \epsilon_h} \sigma, \quad (5)$$

где  $\epsilon_h$  — коэффициент пористости грунта при начальном давлении  $\sigma_h$ ;

$\epsilon_k$  — коэффициент пористости грунта после увеличения давления на величину  $\sigma$  до значения  $\sigma_k$  (конечное давление);

$\sigma = \sigma_k - \sigma_h$  — давление, уплотняющее грунт;  
 $a$  — коэффициент уплотнения грунта.

Коэффициент  $a$  является количественной характеристикой способности грунта уплотняться в условиях невозможности бокового расширения; он численно равен тангенсу угла наклона прямой  $cd$  к оси абсцисс:

$$a = \frac{\epsilon_h - \epsilon_k}{\sigma_k - \sigma_h}. \quad (6)$$

Интервал давлений  $\sigma_k - \sigma_h$  выбирается каждый раз в зависимости от конкретных условий. Так, если необходимо определить осадку слоя грунта, залегающего на некоторой глубине

ниже подошвы фундамента, то принимают  $\sigma_n$  равным давлению от собственного веса вышележащего грунта (бытовое давление на отметке, соответствующей середине слоя), а  $\sigma_k = \sigma_n + \sigma$ , где  $\sigma$  — дополнительное давление, передаваемое на грунт от фундамента на той же отметке.

Приравнивая выражения (3) и (5), получим зависимость (7) между  $a$  и  $E$ , которая позволяет, определив непосредственным испытанием одну из этих характеристик, найти другую расчетом:

$$E = \frac{1 + \epsilon_n}{a} \left( 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right). \quad (7)$$

Эта зависимость справедлива только для линейно-деформируемого изотропного тела.

### Характеристики прочности грунта

В трехосном сжатии объеме грунта по площадкам, наклоненным к осям, по которым действуют главные напряжения, развиваются касательные  $\tau$  и нормальные  $\sigma_n$  напряжения (рис. 5).

Разрушение грунта наступает при определенном соотношении главных напряжений в результате сдвига (резца, скола) по

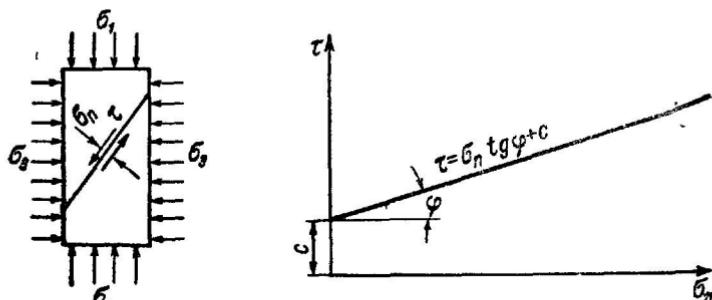


Рис. 5. Зависимость между касательными и нормальными напряжениями в предельном состоянии

площадке, по которой касательные напряжения достигают предельного значения, определяемого силами сопротивления грунта внутреннему сдвигу.

Силы сопротивления грунта сдвигу тем больше, чем больше напряжение  $\sigma_n$ , нормальное к площадке сдвига. Практически зависимость между  $\tau$  и  $\sigma_n$  определяется уравнением Кулона (условие прочности грунта):

$$\tau = \sigma_n k + c = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \quad (8)$$

Графически этому уравнению соответствует прямая, отсекающая на оси ординат отрезок  $c$  и наклоненная к оси абсцисс под углом  $\varphi$ , тангенс которого равен  $k$ .

Параметры  $\varphi$  (угол внутреннего трения) и  $c$  (коэффициент сцепления, отнесенный к единице площади), являются количественными характеристиками прочности грунта; название их условно и не отражает действительной природы сил сопротивления грунтов сдвигу.

Условие прочности может быть выражено через значения наибольшего  $\sigma_1$  и наименьшего  $\sigma_3$  главных напряжений в момент разрушения образца:

$$\frac{\sigma - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi. \quad (9)$$

Графически зависимость между главными, нормальными и касательными напряжениями, действующими по площадкам, проходящим через данную точку, представляется с помощью кругов напряжений (кругов Мора). Для построения круга напряжений на оси абсцисс откладываются значения главных напряже-

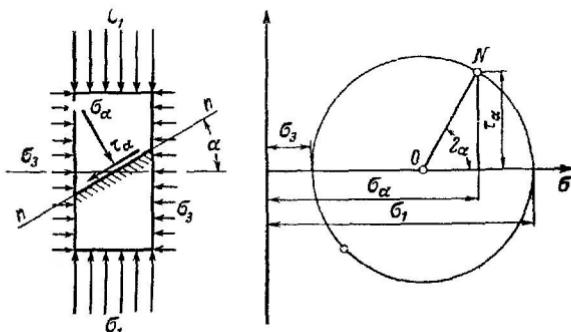


Рис 6 Круг напряжений

ний  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  и на их разности, как на диаметре, строится окружность (рис. 6). Ординаты и абсциссы точек, лежащих на этой окружности, соответствуют значениям нормальных и касательных напряжений для различно направленных площадок в данной точке. Так, для площадки  $pp$ , наклоненной под углом  $\alpha$  к главной площадке, по которой действует большее главное напряжение, значения касательных  $\tau_\alpha$  и нормальных напряжений  $\sigma_\alpha$  равны соответственно ординате и абсциссе точки  $N$ . Эта точка лежит на пересечении окружности и радиуса, составляющего угол  $2\alpha$  с осью абсцисс.

Предельный круг напряжений строится для значений  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ , при которых происходит разрушение грунта; по результатам испытания серии образцов одного и того же грунта можно построить ряд предельных кругов (рис. 7), соответствующих различным комбинациям этих значений. Общая касательная к этим кругам должна удовлетворять уравнению условия прочности (8).

Из рис. 7, а можно установить положение площадок, по которым в данной точке может произойти сдвиг, т. е. положение площадок скольжения. Радиусы кругов  $O'D'$ ,  $O''D''$  и  $O'''D'''$ , определяющих площадки скольжения, составляют с осью абсцисс углы  $2\alpha = (90 + \varphi)$ . Следовательно, площадки скольжения наклонены к плоскости, по которой действуют большие главные напряжения

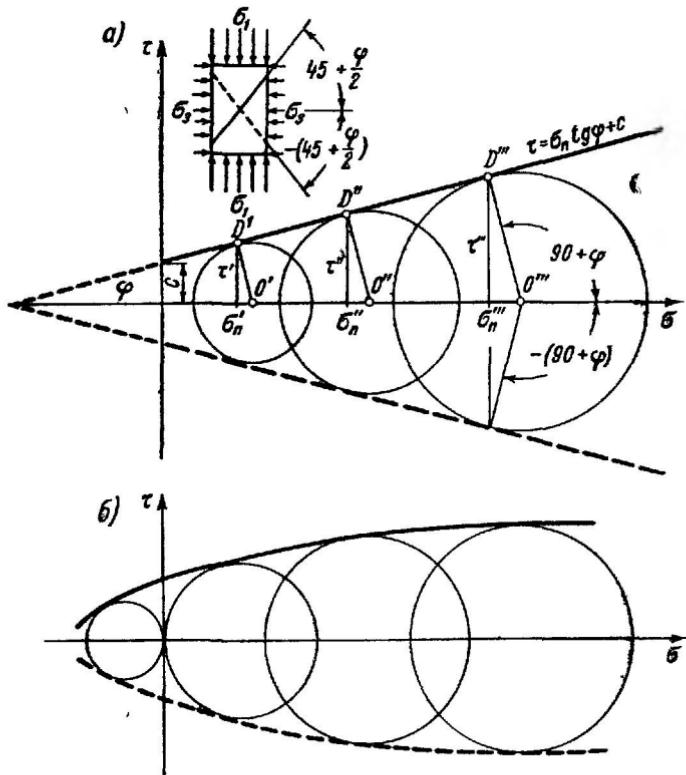


Рис. 7. Огибающие кругов напряжений  
а—общая касательная; б—криволинейная огибающая

жения  $\sigma_1$ , под углами  $(45 + \frac{\varphi}{2})$ ; для каждого круга, т. е. в каждой точке предельно напряженного грунта, таких площадок может быть две: для одной этот угол положителен, для другой — отрицателен. С направлением большего главного напряжения площадки скольжения составляют углы  $\pm (45 - \frac{\varphi}{2})$ .

Условие прочности (8), предложенное еще в XVIII в. Кулоном, предполагает наличие линейной зависимости между сопротивлением сдвигу и нормальным давлением. Исследования последних лет показали, что это допущение не всегда подтверж-

дается экспериментальными данными, особенно в широком диапазоне давлений.

Из современных теорий, принятых в сопротивлении материалов, более всего соответствует опытным данным, полученным при разрушении грунта, теория прочности Мора (четвертая теория прочности).

В соответствии с теорией Мора отыбающая предельных кругов является кривой (рис. 7, б) как в области разрушения в форме сдвига, так и отрыва (при растягивающих главных напряжениях  $\sigma_1$ ). На основании теоретических и экспериментальных исследований сплошных тел установлено, что в широком диапазоне давлений эта кривая сходна с параболой, для которой угловой коэффициент касательной  $\frac{dt}{d\sigma}$  при  $\sigma \rightarrow \infty$  стремится к нулю.

Важная особенность теории Мора состоит в предположении, что величина промежуточного главного напряжения  $\sigma_z$  не влияет на прочность материала, т. е. не учитывается вид напряженного состояния; это допущение для сплошных тел практически приемлемо (отклонение результатов опытов от теории не превышает 15—17%). Применительно к грунтам вопрос о влиянии промежуточного главного напряжения еще не изучен. Имеющиеся экспериментальные данные явно недостаточны и часто имеют противоречивый характер.

Условие прочности Кулона (8) следует рассматривать как частный случай более общей теории Мора.

### Расчетные и нормативные значения характеристик

При инженерных расчетах используются нормативные и расчетные значения характеристик прочности грунтов.

За нормативную характеристику  $A^*$  принимается среднее значение характеристики, полученное по данным испытаний на образцах в количестве, достаточном для статистического обобщения.

Расчетная характеристика определяется как произведение нормативной характеристики на коэффициент условий работы и коэффициент однородности  $k$ .

Коэффициент условий работы устанавливается в соответствии с данными о действительной работе конструкций и оснований в условиях строительства и эксплуатации и приводится в соответствующих технических условиях и нормах проектирования.

Коэффициент однородности  $k$  учитывает возможное изменение характеристики в неблагоприятную сторону по сравнению с ее нормативным значением вследствие неоднородности грунтов.

По СНиП II-А. 10-62 при расчете оснований зданий и сооружений коэффициент однородности

$$k = 1 - \frac{\sigma}{A''}, \quad (10)$$

где  $\sigma$  — средняя квадратичная ошибка (стандарт кривой распределения), вычисленная при обработке результатов испытаний образцов для определения  $A''$ .

## § 2. ПОРОВОЕ ДАВЛЕНИЕ

### Общие представления о поровом давлении

При уплотнении водонасыщенного грунта, происходящем вследствие каких-либо силовых воздействий, наблюдается сближение твердых частиц, составляющих скелет грунта, и уменьшение объема пор. При этом вода, заполняющая поры грунта, отжимается и движется по направлению к дренирующим границам области.

Как известно, движение воды может осуществляться, если в точках области, из которых она уходит, избыточное по сравнению с гидростатическим давление больше, чем вне этой области. Иначе говоря, при уплотнении водонасыщенного грунта в поровой воде возникает избыточное давление, называемое поровым, грунт при этом находится в нестабилизированном состоянии.

Напряжения в скелете нестабилизированного грунта (эффективные напряжения) всегда меньше, чем в скелете грунта, уплотнение которого можно считать закончившимся. По этой причине нестабилизированный грунт плохо сопротивляется сдвигу, но по мере уплотнения и уменьшения давления в поровой воде сопротивление сдвигу возрастает, приближаясь к величине сопротивления полностью стабилизированного грунта. Этим обстоятельством в значительной мере определяется практический интерес к вопросам определения максимальной величины и исследованию процесса уменьшения порового давления во времени.

Уплотнение водонасыщенного грунта, а следовательно, и поровое давление может вызываться следующими факторами:

- 1) приложением к поверхности грунта внешней нагрузки (изменением величины нагрузки на границе области уплотнения);
- 2) собственным весом скелета грунта;
- 3) изменением величины граничных значений напорной функции;
- 4) собственным весом воды, вытекающей из пор грунта.

Возникновение порового давления в первом случае пояснений не требует.

Во втором случае подразумевается поровое давление, возникающее при возведении насыпей, намывных и укатанных плотин и других земляных сооружений и обусловленное собственным весом скелета грунта.

Задачи уплотнения, при которых необходимо учитывать изменение граничных значений напорной функции (третий случай), возникают, например, при исследовании уплотнения слоя грунта, находящегося под воздействием фильтрационного потока. Большой практический интерес представляют также задачи разуплотнения или разбухания грунта, как например, задача об определении величины подъема дна котлована, открытого в водонасыщенном глинистом грунте [10]. Как известно, при отрывке и откачке таких котлованов наблюдается поднятие дна.

Учет собственного веса воды (четвертый случай) бывает желателен, когда уплотняемый водонасыщенный грунт располагается на дренирующем основании, не оказывающем большого сопротивления движению воды, вытекающей из уплотняемого грунта. Это может иметь место, например, при возведении намывных плотин.

Отметим, что задачи, соответствующие третьему случаю, можно рассматривать как уплотнение (или разуплотнение) грунта объемными фильтрационными силами, возникшими в области уплотнения под воздействием фильтрационного потока, обусловленного изменением значений напорной функции на границах области.

В четвертом случае уплотнение грунта также вызывается фильтрационными силами. Причиной возникновения фильтрационного потока здесь является собственный вес воды.

Иногда могут действовать несколько причин одновременно. Это видно на примере важных в практическом отношении, но мало исследованных задач об определении величины порового давления в теле земляной плотины и оценке ее устойчивости при быстром поднятии или сработке верхнего бьефа водохранилища

### **Физические явления, возникающие при уплотнении водонасыщенного (двухкомпонентного) грунта**

Уплотнению двухкомпонентных, т. е. состоящих из минеральных частиц и воды, глинистых грунтов препятствуют два вида сопротивлений: сопротивление отжимаемой поровой воды и сопротивление вязкого трения<sup>1</sup>, возникающего между диффузными оболочками твердых частиц при перемещении последних относительно друг друга

<sup>1</sup> Сила вязкого трения обращается в нуль одновременно со скоростью взаимного смещения твердых частиц грунта.

Явления вязкого трения, которые мы, по В. А. Флорину, будем называть ползучестью скелета грунта, могут играть значительную роль в процессе уплотнения, снижая величину порового давления и замедляя течение фильтрационного процесса.

Рассмотрим фильтрационное уплотнение, т. е. предположим, что влиянием ползучести скелета можно пренебречь, и что интенсивность уплотнения определяется только сопротивлением отжимаемой воды.

По существующим решениям задач теории уплотнения в любом грунте, независимо от его проницаемости, для полного затухания величины порового давления в любой точке сооружения требуется бесконечно большой промежуток времени. Однако время, в течение которого величина порового давления существенно уменьшается, например до величины 3—5% от начального максимального давления в поровой воде, зависит от физико-механических характеристик грунта и, в частности, от коэффициента фильтрации.

Поэтому в дальнейшем, говоря об окончании процесса уплотнения или о наступлении полной стабилизации грунта в какой-либо точке области уплотнения, мы будем иметь в виду момент времени, когда величина порового давления в этой точке теоретически равна не нулю, а некоторой величине, составляющей малую долю начального давления. Длительность нестационарного состояния зависит также от расстояния между рассматриваемой точкой и границами области уплотнения, имеющими нулевые значения порового давления, т. е. она в значительной мере определяется длиной пути фильтрации.

Проницаемость грунта, как известно, зависит от его плотности. Коэффициент пористости является функцией напряжения в скелете грунта (эффективного напряжения).

Поровое давление быстрее всего уменьшается в зонах, близких к внешним границам области уплотнения и дренажам; в этих зонах сравнительно быстро, а на границах области мгновенно, пористость грунта и его проницаемость окажутся меньшими, чем внутри области.

Увеличение плотности грунта вдоль дренирующих границ затрудняет удаление отжатой воды и приводит к замедлению процесса уплотнения. Этим обстоятельством, а также большой длиной пути фильтрации объясняется хорошо известный строителям факт, что значительные объемы мелкодисперсного грунта, например внутренние зоны массивных ядер намывных плотин, могут находиться длительное время в нестабилизированном состоянии.

Помимо указанных фильтрационных явлений, при уплотнении водонасыщенного грунта в его скелете возникает вязкое трение, интенсивность которого зависит от степени дисперсности

грунта (величины коэффициента фильтрации), его начальной плотности (коэффициента пористости).

Влияние ползучести скелета грунта исследовалось, в частности, на компрессионных приборах применительно к условиям одномерной задачи. Из этих исследований вытекает, что при уплотнении водонасыщенного глинистого грунта, происходящего под воздействием нагрузки, можно выделить, руководствуясь графиком порового давления (рис. 8), три характерные стадии.

Первая стадия продолжается от момента приложения нагрузки до момента достижения поровым давлением максимального значения. В течение этой стадии поровое давление увели-

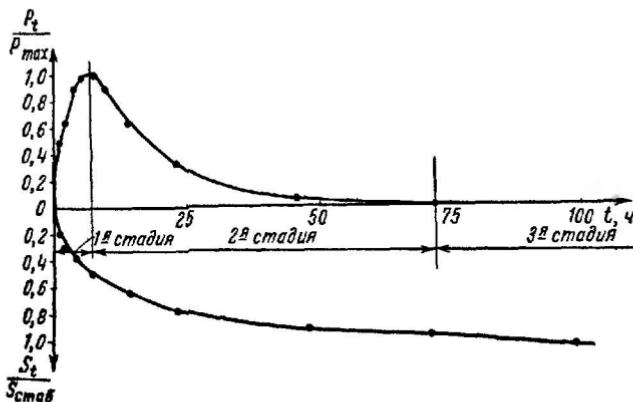


Рис. 8. Стадии порового давления

чивается по мере роста деформаций сжатия газа, содержащегося в практически водонасыщенном грунте. Это говорит о том, что постепенно преодолеваются силы вязкого трения. Фильтрационные явления, как следует из графика порового давления, нарастают за это время от нуля до максимального значения. Таким образом, первая стадия характеризуется наличием одновременно явлений выжимания воды и ползучести скелета грунта, причем интенсивность фильтрационных явлений на протяжении этого периода возрастает от нуля до максимума.

Вторая стадия характеризуется уменьшением величины порового давления от максимального значения до нуля. Интенсивность проявления ползучести может быть различная и зависит от начальной плотности грунта. О степени проявления ползучести скелета можно судить по наибольшей величине порового давления. Если давление в поровой воде в этот период близко к величине приложенной нагрузки, то ползучесть скелета на проекцию процесса уплотнения практически не влияет. В случае интенсивного проявления ползучести величина максимального порового давления резко уменьшается.

Во время третьей стадии поровое давление равно нулю; так как при этом осадка образца продолжается, то деформации нарастают без явлений выжимания воды. Иначе говоря, на протяжении третьей стадии деформации ползучести нарастают настолько медленно, что удаление воды из пор происходит без ощущимого подъема давлений в ней.

Первая стадия протекает сравнительно быстро, и практическое значение ее невелико.

Продолжительность второй стадии, в течение которой поровое давление в пределах точности измерительных приборов уменьшается до нуля, определяется фильтрационными явлениями и зависит, следовательно, от мощности слоя уплотняемого

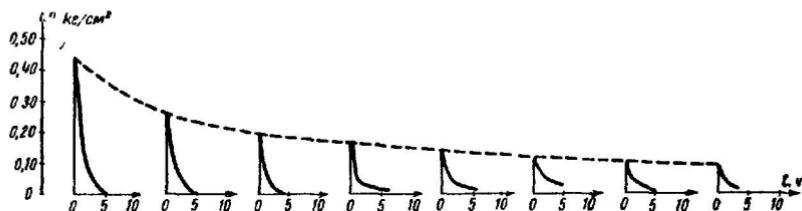


Рис. 9 Уменьшение порового давления при испытании грунта в одометре (ступени нагрузки одинаковы)

грунта и его проницаемости. Эта стадия может быть весьма продолжительной, что неблагоприятно сказывается на работе сооружения, так как именно во второй стадии (и в конце первой) условия устойчивости сооружения наиболее неблагоприятные.

Как показали эксперименты, продолжительность третьей стадии практически неограничена. При этом деформации грунта иногда затухают по логарифмическому закону; так как поровое давление равно нулю, а напряжения в скелете грунта достигают максимума, то грунт, несмотря на продолжающуюся осадку, может считаться стабилизованным.

Исследования показали также, что влияние ползучести скелета возрастает с увеличением плотности грунта и что возможность преобладания свойств ползучести или фильтрационных явлений зависит от абсолютной величины напряжений и скорости изменения напряженного состояния во времени. На рис. 9 представлены графики порового давления, полученные при длительных компрессионных испытаниях кембрийской глины. Соответствующее уменьшение максимальной величины порового давления по мере изменения пористости показано на рис. 10. Аналогичные результаты, полученные в условиях трехосного сжатия, представлены на рис. 11 [3].

Установленный экспериментально факт, что при приложении очередной ступени нагрузки в грунте вновь возникают фильт-

рационные явления, позволяет сделать вывод, что явления выжимания воды той или иной интенсивности могут возникать при любой плотности грунта, если напряжения в скелете его достаточно велики.

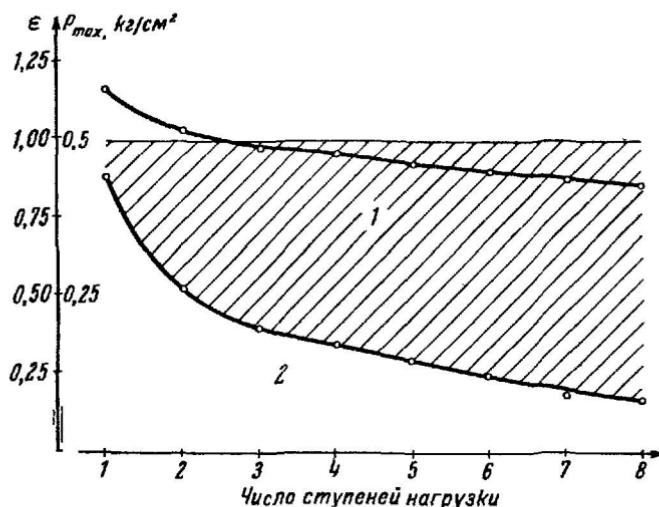


Рис. 10. Уменьшение порового давления в зависимости от плотности грунта  
1—давление, воспринимаемое скелетом грунта, 2—давление, воспринимаемое водой

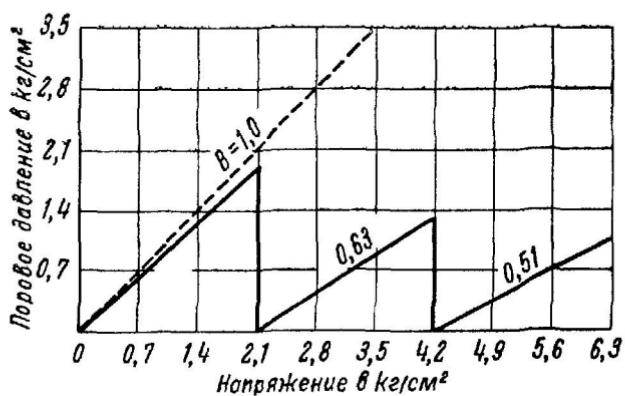


Рис. 11. Уменьшение порового давления при испытании грунта в стабилометре

В случае грубо дисперсных материалов (например, пылеватого песка), коэффициент фильтрации которых достаточно велик, уплотнение не вызывает увеличения давлений в воде. Руководствуясь принятой терминологией, можно сказать, что

процесс уплотнения определяется только явлениями ползучести скелета грунта.

В случае стабилизации грунта или снятия нагрузки до завершения этого процесса, в поровой воде иногда сохраняется остаточное давление; это объясняется существованием начального градиента напорной функции.

### Особенности уплотнения трехкомпонентных грунтов

Наличие в порах глинистого грунта воздуха сильно влияет на характер его уплотнения. Если количество порового воздуха сравнительно невелико (степень влажности  $G > 0,70$ ), то при приложении нагрузки происходит его сжатие и частичное растворение, вызывающие мгновенную осадку грунта. Вследствие этого в начальный момент времени скелет грунта воспринимает часть приложенной нагрузки, или, иначе говоря, при наличии в грунте газообразной составляющей поровое давление в момент приложения нагрузки и на протяжении процесса уплотнения оказывается меньшим, чем в грунте, полностью водонасыщенном.

Таким образом, факторами, существенно снижающими величину порового давления, являются наличие вязкого трения и газообразной составляющей, обладающей демпфирующими свойствами. Численные расчеты показывают, что наличие в водонасыщенном грунте 5% защемленного воздуха от общего объема пор ( $G = 0,95$ ) может снизить величину порового давления на 30—40%.

За исключением начального момента, когда в образце возникает мгновенная осадка, процесс уплотнения глинистых водонасыщенных грунтов, содержащих небольшое количество защемленного воздуха, качественно не отличается от уплотнения грунтов, не содержащих воздуха, но протекает при меньших значениях порового давления.

В трехкомпонентных грунтах возникают также явления вязкого трения, интенсивность которых возрастает с увеличением плотности. В случае, если содержание воды незначительно, то грунт может иметь сплошные воздушные микрополости, сообщающиеся с атмосферой. Уплотнение такого грунта на ограниченном диапазоне увеличения напряжений может определяться только вязким трением, при отсутствии фильтрационных явлений. Как показывают эксперименты, при достаточно большом увеличении нагрузки в процессе уплотнения грунта, в нем могут образоваться замкнутые воздушные полости, что приведет к появлению порового давления и возникновению фильтрационного потока наряду с явлениями вязкого трения.

## § 3. ПРИЛОЖЕНИЯ ТЕОРИИ УПЛОТНЕНИЯ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ

### Некоторые результаты теории уплотнения земляной среды

Большое влияние порового давления на устойчивость нестабилизированных земляных масс обусловило появление значительного количества работ, посвященных теоретическому рассмотрению процесса уплотнения.

Первые результаты теории уплотнения были получены в постановке одномерной задачи для различных случаев загружения. Грунт при этом принимался в виде двухкомпонентной среды. Применение решений одномерной задачи, в которой сооружение заменяется равномерной, безгранично простирающейся во все стороны нагрузкой, к реальным сооружениям достаточно условно. Естественно, что плоская и пространственная задачи должны дать большее приближение к действительности. В этом случае задача уплотнения может быть сформулирована следующим образом.

К трехкомпонентной стабилизированной земляной среде в момент времени  $t=0$  приложены некоторые силы (поверхностные или объемные) или изменены граничные значения напорной функции; начальное распределение давлений в поровой воде и условия дренирования на контуре, ограничивающие среду, известны.

Требуется определить:

1) напряженное состояние в скелете грунта и поровое давление в любой точке области уплотнения для любого последующего момента времени  $t>0$ ;

2) смещение (осадку) во времени граничной поверхности.

Такая постановка задачи предполагает известными физико-механические характеристики грунта, определяемые из опыта: коэффициент фильтрации, коэффициент уплотнения, коэффициент бокового давления, коэффициент Пуассона или начальный коэффициент пористости, объемную сжимаемость (для случая трехкомпонентной среды) и параметры ползучести, если представляется желательным учесть вязкое трение частиц грунта. Большинство этих характеристик существенно зависит от напряженного состояния грунта, поэтому при уточненной постановке задачи они должны представлять собой не осредненные константы, а некоторые функции, определяемые опытным путем.

В 1938 г. В. А. Флориным были рассмотрены плоская и пространственная задачи теории уплотнения водонасыщенной (двухкомпонентной) земляной среды [12] и впервые составлена полная система уравнений, а также установлены начальные и граничные условия для решения задач двух и трех измерений.

В случае плоской деформации система уравнений В. А. Флорина имеет следующий вид:  
уравнения равновесия

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} + \gamma \frac{\partial H}{\partial x} &= 0; \\ \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \gamma \frac{\partial H}{\partial z} &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

уравнение совместности деформаций

$$\nabla^2 \Theta = -\frac{\gamma}{1-\mu} \nabla^2 H; \quad (12)$$

уравнение уплотнения

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = -\frac{k(1+\epsilon_n)(1+\xi)}{\gamma a} \times \nabla^2 H, \quad (13)$$

где  $\Theta$  — сумма главных напряжений, равная  $\sigma_x + \sigma_z$ ;  
 $\gamma$  — удельный вес воды;  
 $\mu$  — коэффициент Пуассона;  
 $\xi$  — коэффициент бокового давления;  
 $\epsilon_n$  — начальный коэффициент пористости;  
 $a$  — коэффициент уплотнения;  
 $H$  — напорная функция;  
 $\nabla^2$  — оператор Лапласа.

При выводе уравнения (13) В. А. Флорин исходил из допущения, что коэффициент пористости определяется только суммой главных напряжений и не зависит от их соотношения.<sup>1</sup> Как известно, эксперименты не подтверждают этого предположения.

На рис. 12 кривыми изображены результаты экспериментальных исследований Рендулика, а наклонные прямые [13] соответствуют принятому допущению при коэффициенте бокового давления  $\xi=0,625$ .

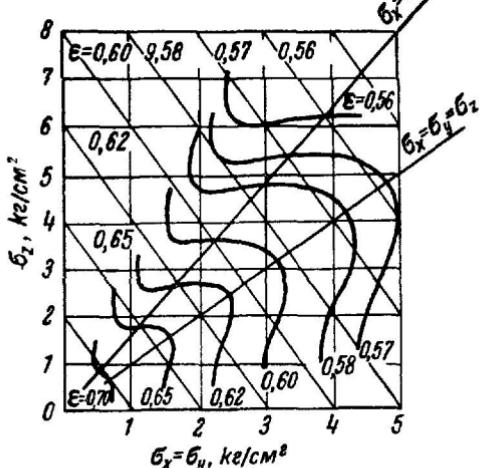


Рис. 12. Зависимость коэффициента пористости от суммы главных напряжений

<sup>1</sup> Принцип гидроемкости М. Н. Герсеванова.

Первые три уравнения системы (11, 12, 13) представляют собой зависимости плоской задачи теории упругости, в которые введены объемные фильтрационные силы, возникающие при выжимании воды из пор. Уравнение (13) отражает процесс уплотнения, который рассматривается как фильтрация в среде с изменяющейся, по мере изменения напряженного состояния, пористостью; учет явлений вязкого трения отсутствует.

В момент приложения нагрузки водосодержание в любом объеме грунта не отличается от водосодержания в предшествующий момент времени, т. е. относительное уменьшение объема грунта в начальный момент времени

$$\frac{1-2\mu}{E} \Theta_0 = 0. \quad (14)$$

Выражение (14) справедливо при допущении, что давления в поровой воде передаются мгновенно. Из (14) можно получить:

$$\Theta^* = 2\gamma H_0, \quad (15)$$

откуда

$$H_0 = \frac{\Theta^*}{2\gamma}, \quad (16)$$

где  $\Theta_0$  и  $\Theta^*$  — сумма главных напряжений в скелете грунта для начального момента времени и для состояния полной стабилизации;

$H_0$  — начальное распределение напоров.

Дальнейшее развитие вопросов уплотнения грунтов содержится в работе Д. Е. Польшина [4], в которой система уравнений получена при чрезвычайно общих предположениях, и в статьях М. Био и Т. Тьонг-ки. Последние авторы рассмотрели уплотнение упруго-вязкой анизотропной среды

### Способ В. А. Флорина для определения величины порового давления

Уравнение (13) устанавливает связь между напряженным состоянием скелета грунта и напорной функцией; входящие в уравнение величины  $\Theta = \sigma_x + \sigma_z$  и  $H$  являются неизвестными. Для определения, например, напорной функции  $H$  зависимость (13) необходимо рассматривать совместно с уравнениями (11, 12).

В этом случае задача сводится к решению системы уравнений (11, 12, 13), что является чрезвычайно затруднительным.

Для определения численных значений величины порового давления В. А. Флорин предложил прием, основанный на допущении о последовательном протекании в водонасыщенном грунте

деформаций сдвига и объемных деформаций. Это допущение основано на том, что в первый момент после приложения нагрузки или изменения напорного режима, в водонасыщенной земляной среде возникает напряженное состояние, соответствующее только деформациям сдвига, определяемое для плоской задачи выражениями [14]:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_x^* - p_0; \\ \sigma_z &= \sigma_z^* - p_0; \\ \tau &= \tau^*; \\ p_0 &= \frac{\sigma_x^* + \sigma_z^*}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

где  $\sigma_x^*$ ,  $\sigma_z^*$  и  $\tau^*$  — напряжения в скелете грунта, соответствующие состоянию полной стабилизации

Аналогичные зависимости могут быть написаны и для задачи трех измерений.

Объемные деформации (изменение пористости) в момент приложения нагрузки равны нулю, вследствие пренебрежения объемной сжимаемостью минеральных частиц грунта и воды. В дальнейшем они постепенно нарастают по мере выжимания воды из пор грунта, что сопровождается постепенным увеличением интенсивности гидростатической части напряженного состояния в скелете грунта. Изменением во времени касательных напряжений при этом считается возможным пренебречь. Отсюда следует, как показано В. А. Флориным, что напряжения в скелете грунта (эффективные напряжения) в любой заданный момент времени можно представить в виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_x^* - (p - p^*); \\ \sigma_z &= \sigma_z^* - (p - p^*); \\ \tau &= \tau^*, \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

где  $p$  и  $p^*$  — давления в воде, соответствующие рассматриваемому моменту времени и конечному состоянию, отвечающему установившемуся режиму.

Для плоской задачи в случае принятия модели линейно-деформируемой среды зависимости (18) являются точными только для начального и конечного моментов времени. Учитывая (18), находим:

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_z = \Theta^* - 2p + 2p^*. \quad (19)$$

Принимая во внимание, что напор в любой точке земляной среды (пренебрегая вследствие малых скоростей фильтрации

скоростным напором) определяется суммой геометрических и пьезометрических высот, получим:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} ;$$

$$H^* = z + \frac{p^*}{\gamma} . \quad (20)$$

Из уравнений (19) и (20) имеем:

$$\Theta = \Theta^* - 2\gamma H + 2\gamma H^*. \quad (21)$$

Дифференцируем по времени:

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{\partial \Theta^*}{\partial t} - 2\gamma \frac{\partial H}{\partial t} + 2\gamma \frac{\partial H^*}{\partial t} .$$

Тогда, после замены начального значения коэффициента пористости его средним значением, уравнение (13) примет вид:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2\gamma} \cdot \frac{\partial \Theta^*}{\partial t} + \frac{\partial H^*}{\partial t} + \frac{(1 + \epsilon_{cp})(1 + \epsilon)}{2\gamma a} \nabla^2 H, \quad (22)$$

где

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} .$$

Таким образом, в результате допущения (18) оказалось возможным построить уравнение уплотнения (22), в котором неизвестной является напорная функция  $H$ .

Напряженное состояние грунта определяется предварительно и поэтому может считаться заданным. Принятие допущения (18) дает возможность при расчете уплотнения применять любые расчетные модели для определения напряженного состояния скелета грунта и давления в поровой воде.

Если граничные значения нагрузки и напорной функции для стабилизированного состояния не изменяются во времени, то уравнение уплотнения принимает свой простейший вид:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{(1 + \epsilon_{cp})(1 + \epsilon) k}{2\gamma a} \nabla^2 H. \quad (23)$$

Левая часть этого уравнения выражает скорость изменения напорного режима во времени в рассматриваемой точке области уплотнения. В правой части оператор Лапласа представляет сумму вторых производных напорной функции по координатам, характеризующую неравномерность скалярного поля напоров.

Поэтому из (23) следует: чем резче выражена неравномерность поля напоров в какой-либо точке, тем быстрее меняется в этой точке величина напорной функции. Второй множитель правой части отражает влияние физико-механических свойств грунта на скорость выравнивания напоров. Чем больше або-

лютная величина этого множителя, тем быстрее идет процесс уплотнения.

Для решения уравнения (22) необходимо знать граничные условия, представляющие собой заданные значения напорной функции или ее нормальной производной на контуре области интегрирования для моментов времени  $t \geq 0$ , и начальное распределение напоров для  $t=0$ .

Относя равенство (19) к моменту приложения нагрузки, находим:

$$\Theta_0 = \Theta_0^* - 2p_0 + 2p^*,$$

или

$$p_0 = \frac{\Theta_0^*}{2} + p^*. \quad (24)$$

Имея в виду, что в общем случае  $p_0 = \gamma(H_0 - z)$ , получим выражение для начального распределения напоров:

$$H_0 = \frac{\Theta_0^*}{2\gamma} + H_0. \quad (24')$$

Если грунт, помимо воды, содержит некоторое количество воздуха, то объемная сжимаемость его характеризуется переменным коэффициентом  $\beta$ , величина которого может быть определена расчетом. В. А. Флорин рекомендует определять численное значение этого коэффициента для каждого конкретного грунта на основании специальных исследований, имея в виду, что получаемые результаты являются суммарной характеристикой сжимаемости, какими бы причинами она ни вызывалась.

Для трехкомпонентного грунта уравнение уплотнения будет иметь вид [14]:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2\gamma\omega} \cdot \frac{\partial \Theta^*}{\partial t} + \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\partial H^*}{\partial t} + \frac{(1 + \varepsilon_{cp})(1 + \xi)k}{2\gamma\omega s} \nabla^2 H; \quad (25)$$

здесь

$$\omega = 1 + \frac{\beta(1 + \varepsilon_{cp})(1 + \xi)}{2a}; \quad (26)$$

$$\beta = \frac{s + \nu n}{p_1 + p}, \quad (27)$$

где  $s$  и  $n$  — содержание газообразной и жидкой составляющих в единице объема грунта;

$\nu$  — коэффициент растворимости воздуха;

$p_1$  — начальное давление;

$p$  — превышение давления над начальным.

Начальное распределение давлений для случая мгновенного приложения нагрузки соответствует выражению:

$$p_0 = \frac{1}{\omega'_0} \left( \frac{\Theta_0^*}{2} + p_0^* \right), \quad (28)$$

или

$$H_0 = \frac{1}{\omega'_0} \left( \frac{\Theta_0^*}{2\gamma} + H_0^* \right), \quad (28')$$

где

$$\omega'_0 = 1 + \frac{\beta' (1 + \epsilon_{-0}) (1 + \epsilon)}{2a}. \quad (29)$$

Коэффициент  $\beta'$  представляет собой фиксированное значение переменной величины  $\beta$ , соответствующее моменту приложения нагрузки:

$$\beta' = \frac{\epsilon_{-0} - \epsilon_0}{1 + \epsilon_{-0}} \cdot \frac{1}{p_0}, \quad (30)$$

где  $\epsilon_{-0}$  и  $\epsilon_0$  — значения коэффициентов пористости трехкомпонентной среды до и после приложения нагрузки;

$p_0$  — дополнительные давления воды, обусловленные приложением нагрузки.

Из зависимости (28) следует, что в газосодержащей грунтовой среде начальное увеличение давлений в поровой воде будет в  $\omega$  раз меньше, чем в полностью водонасыщенном грунте.

Если коэффициент фильтрации нельзя считать постоянным, уравнение уплотнения значительно усложняется и для двухкомпонентного грунта принимает вид

$$\begin{aligned} \frac{\partial H}{\partial t} &= \frac{\partial F}{\partial t} + \alpha \left( \frac{\partial H}{\partial x} \cdot \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial z} \cdot \frac{\partial F}{\partial z} \right) - \\ &\quad - \alpha \left[ \left( \frac{\partial H}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial H}{\partial z} \right)^2 \right] - \delta \nabla^2 H, \end{aligned} \quad (31)$$

где  $F = H^* + \frac{1}{2\gamma} \Theta^*$ ;

$\alpha$  и  $\delta$  — функции, определяемые из опыта.

Как видно из (31), учет переменности коэффициента фильтрации влечет за собой нелинейность основного уравнения, не допускающую применения принципа наложения отдельных решений.

Определение значений напорной функции  $H$  или порового давления  $p$  в какой-либо точке с координатами  $(x, z)$  для любого момента  $t$  сводится к интегрированию одного из уравнений (22), (25) или (31) при соответствующих начальных и граничных условиях.

В большинстве случаев, представляющих интерес для целей проектирования, целесообразно применять методы численного интегрирования и, в частности, метод сеток.

Большое количество различных численных примеров решения уравнения уплотнения в постановке задач двух и трех измерений для двух- и трехкомпонентных сред для различных видов нагрузки приведено в монографии В. А. Флорина [14].

Если плотность глинистого грунта достаточно велика, то будет возникать значительное сопротивление трения между диффузными оболочками частиц грунта. Имея в виду вязкий характер деформирования скелета грунта и что деформации, соответствующие изменению напряженного состояния, возникают не мгновенно, а постепенно нарастают во времени, компрессионную кривую можно представить следующей зависимостью [14]:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \frac{\Theta(\tau_1)}{1+\xi} \delta(t, \tau_1) - \frac{1}{1+\xi} \int_{\tau_1}^t \frac{\partial \Theta}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau. \quad (32)$$

Величина  $\varepsilon(\tau_1)$  в выражении (32) обозначает пористость грунта до приложения нагрузки, слагаемое  $\frac{\Theta(\tau_1)}{1+\xi} \delta(t, \tau_1)$  — изменение пористости к моменту  $t$ , вызванное действием суммы главных напряжений  $\Theta(\tau_1)$ , приложенных в момент  $\tau_1$ . Последний член представляет собой изменение пористости грунта к моменту времени  $t$  от изменяющегося во времени напряженного состояния  $\Theta(\tau)$ , возникшего в момент времени  $\tau_1$ . Зависимость

$$\delta(t, \tau) = a_0 + \sum_1^m a_n (1 - e^{-\gamma_n(t-\tau)}) \quad (33)$$

представляет изменение коэффициента пористости к моменту времени  $t$  от единичной нагрузки, приложенной в момент времени  $\tau_1$ . Если ограничиться одним членом ряда, то (33) примет вид:

$$\delta(t, \tau) = a_0 + a_1 (1 - e^{-\gamma_1(t-\tau)}). \quad (33')$$

В этом выражении слагаемое  $a_0$  характеризует мгновенную часть деформации, возникающую в момент  $\tau_1$ , а второе слагаемое — постепенно нарастающую часть деформации за время  $t-\tau$ . Параметры ползучести  $a_0$ ,  $a_1$  и  $\gamma_1$  подлежат определению опытным путем.

Уравнение уплотнения двухкомпонентного грунта, составленное с учетом вязких деформаций минеральных частиц (пол-

зучести скелета) для случая постоянной во времени нагрузки, может быть представлено в виде:

$$a_0 \frac{\partial^2 H}{\partial t^2} + \gamma_1 (a_0 + a_1) \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{(1 + \epsilon_{cp})(1 + \epsilon) k}{2\gamma} \times \\ \times \left( \gamma_1 \nabla^2 H + \frac{\partial}{\partial t} \nabla^2 H \right). \quad (34)$$

Предположим, что  $a_0 = 0$ , т. е. мгновенные деформации отсутствуют, тогда

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{(1 + \epsilon_{cp})(1 + \epsilon) k}{2\gamma \gamma_1 a_1} \nabla^2 H. \quad (34')$$

Начальное распределение напоров в этом простейшем случае рассматриваемой задачи должно удовлетворять выражению:

$$-\frac{\theta^*}{2\gamma} + H = \frac{(1 + \epsilon_{cp})(1 + \epsilon) k}{2\gamma \gamma_1 a_1} \nabla^2 H. \quad (35)$$

В начальное условие (35), помимо вторых производных напорной функции по координатам, входят параметры ползучести  $a_1$  и  $\gamma_1$  и другие характеристики грунта. Из этого следует, что отклонения в начальном распределении напоров от случая обычного фильтрационного уплотнения, когда явления ползучести не учитываются, будут зависеть не только от размеров области уплотнения, но и от физико-механических свойств грунта.

Влияние ползучести скелета грунта на процесс уплотнения тем меньше, чем больше толщина уплотняемого слоя. Если уплотняется сравнительно небольшой объем какого-либо водонасыщенного глинистого грунта, явления ползучести будут проявляться достаточно отчетливо. Если массив этого же самого грунта будет достаточно больших размеров, то с явлениями ползучести можно не считаться.

Учет ползучести водонасыщенного грунта построен на естественном для теории ползучего тела предположении, что интенсивность проявления вязкого трения не зависит от размеров образца. На протекание процесса фильтрационного уплотнения существенно влияет длина путей фильтрации или, иначе говоря, размеры образца. Поэтому с увеличением размеров области уплотнения влияние ползучести должно уменьшаться.

### Способы Хильфа и Скемптона

Способ определения порового давления, рекомендованный в 1948 г. Хильфом [16] и применяемый иногда при проектировании земляных плотин, основан на следующих соображениях.

Рассмотрим два состояния трехкомпонентного грунта: 1) при атмосферном давлении  $p_{at}$  и 2) после приложения нагрузки.

В первом случае объем газа, находящегося в нерастворенном и растворенном состоянии,

$$V(s + vn),$$

где  $V$  — элементарный объем грунта;

$s$  и  $n$  — объемное содержание газа и жидкости в единице объема грунта;

$v$  — коэффициент растворимости газа.

Пренебрегая изменением водосодержания, примем, что после приложения нагрузки объем нерастворенного и растворенного газа будет  $(V - \Delta V)s + Vvn$ .

На основании закона Бойля-Мариотта для этих двух состояний, в предположении изотермического режима и отсутствия оттока воды,

$$p_{at}V(s + vn) = (p_{at} + p_0)[(V - \Delta V)s + Vvn],$$

где  $p_{at}$  и  $p$  — давления в воде до и после приложения нагрузки;

$\Delta V$  — уменьшение объема грунта.

Решая уравнение относительно  $p_0$ , получим предложенную Хильфом расчетную зависимость:

$$p_0 = \frac{p_{at}\Delta Vs}{Vs + Vvn - \Delta Vs}. \quad (36)$$

Определение порового давления, вызванного увеличением нагрузки, рекомендуется производить, рассматривая (36) совместно с данными компрессионных испытаний.

Принимая условно, что величина  $\beta$  определяется в интервале давлений от нуля до  $p_{at}$ , представим (27) в виде:

$$p_{at}\beta = s + vn;$$

подставляя это выражение в (36), получим:

$$p_0 = \frac{p_{at}\Delta Vs}{Vp_{at}\beta - \Delta Vs},$$

или

$$\frac{\Delta Vs}{V} = \beta \frac{p_0 p_{at}}{p_0 + p_{at}} = \beta p', \quad (37)$$

где  $p'$  — некоторое условное давление.

Имея в виду, что  $p_{at} \approx 1,0 \text{ кг/см}^2$ , можно допустить:

$$\frac{\Delta Vs}{V} \approx \beta p_0.$$

Относительное уменьшение объема

$$\frac{\Delta Vs}{V} = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_0}{1 + \epsilon_0} = \frac{as}{1 + \epsilon_0}. \quad (37')$$

## Учитывая уравнение равновесия

$$\sigma_0 = \sigma_0^* - p_0,$$

получим (36) в виде:

$$\frac{a(\sigma_0^* - p_0)}{1 + \epsilon_{-0}} \approx \beta p_0,$$

откуда

$$p_0 \approx \frac{\frac{\sigma_0^*}{1 + (1 + \epsilon_{-0}) \frac{p_0}{\sigma_0^*}}}{\frac{a}{\beta}} = \frac{\sigma_0^*}{\omega_0}. \quad (38)$$

Это выражение совпадает с начальным условием (28), если для одномерной задачи принять  $\sigma_0^* = \frac{\Theta_0^*}{2}$  и учесть, что в рассматриваемом примере  $p_0 = 0$ .

Из (38) следует, что по зависимости Хильфа может быть приближенно определено только начальное значение порового давления в трехкомпонентной грунтовой среде. Для расчета уплотнения грунта, не содержащего газа, способ Хильфа непригоден.

В 1954 г. А. Скемптон [11] предложил для определения величины порового давления равенство:

$$\Delta p = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)], \quad (39)$$

где  $\Delta p$  — увеличение порового давления;

$\Delta \sigma_1$ ,  $\Delta \sigma_2$  и  $\Delta \sigma_3$  — приращение главных напряжений;

$A$  и  $B$  — безразмерные коэффициенты, определяемые путем недренированных испытаний на приборах трехосного сжатия, т. е. в условиях трехмерной задачи при наличии осевой симметрии.

По Скемптону

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n C_v}{C_c}}, \quad (40)$$

где  $n$  — пористость грунта;

$C_v$  и  $C_c$  — параметры, характеризующие объемную сжимаемость условной поровой жидкости (воды и воздуха) и объемную сжимаемость скелета грунта.

Численная величина коэффициента  $B$  зависит от количества содержащегося в грунте воздуха.

Если грунт двухкомпонентный, то  $C_v = 0$  и  $B = 1$ . По мере увеличения количества воздуха, содержащегося в порах, коэффициент  $B$  уменьшается, стремясь к нулю, так как в этом случае

$C_c \gg C_v$ . На рис. 13 представлен полученный из опыта график зависимости коэффициента  $B$  от величины  $C$  для валунной глины [11].

Коэффициент  $A$  зависит от соотношения главных напряжений. Если допустить, что давление в воде определяется только

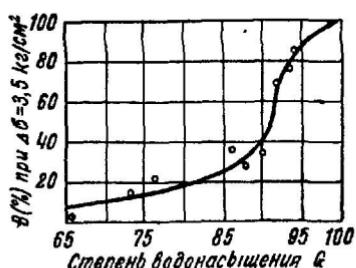


Рис. 13. Зависимость величины коэффициента  $B$  от степени водоонасыщения

суммой главных напряжений, то его величина принимает фиксированное значение  $A = 1/3$ . В действительности значения  $A$  могут сильно колебаться. Ниже приводятся опытные данные [11], из которых видно, что с увеличением плотности глины значения коэффициента  $A$  уменьшаются. Для переуплотненных глин, т. е. предварительно обжатых давлением, большим, чем то, при котором выполнялся эксперимент, значения  $A$  становятся отрицательными.

#### Коэффициент $A$

Глины высокой чувствительности . . . . .	$+ 3/4 \div + 1\frac{1}{2}$
Нормально уплотненные глины . . . . .	$+ 1/2 \div + 1,0$
Уплотненные песчанистые глины . . . . .	$+ 1/4 \div + 3/4$
Легкие переуплотненные глины . . . . .	$0 \div + 1/2$
Плотные гравелистые глины . . . . .	$- 1/4 \div + 1/4$
Тяжелые переуплотненные глины . . . . .	$- 1/2 \div 0$

Предположим, что к стабилизированному трехкомпонентному грунту, находящемуся в нулевом напряженном состоянии, приложена некоторая нагрузка.

Имея в виду, что в условиях трехосных испытаний  $\sigma_2 = \sigma_3$ , напишем зависимость Скемптона при  $A = 1/3$ :

$$p_0 = B \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = B \frac{\theta^*}{3}, \quad (41)$$

где  $p_0$  — поровое давление, возникающее в момент приложения нагрузки и остающееся неизменным в условиях недренированных испытаний.

Учитывая зависимость (40), получим:

$$p_0 = \frac{\frac{\theta^*}{3}}{1 + \frac{nC_v}{C_c}}. \quad (42)$$

В выражении (40) величина пористости  $n$  относится ко времени, предшествующему моменту приложения нагрузки. Обозна-

чим соответствующий коэффициент пористости по-прежнему через  $\varepsilon_{-0}$ . Тогда, учитывая, что  $n = \frac{\varepsilon_{-0}}{1 + \varepsilon_{-0}}$ , будем иметь

$$p_0 = \frac{\frac{\Theta^*}{3}}{1 + \frac{\varepsilon_{-0}}{1 + \varepsilon_{-0}} - \frac{C_v}{C_c}} \quad (43)$$

По В А Флорину начальная величина порового давления в трехкомпонентной среде для задачи грех измерений [14]

$$p_0 = \frac{\Theta_0^*}{3\omega_0} + \frac{p_0^*}{\alpha_0},$$

т.е

$$\omega_0 = 1 + \frac{\beta' (1 + \varepsilon_{-0}) (1 + 2\xi)}{3a}$$

В рассматриваемом случае  $p_0 = 0$ , тогда

$$p_0 = \frac{\Theta_0^*}{3\omega_0}. \quad (44)$$

Из сопоставления (43) и (44) видно, что коэффициент  $B$  соответствует множителю  $\frac{1}{\omega_0}$  в обозначениях В А Флорина

Если грунтовая среда не содержит газа, то

$$C_c = \beta' = 0, \quad B = \frac{1}{\alpha_0} = 1$$

и

$$p_0 = \frac{\Theta_0^*}{3}.$$

Сравнивая (43) и (44) и учитывая, что

$$\beta' = C_v \frac{\varepsilon_{-0}}{1 + \varepsilon_{-0}},$$

получим

$$C_c = \frac{3a}{(1 + \varepsilon_{-0})(1 + 2\xi)}$$

Модуль деформации

$$E = \frac{(1 - \xi)(1 + 2\xi)}{1 + \xi} - \frac{1 + \varepsilon_{-0}}{a},$$

тогда

$$C_c = \frac{3(1 - \xi)}{E(1 + \xi)} = \frac{3(1 - 2\mu)}{E}. \quad (45)$$

Из изложенного следует, что зависимости Скемптона и Хильча отражают распределение порового давления только в момент приложения нагрузки.

При  $A = \frac{1}{3}$  и  $B < 1$  зависимость Скемптона идентична начальному условию В. А. Флорина для трехкомпонентной среды. Если же  $B = 1$ , то выражение (39) совпадает с (24).

Приближенный способ Хильфа основан на явном учете явлений сжатия и растворения газа, происходящих при уплотнении грунта. В способе Скемптона этот учет производится путем введения эмпирического коэффициента  $B < 1$ , определяемого в условиях недренированных трехосных испытаний. При определении порового давления по Скемптону можно учесть влияние не только суммы главных напряжений, но и их соотношения, что, как показывают эксперименты, более правильно отражает сущность явления.

Исследовать изменение порового давления во времени по способам Хильфа и Скемптона нельзя.

---

## *Глава II*

### **КОНСТРУКЦИИ ПРИБОРОВ ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ**

#### **§ 1. КЛАССИФИКАЦИЯ СТАБИЛОМЕТРОВ**

Как уже было указано, грунт в основании сооружения, тело откоса или массиве иного вида находится в состоянии трехосного сжатия Поэтому как для теоретических исследований, так и для решения практических задач большое значение имеет воспроизведение в лабораторных условиях процесса трехосного сжатия грунта. Для указанной цели применяются приборы, в отечественной литературе обычно называемые стабилометрами

В настоящее время в ряде научно-исследовательских организаций как в СССР, так и за рубежом разработано много моделей стабилометров Несмотря на различия в конструктивном оформлении этих приборов, они по существу мало отличаются друг от друга и по принципу работы могут быть подразделены на два основных типа — А и Б, характеристики которых приводятся ниже

Имеются приборы трехосного сжатия, которые не могут быть отнесены к указанным типам Так, для выявления зависимости сопротивления сдвигу от среднего главного напряжения грунт испытывается на кручение при всестороннем гидростатическом давлении Эти приборы конструктивно весьма сложны и встречаются очень редко В данной работе они не рассматриваются

#### **Стабилометры типа А**

Схема стабилометра первого типа представлена на рис 14 Цилиндрический образец грунта 1 в тонкой резиновой оболочке 2 устанавливается между верхним и нижним пустотельными поршнями 3 и помещается в герметически закрытую камеру 4. Поверхности поршней, прилегающие к горцам образца, должны свободно пропускать воду, для этого употребляются пористые камни или перфорированные металлические диски. Внутренние

полости поршней при помощи трубок 5 соединены с устройствами для насыщения грунта водой и приема воды, отжимаемой во время опыта. Эта же система служит для вакуумирования песчаных грунтов и измерения порового давления. При помощи кранов 6 можно закрыть систему, т. е. исключить возможность выхода воды из внутренних полостей поршней.

Всестороннее давление на образец передается при помощи жидкости (обычно воды) или воздуха, нагнетаемых в камеру 4.

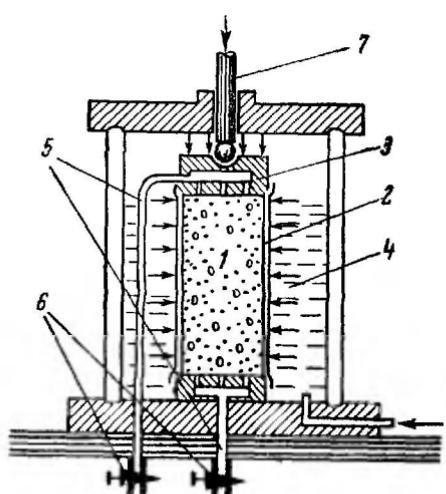


Рис. 14. Схема стабилометра типа А

1—образец; 2—резиновая оболочка, 3—верхний и нижний поршни; 4—камера, 5—соединительные трубки, 6—краны, 7—шток

Стабилометр снабжен специальным устройством для создания и регулирования всестороннего давления.

Через шток 7 при помощи пресса на образец передается осевое давление, благодаря чему создается добавочное (сверх всестороннего) давление на торцы образца; в процессе испытания замеряются осевые деформации образца. С помощью специальных приспособлений возможно определение поперечных деформаций.

Конечной целью испытания является разрушение образца. При этом возможно в зависимости от принятой методики либо сохранять постоянное боковое давление, увеличивая вертикальное, либо, наоборот, снижать боковое давление.

поддерживая неизменным вертикальное, либо менять и то и другое в соответствии с некоторым наперед заданным режимом.

Следует обратить внимание на две важные особенности приборов типа А, связанные с их принципиальной конструктивной схемой:

а) образец всегда находится под действием всестороннего давления, равного боковому; осевое давление не может быть меньше бокового;

б) при сжатии образца объем воды в камере меняется как в результате бокового расширения грунта, так и вследствие входления в камеру части штока.

Разновидностью стабилометров типа А являются вакуумные стабилометры, предназначенные для испытания сухих сыпучих грунтов при боковых давлениях менее  $1 \text{ кг}/\text{см}^2$ . В этих приборах в поровом пространстве грунта создается вакуум, для чего из образца через пустотелые поршни откачивается воздух. В ре-

зультате грунт подвергается всестороннему давлению наружного воздуха. Надобность в герметической камере отпадает, что значительно упрощает конструкцию стабилометра.

Стабилометры типа А, как правило, используются для определения характеристик прочности грунта (угол внутреннего трения и сцепление). Однако, как показывают исследования, проведенные в ЛИИЖТе, они при соответствующей методике работ могут быть использованы для определения модуля деформации грунта.

Стабилометры типа А получили широкое распространение за рубежом, где почти полностью вытеснили плоскостные сдвиговые приборы; сейчас они начинают внедряться и в отечественной практике.

### Стабилометры типа Б

Схема стабилометра типа Б изображена на рис. 15.

Образец грунта 1 в резиновой оболочке 2 помещается в камеру 3, заполненную водой, и устанавливается между двумя пустотелыми поршнями 4 и 5. Через поршень 4 передается осевое давление. Через внутренние полости и фильтрующие торцы поршней производится насыщение грунта водой и отжатие ее.

В стабилометрах типа Б, в отличие от типа А, боковое давление не является одновременно и всесторонним, осевое давление может задаваться независимо от бокового и, в частности, быть меньше последнего или равно нулю.

Отличительной особенностью стабилометра является передача осевого давления на образец непосредственно через поршень одинакового с ним диаметра, без входящего в камеру штока меньшего диаметра, вследствие этого при сжатии образца его боковое расширение возможно лишь при соответствующем удалении части воды, заполняющей камеру.

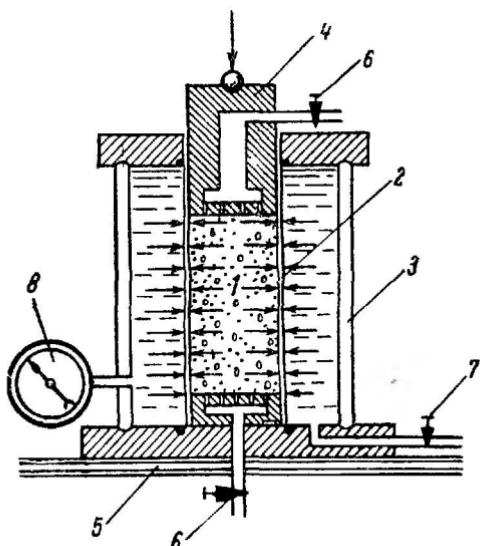


Рис. 15 Схема стабилометра типа Б  
1—образец, 2—резиновая оболочка, 3—камера, 4—подвижный поршень, 5—неподвижный поршень, 6—краны, 7—манометр

При закрытом кране 7 вода не имеет выхода из камеры; так как вода практически несжимаема, то боковое расширение образца невозможно. Давление, возникающее в воде и измеряемое манометром 8, будет равно боковому давлению грунта при компрессии.

На приборах типа Б проводятся компрессионные испытания и определяется коэффициент бокового давления. Современные модели имеют дополнительное устройство для создания и регулирования бокового давления, что позволяет производить на них разрушение образцов. Подобные универсальные приборы позволяют проводить наиболее полные комплексные исследования характеристик прочности и деформируемости грунтов.

Особое внимание уделяется герметичности всех сопряжений, так как малейшая утечка воды из камеры может значительно исказить результаты испытаний. По этой же причине необходимо полное удаление воздуха из воды, заполняющей камеру, манометр и т. д. Это обстоятельство значительно усложняет конструкцию приборов типа Б по сравнению с приборами типа А; кроме того, они нуждаются в более квалифицированном обслуживании.

Стабилометры типа Б получили пока сравнительно ограниченное распространение.

### Подразделение стабилометров по величине бокового давления

Конструкция гидравлических стабилометров обоих типов существенно зависит от того, при какой интенсивности давлений предполагается вести на них испытания грунтов. Основные трудности связаны с созданием и поддержанием бокового давления. От величины бокового давления зависит также конструкция камеры, система уплотнений и т. д. Поэтому целесообразно разделить гидравлические стабилометры в зависимости от развивающегося в них бокового давления на следующие группы:

1) стабилометры для испытания грунтов при боковых давлениях до  $6 \text{ кг}/\text{см}^2$  (средние боковые давления);

2) стабилометры для испытания грунтов при боковых давлениях до  $60 \text{ кг}/\text{см}^2$  (высокие боковые давления);

3) стабилометры для испытания грунтов при боковых давлениях выше  $60 \text{ кг}/\text{см}^2$  (сверхвысокие боковые давления).

В подавляющем большинстве случаев поставленные перед лабораторией задачи могут быть решены с помощью испытания грунтов при средних боковых давлениях. Применение приборов для высоких давлений требуется в случае проектирования высоких плотин, фундаментов глубокого заложения, метрополитенов и т. д. Стабилометры для сверхвысоких давлений используются чаще всего при исследовании грунтов для строительства шахт.

## § 2. ВАКУУМНЫЕ СТАБИЛОМЕТРЫ

Идея вакуумирования образца для создания всестороннего давления при трехосных испытаниях песков принадлежит М. Н. Гольдштейну. Под его руководством в Днепропетровском институте инженеров железнодорожного транспорта был сконструирован малый вакуумный стабилометр (диаметр образца 3,6 см.).

В течение последних лет в Ленинградском институте инженеров железнодорожного транспорта (ЛИИЖТ) вакуумные стабилометры широко использовались для испытания песков, а также крупнообломочных грунтов и сыпучих материалов искусственного происхождения (зерно, руда, шамот, сухая комковатая глина и т. д.).

В ЛИИЖТе под руководством Н. Н. Сидорова были сконструированы и изготовлены различные модели вакуумных стабилометров, три из которых описаны ниже.

### Малый вакуумный стабилометр ЛИИЖТа

Прибор предназначен для испытания сухих песков или других сыпучих материалов с крупностью зерен не более 2 мм. Размеры образца: диаметр 4, высота 8—10 см.

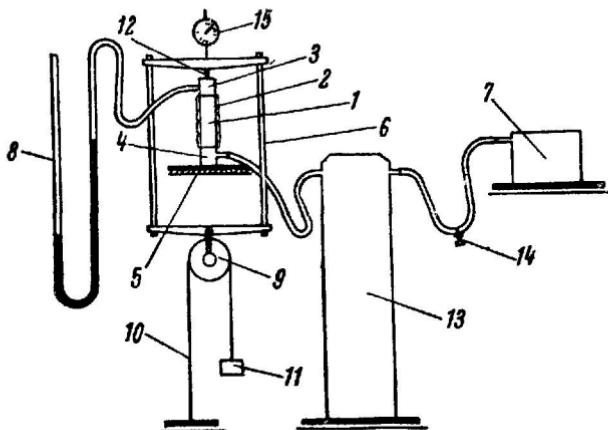


Рис. 16 Схема малого вакуумного стабилометра  
1—образец, 2—резиновая оболочка, 3—верхний поршень, 4—нижний поршень, 5—основание, 6—подвеска, 7—вакуумный насос, 8—ртутный манометр, 9—блок, 10—трос, 11—ири, 12—шток, 13—резервуар, 14—кран, 15—индикатор

Схема прибора представлена на рис. 16. Образец грунта в резиновой оболочке помещается между двумя пустотельными поршнями. Нижний поршень устанавливается на неподвижное основание, верхний соединяется с загрузочным устройством. Из

грунта с помощью насоса 7 выкачивается воздух, вследствие чего образец подвергается всестороннему давлению, интенсивность которого может составлять по желанию экспериментатора от 0,1 до 0,95 кг/см<sup>2</sup> и поддерживаться постоянной (или изменяться в зависимости от методики проведения опыта).

Для измерения вакуума (следовательно, всестороннего давления) служит ртутный манометр 8.

Вертикальное давление на образец передается с помощью загрузочного устройства, состоящего из блока 9, через который перекинут трос 10, закрепленный одним концом и имеющий подвеску для гирь на другом. Указанное устройство позволяет получать усилие на штоке, а значит и на верхний поршень, в два раза большее, чем вес гирь, уложенных на подвеску.

Прибор монтируется на кронштейне, заделанном в стену, необходима тщательная установка по уровню основной площадки стабилометра.

Для создания вакуума может быть применен вакуумный насос любой конструкции. Удобнее всего пользоваться насосом Комовского, тарелку которого следует отключить. Между насосом и прибором следует поставить герметический резервуар 13 емкостью 5 л. Между резервуаром и прибором монтируется тройник с зажимом 14, для снижения вакуума.

Оевые деформации образца в процессе испытания измеряются индикатором 15.

Зарядка прибора производится следующим образом: внутри металлической разъемной обоймы, которая служит для временного поддерживания столбика песка, помещается резиновая оболочка. Обойма устанавливается на нижний поршень, на котором закрепляется оболочка. После этого обойма заполняется песком с заданной степенью плотности. По окончании загрузки на поверхность песка устанавливается верхний поршень, на котором закрепляется резиновая оболочка. Между поршнями и песком прокладывается фильтровальная бумага (во избежание засорения цилиндров частицами песка).

Приводится в действие вакуумный насос, создается разрежение, на образец передается всестороннее давление воздуха, равное достигнутому вакууму, которое удерживает песок, металлическая обойма снимается.

После освобождения песка от металлической обоймы необходимо тщательно измерить размеры образца (диаметр и высоту) при помощи штангенциркуля с точностью до 0,1 мм.

Образец устанавливается на основную площадку стабилометра, после чего шток 12 соединяется с верхним цилиндром. Индикатор 15 устанавливается в рабочее положение. На этом заканчивается подготовка образца к испытанию.

Испытания на вакуумном стабилометре можно вести двумя способами:

а) поддерживая постоянный вакуум (т. е. постоянное боковое давление на образец), постепенно повышать нормальное давление до разрушения образца;

б) передав на образец вертикальную нагрузку, меньшую, чем разрушающая, постепенно снижать вакуум до тех пор, пока не наступит разрушение образца.

### Средний вакуумный стабилометр ЛИИЖТа

Прибор (рис. 17) предназначен для испытания сухих несвязных грунтов или других сыпучих материалов с крупностью зерен до 20 мм. Размеры образца: диаметр 10, высота 20 см.

Конструкция прибора и схема его подключения к вакуумному насосу аналогичны малому стабилометру; остается прежним и порядок проведения испытаний.

Для создания осевого усилия использован универсальный динамометрический пресс ЛИИЖТа, чем обеспечивается автоматизация поддержания заданного вакуума, создания осевого усилия и записи результатов.

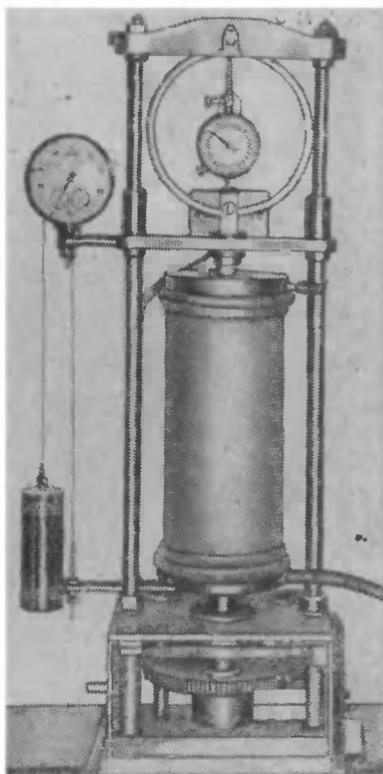


Рис. 17 Вакуумный стабилометр ЛИИЖТа с диаметром образца 10 см

### Большой вакуумный стабилометр ЛИИЖТа

Прибор (рис. 18 и 19) предназначен для испытания сухих несвязных грунтов или других сыпучих материалов с крупностью фракций до 70 мм. Диаметр образца 27, высота до 70 см.

По принципу работы прибор ничем не отличается от малого вакуумного стабилометра.

Образец грунта 1 в резиновой оболочке и разъемной стальной обойме помещается между двумя пустотельными цилиндрами 3. Нижний цилиндр устанавливается на неподвижное основание; опирание осуществлено при помощи роликов, благо-

даря чему возможно беспрепятственное перемещение цилиндра по горизонтальной плоскости. Верхний цилиндр соединяется через динамометр 4, имеющий шаровую головку, с винтовым прессом 5.

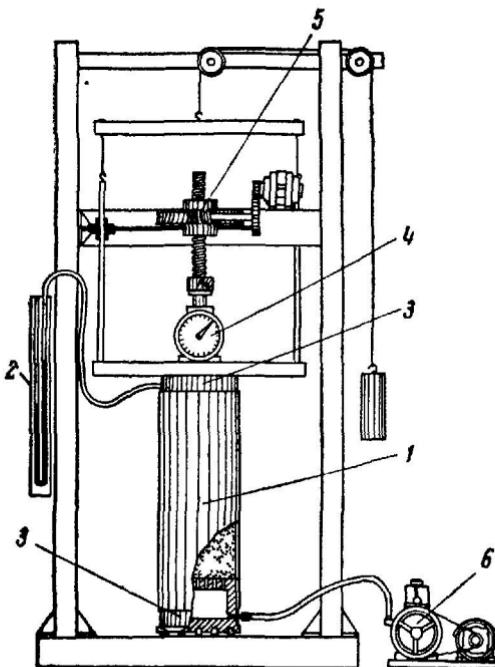


Рис. 18 Схема большого вакуумного стабилометра ЛИИЖТа  
1—образец, 2—рутный манометр, 3—пустотельные цилиндры, 4—динамометр  
5—винтовой пресс, 6—вакуумный насос

Интенсивность всестороннего давления на образец поддерживается автоматически в интервале от 0,1 до 0,95 кг/см<sup>2</sup> при помощи вакуумного насоса 6 с двигателем. Для измерения вакуума служит ртутный манометр 2, снабженный фотореле для автоматического регулирования.

Вертикальное давление на образец создается пятитонным винтовым прессом, приводимым в движение электродвигателем, и замеряется пружинным динамометром. Деформации образца определяются обычными измерительными приборами или с помощью специальных датчиков, наклеиваемых на резиновую оболочку.

В ходе испытаний в зависимости от поставленной задачи можно загружать образец, воспроизводя тот или иной процесс изменения напряженного состояния. Для определения угла внутреннего трения можно следовать наиболее простой методике поддерживая постоянный вакуум (т. е. постоянное боковое дав-

ление на образец), постепенно повышать нормальное давление до разрушения образца; момент разрушения отмечается по показаниям измерительных приборов (резкий рост вертикальных деформаций при постоянном нормальном давлении), а также по появлению внешних признаков разрушения.

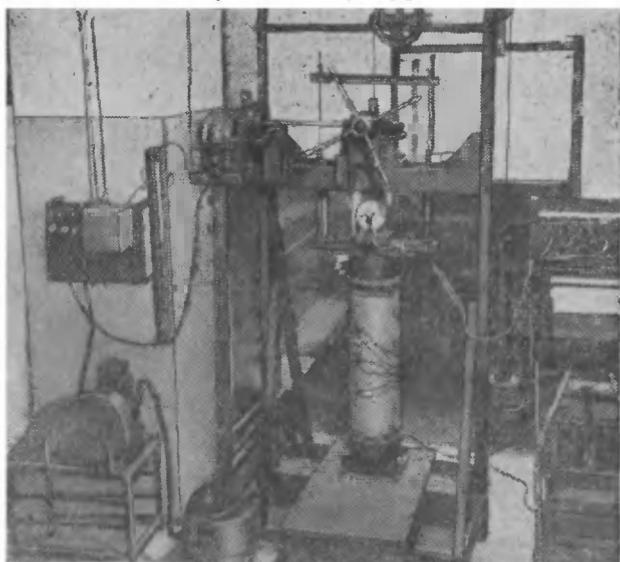


Рис. 19. Большой вакуумный стабилометр ЛИИЖТа

Большой вакуумный стабилометр оборудован измерительной установкой, позволяющей вести одновременную и независимую регистрацию и автоматическую запись следующих характеристик:

- 1) осевой нагрузки, действующей на образец;
- 2) общей осевой деформации образца;
- 3) местных вертикальных и горизонтальных деформаций образца в трех различных точках его поверхности;
- 4) местных изменений пористости образца в процессе опыта в трех различных точках.

Для обеспечения регистрации указанных характеристик измерительная установка включает в себя:

- 1) два круговых реостатных датчика, предназначенных для регистрации осевой нагрузки и общей осевой деформации образца;
- 2) шесть проволочных линейных реостатных датчиков, предназначенных для регистрации местных вертикальных и горизонтальных деформаций поверхности образца;
- 3) три термодатчика, предназначенных для регистрации изменения величины пористости образца;

4) электронный потенциометр типа ЭПП-09, предназначенный для усиления и автомагнитической записи на одну ленту показаний двенадцати независимых электрических процессов;

5) систему электрического питания датчиков установки

Измерения осевых и поперечных деформаций образца грунта производятся при помощи проволочных линейных реостатных датчиков. Схема датчика представлена на рис. 20; он состоит из проволочного сопротивления, штанги с ползунком и стоек-направляющих

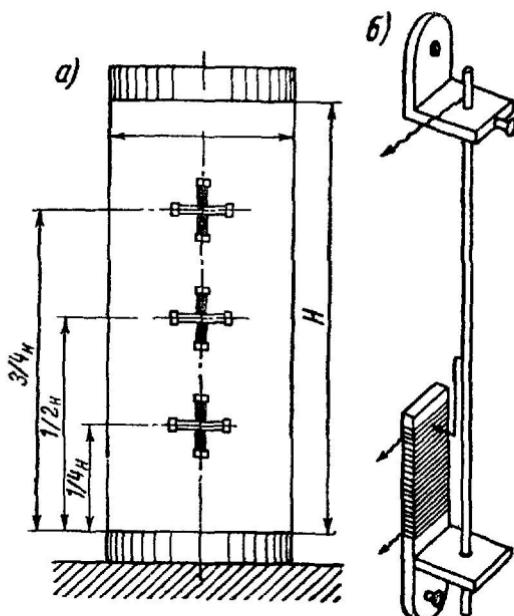


Рис. 20. Дистанционное измерение осевых и поперечных деформации образца в большом вакуумном стабилометре  
а—размещение реостатных датчиков на образце б—реостатный датчик

Штанга представляет собой отрезок стальной проволоки диаметром 1 и длиной 105 мм; к ней припаян ползунок из фосфористой бронзы, что обеспечивает надежный электрический контакт с проволочным сопротивлением. Две лагунные стойки являются направляющими для штанги ползунка, одна из стоек приклеена к гетинаксовой пластинке с проволочным сопротивлением, а другая — к отдельной площадке, одна из стоек имеет винт для крепления одного конца штанги.

На свободных концах обеих пластинок укреплены планки с отверстием для винтов, при помощи которых датчик в собран-

иом виде устанавливается на опорных планках, приклеенных к резиновой оболочке. Расстояние между осями опорных планок, составляющее базу датчика, равно 50 мм.

При деформациях образца изменяется расстояние между опорными планками датчика, и происходит взаимное смещение ползунка и проволочного со- противления

Базы датчиков весьма малы по сравнению с размерами образца, что позволяет измерять деформации в отдельных точках, а не в среднем для всего образца. В этом важное преимущество описанного метода измерения деформаций.

Для измерения в процессе скатия изменения пористости песка сконструированы и изготовлены специальные датчики, работа которых основана на свойстве нагретого термосопротивления (ТС) изменять свою величину в зависимости от скорости теплообмена с окружающей средой.

Тарировка записи термосопротивлений производится при строго постоянной величине чувствительности схемы путем помещения термодатчиков в тарировочный сосуд, где данный песок уплотнялся фиксированными ступенями от предельно рыхлого до предельно плотного состояния.

На рис. 21 приведена кривая тарировки термосопротивлений

Благодаря небольшим габаритам датчиков (длина 3 см) измерения практически производятся в небольшой по объему области внутри образца, это создает возможность определять изменение пористости в отдельных точках, а не всего образца.

### § 3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СТАБИЛОМЕТРЫ ТИПА А ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ ПРИ СРЕДНИХ БОКОВЫХ ДАВЛЕНИЯХ

#### Краткий обзор существующих конструкций

Первые стабилометры типа А для испытания грунтов при средних боковых давлениях созданы в тридцатых годах в Научно-исследовательском институте гидротехники в Ленинграде. Эти работы были продолжены А. С. Строгановым. Им сконструирован ряд приборов, успешно применяемых в исследовательских

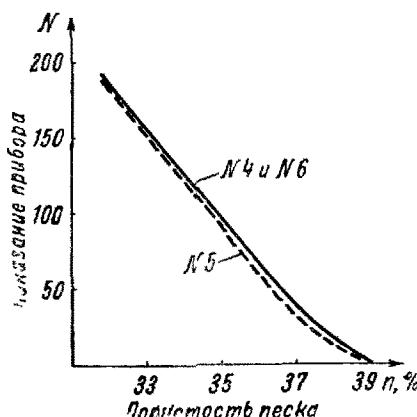


Рис. 21. График тарировки датчиков для дистанционного измерения пористости песка в процессе испытаний на большом вакуумном стабилометре

целях в Московском энергетическом институте и Институте механики АН СССР.

В Днепропетровском институте инженеров железнодорожного транспорта под руководством М. Н. Гольдштейна был разработан прибор, получивший распространение не только в научно-исследовательских, но и в производственных лабораториях (рис. 22).

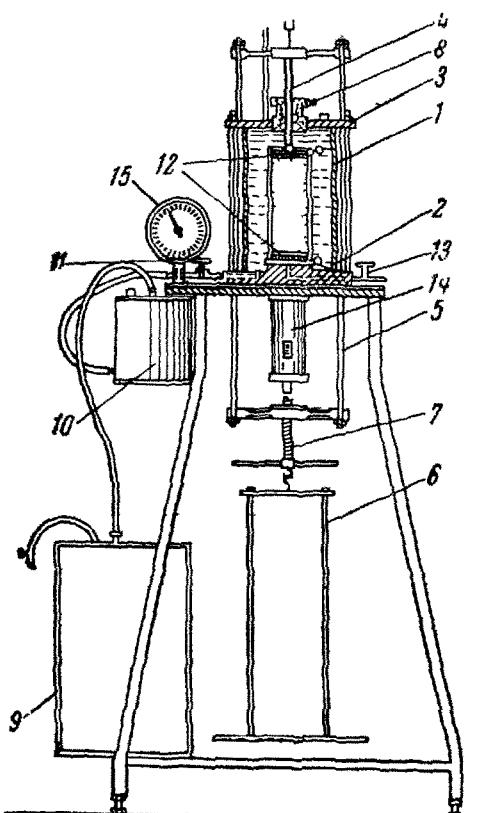


Рис. 22. Схема стабилометра Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта

1—цилиндр, 2—база, 3—крышка, 4—шток, 5—рама, 6—платформа для гирь, 7—винт домкрата, 8—стопор, 9—воздушный бачок, 10—малый бачок, 11—кран, 12—поршни, 13—кран системы дренирования образца, 14—динамометр, 15—манометр

лом бачке 10, соединенным с камерой прибора краном 11. Заливка воды в камеру производится через отверстие в крышке, закрываемое винтовой пробкой.

Через полость в нижнем поршне и кран 13 осуществляется насыщение образца водой и отжатие ее в процессе опыта. При закрытом кране грунт будет сжиматься без оттока воды из пор.

Камера стабилометра состоит из прозрачного пlexiglasового цилиндра 1, плотно соединенного с базой 2 и крышкой 3 при помощи болтов и резиновых прокладок. Образец грунта в резиновой оболочке помещается между двумя поршнями 12. Входящий в камеру шток 4 верхнего поршня соединяется с рамой 5 и платформой для гирь 6. Эта система служит для создания осевого давления на образец; для этой же цели можно использовать винтовой домкрат 7, с динамометром 14.

Всестороннее давление в камере создается сжатым воздухом, подаваемым из баллона, и поддерживается постоянным при помощи большого воздушного бачка 9. Воздух передает давление на воду, находящуюся в малом бачке 10, соединенном с камерой прибора краном 11. Заливка воды в камеру производится через отверстие в крышке, закрываемое винтовой пробкой.

Через полость в нижнем поршне и кран 13 осуществляется насыщение образца водой и отжатие ее в процессе опыта. При закрытом кране грунт будет сжиматься без оттока воды из пор.

В Центральном научно-исследовательском институте транспортного строительства под руководством Г. Г. Саатчана и И. Н. Зайцева создан стабилометр с автоматическим регулированием осевого и бокового давлений и возможностью испытаний при пульсирующей нагрузке.

За рубежом наибольшее распространение получили стабилометры, по своей конструкции сходные с приборами, описанными Бишопом [1 и 3].

За последние годы в ЛИИЖТе велись работы по конструированию гидравлических стабилометров для производственных и научно-исследовательских лабораторий. При разработке нового прибора были изучены существующие модели, а также изготовлены и испытаны опытные образцы. В результате сделаны следующие выводы по основным вопросам конструирования стабилометров типа А для средних боковых давлений: большинство существующих стабилометров предназначено для испытания образцов диаметром 3,5—5 см и высотой, равной 1,5—2 диаметра образца. Значительно реже применяются стабилометры с диаметрами образцов до 10 см.

При назначении размеров образца следует руководствоваться соображениями о достоверности результатов испытаний, учитывая при этом вид грунта, наличие и размеры включений, а также структурные и текстурные особенности. Увеличение размеров образца приводит к усложнению конструкции приборов и затрудняет проведение испытаний. Кроме того, размер образца ограничивается величиной проб грунта, отбираемых при геологоразведочных работах; с этой точки зрения, целесообразнее применять образцы диаметром около 4 см, так как их можно из одной пробы, взятой грунтоносом (или из одного керна), вырезать 3—4 штуки.

Результаты исследований позволяют считать, что уменьшение диаметра образца до 3—4 см не приводит к искажению результатов испытаний, если:

а) в грунте нет включений гравия и гальки (т. е. зерен крупнее 2 мм);

б) грунт не имеет резко выраженных структурных и текстурных особенностей — отдельностей, трещиноватости, слоистости и т. п.

Если в грунте содержатся зерна крупнее 2 мм, то минимальный диаметр образца может быть определен по эмпирической формуле, выведенной по опытам Хольца и Джипбса:

$$D = 4 + 0,25 d,$$

где  $D$  — диаметр образца в см;

$d$  — максимальный размер зерен, содержащихся в исследуемом грунте, в мм.

Акройд на основании опытов Хенкеля и Джильберта указывает, что степень искажений, вносимых действием резиновой оболочки, зависит от величины относительной деформации образца при разрушении; он рекомендует оболочки толщиной 0,2 мм, считая, что в этом случае, исключая испытание очень слабых глин, можно не учитывать влияние оболочки.

Исследования в ЛИИЖТе показали, что при диаметре образца 4 см применимы оболочки толщиной до 0,15 мм.

При длительных испытаниях, связанных с измерением порового давления, к оболочкам предъявляются повышенные требования в отношении их водо- и воздухонепроницаемости; в этих случаях Е. И. Медков рекомендует предварительно проверять качество оболочек: наполнив их водой с растворенным в ней сильным красителем, погрузить в чистую воду; если через 2—3 недели вода не окрасится, оболочка пригодна для длительных испытаний.

Передача на образец всестороннего давления обычно осуществляется при помощи жидкости, значительно реже используется воздух.

В качестве рабочей жидкости чаще всего применяются вода и глицерин. Во всех отношениях удобнее пользоваться водой, ее преимуществами являются прозрачность и малая сжимаемость. Благодаря незначительной вязкости воды упрощается и ускоряется процесс заполнения камеры и быстрее выравнивается давление в ходе испытания.

От применения воды иногда отказываются по двум соображениям: из-за коррозии частей прибора и из опасения, что она легче просачивается через сопряжения частей камеры и сальники.

Как показывает опыт работы со стабилометрами, указанные опасения неосновательны при давлении до  $10 \text{ кг}/\text{см}^2$ . Следует иметь в виду, что для стабилометров типа А незначительная утечка рабочей жидкости не оказывается на результатах испытаний.

Глицерин следует применять лишь при необходимости создать в камере прибора давление более  $10 \text{ кг}/\text{см}^2$ ; большая вязкость глицерина позволяет упростить конструкцию сопряжений и уплотнения, однако процесс заполнения камеры осложняется. Глицерин имеет ряд других недостатков; в частности, при многократном использовании он быстро теряет прозрачность и может быть рекомендован только для непрозрачных камер.

Боковое давление можно создать четырьмя способами (рис. 23):

- 1) гидравлическим насосом, накачивающим масло и передающим давление на воду;
- 2) воздушным насосом; вместо насоса часто используется баллон со сжатым воздухом, снабженный редуктором;

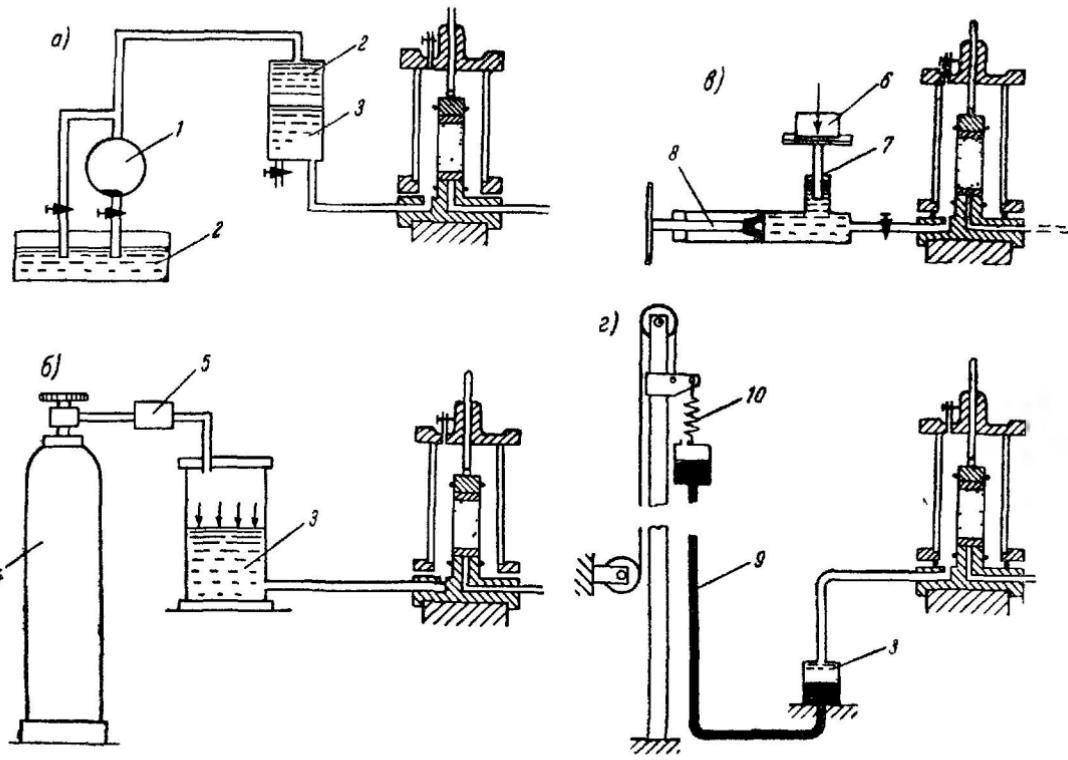


Рис 23 Схема систем для создания бокового давления

а—нагнетание масла насосом, б—применение сжатого воздуха, в—система плавающего поршня с компенсатором, г—создание давления весом ртутного столба  
 1—масляный насос, 2—масло, 3—вода 4—баллон со сжатым воздухом 5—редуктор, 6—груз, 7—поршень 8—винт компенсатора объема 9—ртуть, 10—пружина

3) плавающим поршнем (непосредственно в воде или в масле с передачей на воду);

4) весом столба ртути.

Наименее удачным следует считать первый способ. Для поддержания заданной величины давления без колебаний и толчков в этом случае приходится применять сравнительно сложные устройства. Необходима также установка нескольких дополнительных кранов и клапанов, насоса и электродвигателя, что усложняет конструкцию прибора и условия его эксплуатации. Измерение давления может производиться только манометрами, которые нуждаются в частой тарировке.

Второй способ имеет много преимуществ, особенно в случае использования баллона, предварительно заряженного сжатым воздухом или инертным газом. Промежуточный бачок, в котором происходит передача давления на воду, должен иметь емкость не менее 5 л. Тогда даже при ощутимой утечке воды давление воздуха изменится сравнительно мало и, следовательно, давление в камере будет практически оставаться постоянным в течение длительного времени без специального регулирования; управляя кранами, легко осуществить плавное снижение или повышение давления. Этот способ не следует применять при длительных испытаниях, связанных с измерением порового давления, так как вода будет насыщена воздухом, растворимость которого под давлением значительно возрастает. Так как резиновая оболочка, окружающая образец, может в известной степени пропускать воздух, то он попадет в грунт и результаты испытаний могут быть искажены.

Наиболее простым и надежным способом для создания бокового давления является система плавающего поршня. Одновременно обеспечивается точное измерение бокового давления и поддержание его на неизменном уровне независимо от деформаций образца и деталей прибора, а также незначительных утечек рабочей жидкости.

Для создания в воде давления до  $6 \text{ кг}/\text{см}^2$  система с плавающим поршнем может быть выполнена в виде компактного, небольшого по размерам узла прибора. При этом полностью отпадает надобность в каких-либо дополнительных приспособлениях (насосе, компрессоре и т. д.) и силовых моторах.

Недостатком способа является необходимость периодического регулирования объема жидкости при помощи компенсатора.

Оригинальный способ создания и автоматического поддержания на неизменном уровне всестороннего давления применен А. Бишопом [3]. Давление в воде возникает в результате разности уровней ртути в двух небольших цилиндрах, соединенных тонкой гибкой напорной трубкой. Если объем воды, заполняющий камеру стабилометра, изменится (вследствие утечки или деформаций образца), то соответственно переместится уровень

ртути в нижнем цилиндре и изменится вес столба ртути в напорной трубке. Это вызовет растяжение или сжатие пружины, благодаря чему переместится верхний цилиндр. Жесткость пружины подобрана так, что разность уровней ртути в цилиндрах все время остается неизменной, чем обеспечивается постоянство давления в камере.

Несмотря на простоту и надежность оптимального способа, он не может быть рекомендован для широкого использования из-за большой высоты установки и небезопасности работы с ртутью.

В процессе испытаний на стабилометрах типа А при постоянном боковом давлении постепенно повышается осевое давление на образец до тех пор, пока не произойдет его разрушения. Для этого через подвижный поршень на образец передается усилие, создаваемое прессом. Применяются две основные схемы проведения испытаний:

- а) способ управляемого усилия;
- б) способ управляемой деформации.

По первому способу на образец передается нагрузка, непрерывно возрастающая во времени по некоторому наперед заданному закону; разновидностью способа является ступенчатое загружение образца.

При ступенчатом загружении для сравнительно небольших усилий (до 0,5 т) применяются рычажные или шкивные прессы.

С помощью шкивных и рычажных прессов может быть осуществлено и непрерывное загружение, для чего необходимо дополнительное приспособление, например применение вместо гирь ведерка, постепенно заполняемого водой или дробью. Этот способ может быть применен только для создания небольших усилий (до 100 кг). Более совершенной системой является груз, передвигающийся по рычагу. Однако конструктивно такая схема значительно сложнее и для своего осуществления требует применения двигателя.

Для создания больших осевых усилий используются гидравлические прессы. Для того чтобы давление создавалось плавно, без рывков, и автоматически поддерживалось на заданном уровне, необходимы сравнительно сложные компенсаторы; другим недостатком гидравлического пресса является наличие сальников, трение в которых не всегда может быть точно учтено.

При испытании по способу управляемой деформации на образец через поршень передают давление от штока, принудительно перемещаемого с некоторой наперед заданной постоянной скоростью. Усилие в штоке, равное реакции грунта, фиксируется динамометром. Эта схема будет соответствовать условиям испытаний по принципу управляемой деформации только при наличии достаточно жесткого динамометра, т. е. такого, собствен-

ные деформации которого весьма малы по сравнению с деформациями образца; тогда скорость деформации образца будет равна скорости перемещения штока, а усилие будет функцией от величины деформации.

В существующих моделях стабилометров для подачи штока обычно используется винтовой домкрат, приводимый в движение мотором через редуктор; такая система проста по конструкции и надежна в работе. В качестве динамометров часто применяют тарированные кольца с индикаторами часового типа.

Для предотвращения утечки воды из камеры вдоль штока обычно применяются сальники. Между штоком и сальником возникают силы трения, необходимость учета которых осложняет работу на приборе. Эти неудобства можно полностью исключить, если вместо сальников применять штоки с плотно притертymi гильзами без дополнительного уплотнения (по типу плавающего поршня).

### Стабилометр ЛИИЖТ ГА-3 конструкции Н. Н. Сидорова

Прибор (рис. 24) предназначен для испытания всех видов песчаных и глинистых грунтов; боковое давление до 6 кг/см<sup>2</sup>, осевое давление до 50 кг/см<sup>2</sup>. Размеры образца: диаметр 4, высота 6 см.

Образец грунта в резиновой оболочке 1 помещается между верхним подвижным поршнем 3 и нижним 2, составляющим одно целое с основанием камеры 7. Оба поршня выполнены в виде усеченных конусов с наклоном боковых граней 1:5. Концы резиновой оболочки закрепляются на поршнях с помощью специальных прижимных колец из пластмассы.

Торцы поршней, прилегающие к образцу, свободно пропускают воздух и воду во внутренние полости, соединенные при помощи трубок со штуцерами 10 и 11. Это позволяет насыщать грунт водой и обеспечивает свободный отвод воды, отжимаемой из образца при испытаниях по открытой схеме.

При испытаниях по закрытой схеме между торцами поршней и образцом укладываются изолирующие прокладки из тонкой пластмассы.

Возможно также испытание по смешанной схеме, когда грунт сначала сжимается при свободном оттоке воды, затем разрушается при постоянной влажности. В этом случае необходимо к штуцерам присоединить дополнительные краны. При испытании песчаных грунтов один из штуцеров соединяется с вакуумным насосом. Штуцеры используются также для измерения порового давления.

Образец накрыт стаканом 4 из прозрачной пластмассы. Между стаканом и дном камеры проложено кольцо из резинового жгута. Для герметизации камеры стакан плотно прижимается к осно-

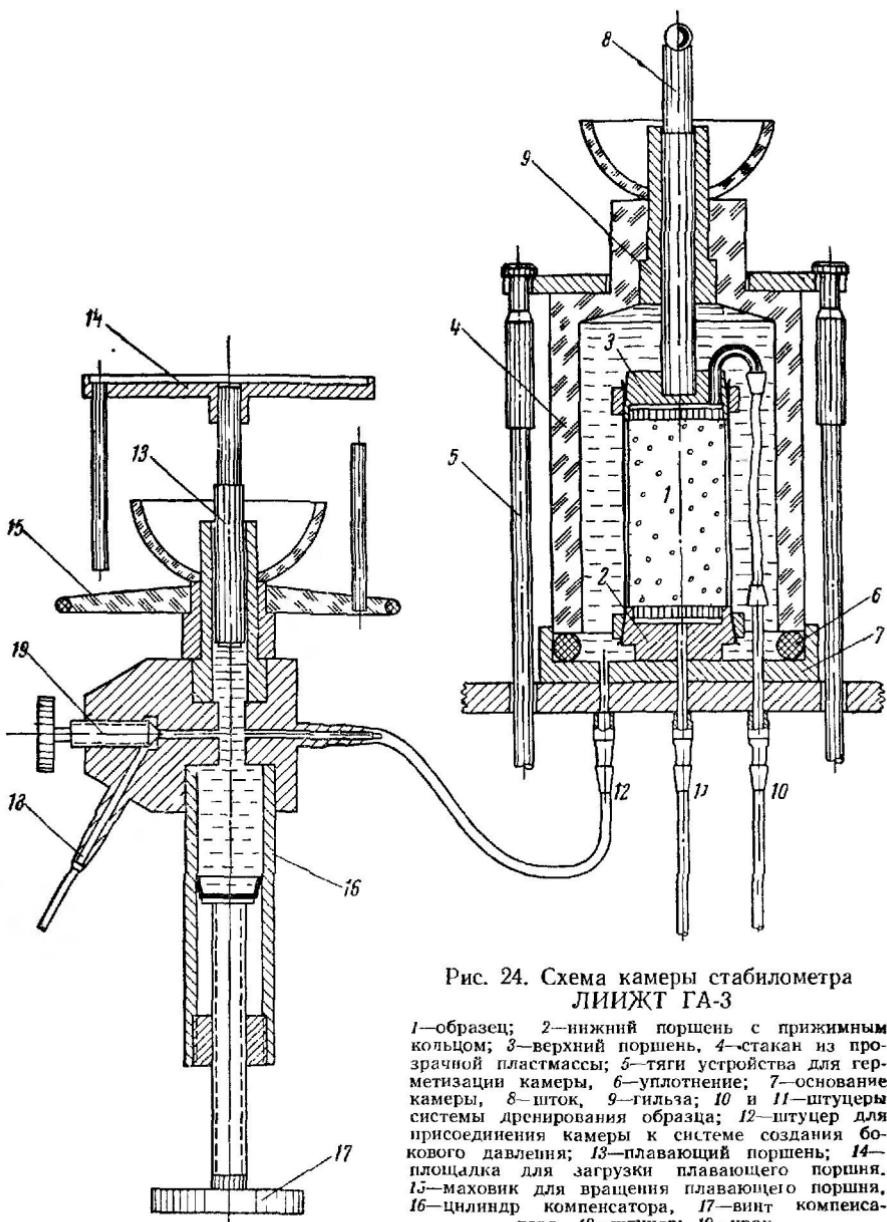


Рис. 24. Схема камеры стабилометра  
ЛИИЖТ ГА-3

1—образец; 2—нижний поршень с прижимным кольцом; 3—верхний поршень; 4—стакан из прозрачной пластмассы; 5—тяги устройства для герметизации камеры; 6—уплотнение; 7—основание камеры; 8—шток; 9—гильза; 10 и 11—штуцеры системы дренирования образца; 12—штуцер для присоединения камеры к системе создания бокового давления; 13—плавающий поршень; 14—площадка для загрузки плавающего поршня; 15—маховик для вращения плавающего поршня; 16—цилиндр компенсатора; 17—винт компенсатора; 18—штуцер; 19—кран.

ванию с помощью тяг 5, идущих от эксцентриков, насаженных на валу с рукоятью (расположены на станине прибора и на рисунке не показаны). Это устройство значительно удобнее, чем стяжные болты, применяемые в других стабилометрах; весь процесс сборки прибора перед опытом осуществляется одним нажатием рукоятки и производится менее чем за 1 минуту.

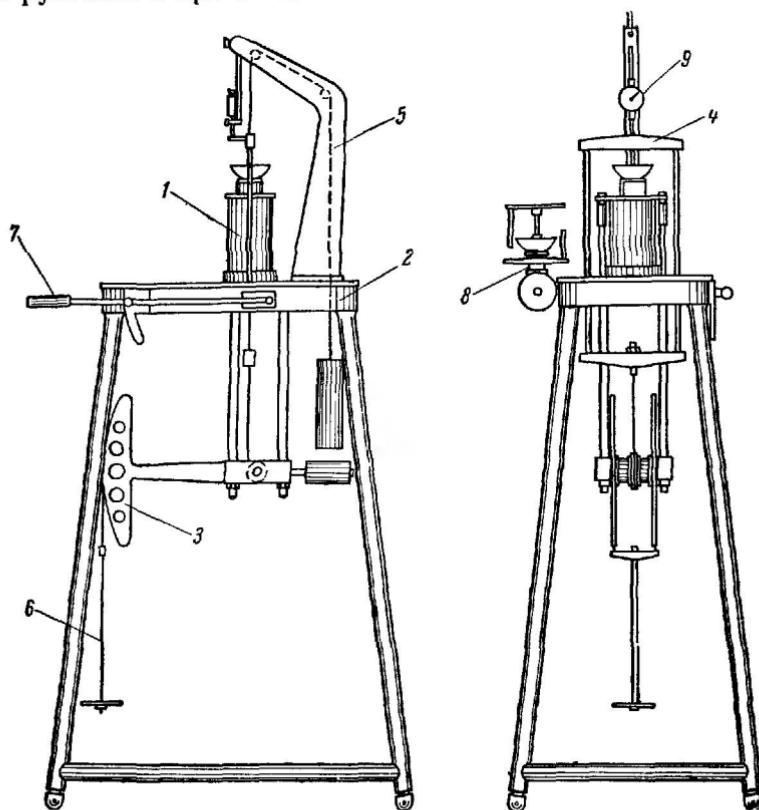


Рис. 25. Стабилометр ЛИИЖТ ГА-3 на станине

1—камера стабилометра; 2—станина; 3—пресс; 4—рама, 5—кронштейн с противовесом для уравновешивания рамы, 6—подиеска для гирь, 7—рукоятка устройства для герметизации камеры; 8—система для создания бокового давления (плавающий поршень с компенсатором)

Всестороннее давление на образец создается по способу плавающего поршня. Плавающий поршень 13 в притертои с высокой степенью точности гильзе объединен в один узел с цилиндром компенсатора 16.

Осьное давление на образец передается через верхний поршень на шток 8, свободно скользящий в гильзе 9, запрессованной в стакан 4. Герметизация обеспечивается тщательной притиркой без какого-либо уплотнения.

Заполнение прибора водой производится через штуцер 18, к которому присоединена бутиль с тубусом. Кран 19 открывается, и шток 8 извлекается из гильзы. Бутиль поднимается выше прибора, и вода самотеком заполняет камеру и цилиндр компенсатора (винт компенсатора опускается в крайнее нижнее положение). После заполнения камеры водой кран 19 закрывается и шток 8 вставляется в гильзу.

На рис. 25 представлена камера стабилометра ЛИИЖТ ГА-3, смонтированная на станине со шкивным прессом. Весьма простая по конструкции и удобная в работе установка с успехом

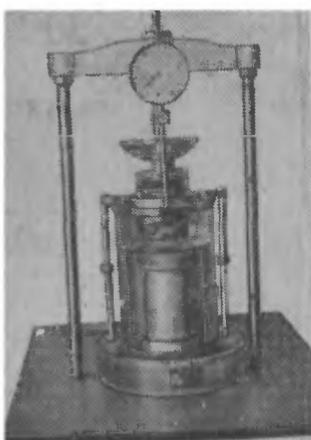


Рис. 26. Рабочая камера стабилометра ЛИИЖТ ГА-3

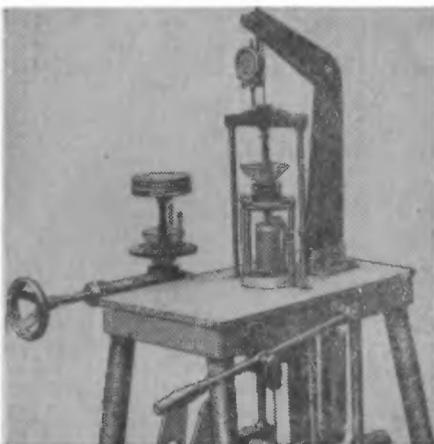


Рис. 27. Стабилометр ЛИИЖТ ГА-3

может быть применена в лабораторных и полевых условиях. В этом виде стабилометр не нуждается в манометрах, динамометре, снабжении сжатым воздухом, силовых двигателях и т. д.

Внешний вид камеры стабилометра ЛИИЖТ ГА-3 и смонтированного на станине прибора представлены на рис. 26 и 27.

В стационарных условиях камера ГА-3 может быть использована в сочетании с автоматически действующими прессами, развивающими усилие 0,5—1 т.

В лаборатории механики грунтов ЛИИЖТа применяется автоматический винтовой пресс ЛИИЖТ АВП-1 (рис. 28), позволяющий производить испытания по схеме управляемой деформации. Скорость деформации может задаваться в широком диапазоне — от 2,4 до 0,002  $\text{мм}/\text{мин}$ . В процессе испытаний производится автоматическая запись результатов. Для измерения и записи поперечных деформаций образца с точностью до 0,01  $\text{мм}$

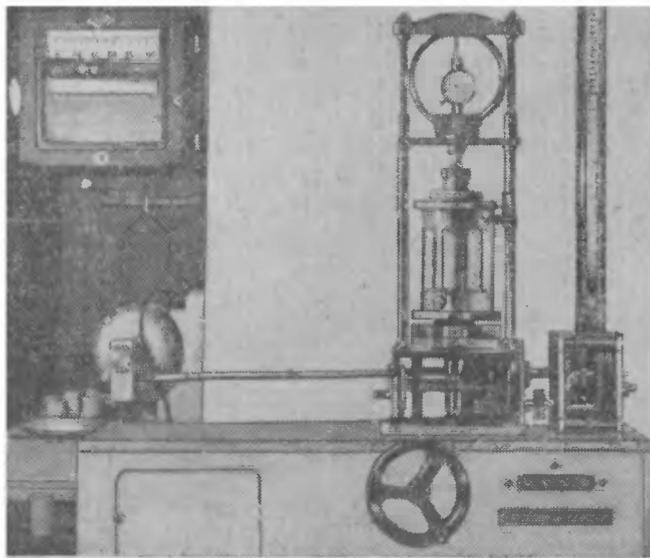


Рис. 28 Пресс ЛИИЖТ АВП-1

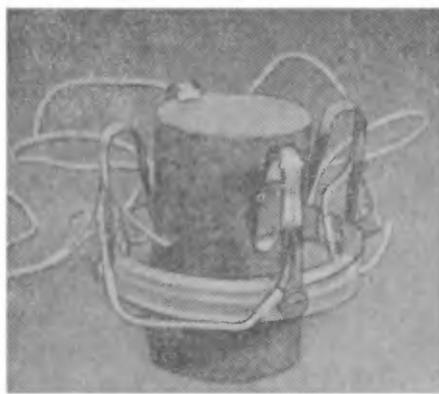


Рис. 29. Датчики для дистанционного измерения поперечных деформаций

служит приспособление в виде кольца с лапками, изображенное на рис. 29. На гибких упругих лапках наклеены тензодатчики сопротивления.

### Способы измерения порового давления

Современные стабилометры оборудуются специальными устройствами для измерения давлений в воде, содержащейся в порах грунта. В настоящее время широко практикуются также натурные измерения порового давления в земляных плотинах и основаниях сооружений. Здесь рассмотрены основные методы и устройства для измерения порового давления в лабораторных условиях.

При испытаниях грунтов на стабилометрах давление в поровой воде измеряется в средней части образца или на уровне его торцов. В первом случае через резиновую оболочку вводится перфорированная тонкостенная трубка (обычно инъекционная игла), что усложняет процесс зарядки стабилизатора, так как требует изоляции места ввода. Поэтому иглу иногда располагают вертикально, пропуская ее через базу прибора.

Находящаяся в образце игла нарушает однородность грунта и препятствует его деформации; вдоль иглы возможно образование сосредоточенного фильтрационного тока. Хотя эти обстоятельства искажают результаты измерений, но в случае проведения дренированных испытаний указанная методика является пока единственной, позволяющей оценить величину нейтральных давлений в центральной части образца.

Измерение давлений в плоскостях торцов целесообразно при проведении недренированных и консолидированно-недренированных испытаний, так как в этом случае по результатам опыта можно судить о величине порового давления внутри образца.

Разнообразные системы устройств, применяющихся в настоящее время для измерения порового давления, можно условно разделить на три основных типа:

- 1) системы с непосредственным измерением давления;
- 2) компенсационные системы, работающие по принципу создания противодавления;
- 3) устройства, включенные в систему измерения бокового давления.

Наиболее простым измерительным прибором первого типа является заполненный дегазированной водой стеклянный капилляр, один конец которого запаян. У запаянного конца оставлен пузырек воздуха. Увеличение порового давления измеряется сжатием воздушного пузырька. Приборы этого типа требуют тщательной тарировки. Они чувствительны к изменениям температуры и барометрического давления, вследствие чего в показания необходимо вводить соответствующие поправки.

В компенсационных системах для уравновешивания порового давления используется:

- а) сжатый воздух;
- б) противодавление воды, создаваемое винтовым прессом;
- в) давление столба ртути, обусловленное подъемом открытого конца ртутного манометра;
- г) давление масла, возникающее вследствие его расширения при нагревании.

Пневматический принцип создания противодавления впервые был применен Рендуликом в 1936 г. и до настоящего времени применяется в измерительных приборах.

На рис. 30 изображена схема, примененная Бьерумом. Величина порового давления, уравновешенного давлением воздуха из напорного резервуара 6, опреде-

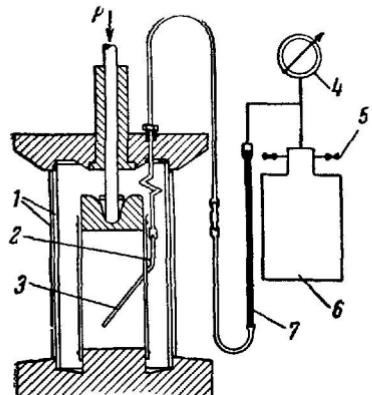


Рис. 30. Схема измерения порового давления с пневматической компенсацией

1—цилиндр, 2—резиновая трубка, 3—игла, 4—манометр, 5—регулировочный кран, 6—баллон со сжатым воздухом; 7—капилляр

ляется показаниями манометра 4. О равновесии между давлением поровой воды и противодавлением воздуха судят по положению мениска воды в капилляре 7.

Противодавление воды, создаваемое винтовым прессом, часто применяется в английских стабилометрах. Несколько таких установок описано в книге Бишопа и Хенкеля [3].

Примером автоматической компенсационной системы (рис. 31) такого типа служит прибор Гидропроекта [7]. При повышении давления в поровой среде замыкается контакт в пра-

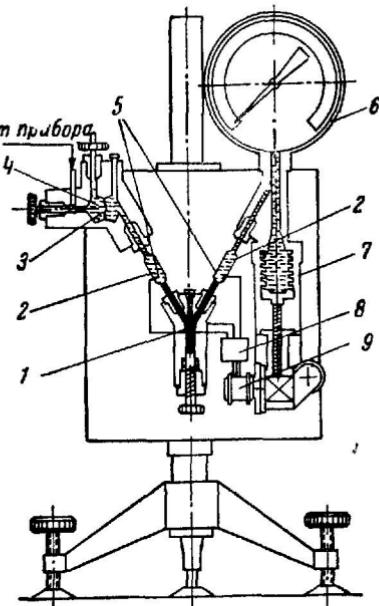


Рис. 31. Схема компенсационного прибора Гидропроекта для измерения порового давления

1—ртуть 2—масло, 3—разделительная диафрагма, 4—вода, 5—контакты, 6—манометр, 7—сильфон, 8—реле; 9—электродвигатель

вом колене стеклянной трубы, вследствие чего электродвигатель 9 приводит в движение винт, сжимающий заполненный маслом сильфон 7. Когда давление в трубке несколько превысит величину измеряемого давления, произойдет размыкание правого контакта ртутного индикатора и замыкание левого. Это вызовет работу электродвигателя в обратном направлении, противодавление начнет снижаться, пока не окажется несколько меньшим, чем измеряемое давление. Такие циклы повторяются при работе непрерывно. О величине давления судят по показаниям манометра 6.

Система создания противодавления посредством перемещения по высоте открытого колена ртутного манометра применялась для измерения порового давления в торфе и описана в литературе [15].

Схема самокомпенсирующейся системы, в которой противодавление создается нагреваемым маслом, приведена на рис. 32 [19]. Полость, в которой манометром 4 измеряется давление, подключена к камере со ртутно-платиновым контактом 2. Это давление компенсируется давлением, возникающим в масле вследствие его расширения при нагревании электронагревателем. При увеличении компенсирующего давления контакт 2 замыкается, что приводит к прекращению действия нагревателя и включению охлаждающей системы. Вследствие падения давления в масле происходит размыкание контакта 2, и цикл работы прибора повторяется. Установки, работающие по принципу создания противодавления, несколько сложнее в техническом исполнении и в эксплуатации, но позволяют наиболее точно производить измерения.

Третий тип устройства для измерения порового давления представлен на рис. 33 [5].

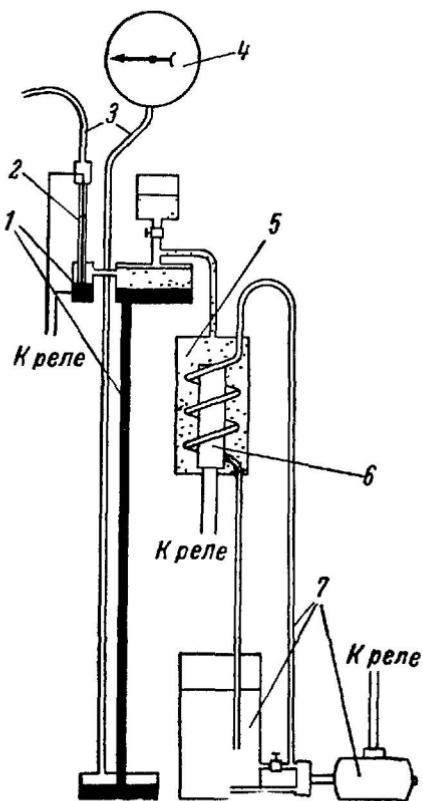


Рис. 32. Схема измерения порового давления, основанная на эффекте объемного расширения масла при нагревании

1—ртуть; 2—рутно-платиновый контакт;  
3—вода; 4—манометр; 5—масло; 6—нагреватель; 7—система охлаждения

Ртутный манометр 4 имеет гидравлическое соединение с внутренней полостью образца через нижнее дно камеры и пневматическое соединение с системой бокового давления. Одно колено манометра (глухое) служит для компенсации объема ртути при изменениях бокового давления. В любой момент времени в коленах манометра существует равновесие между боковым и поровым давлением, а также давлением пузырька воздуха в глухом

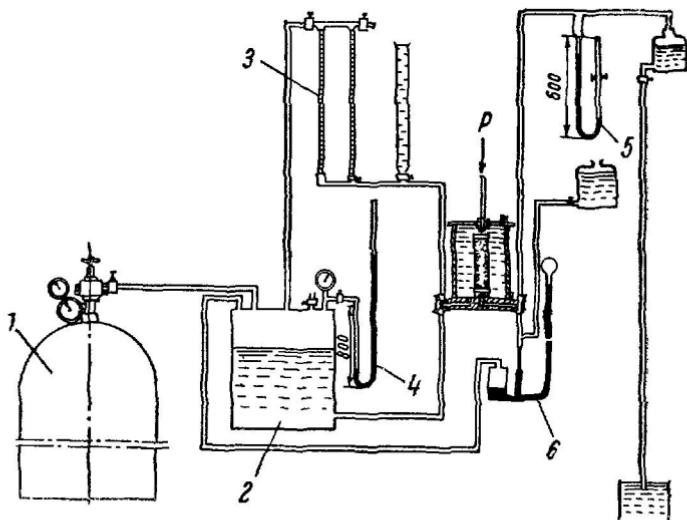


Рис. 33. Схема измерения порового давления, включенная в систему измерения бокового давления

1—баллон со сжатым воздухом; 2—глицерин; 3—измеритель объема образца; 4—ртутный манометр; 5—вакуумметр; 6—измеритель порового давления

колене. Устройства 3 для определения изменения объема образца выполнено в виде отдельного подключения к камере, что устраивает неизбежные потери напора из системы порового давления.

Системы этого типа менее точны, чем системы противодавления, и требуют тщательной тарировки на потерю давления при изменении уровня ртути в капилляре.

Таким образом, наиболее точными и приемлемыми для лабораторной практики следует считать компенсационные системы, работающие по принципу создания противодавления.

#### § 4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СТАБИЛОМЕТРЫ ТИПА Б ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ ПРИ СРЕДНИХ БОКОВЫХ ДАВЛЕНИЯХ

Испытание грунтов на стабилометрах типа Б впервые было проведено Е. И. Медковым; разработанный им прибор М-2 (рис. 34) следует считать наиболее совершенным аппаратом этого типа.

Образец грунта в резиновой оболочке 3 помещается в камеру между жесткими фильтрами 2. Пространство между оболочкой и корпусом прибора 1 заполняется дистиллированной, предварительно прокипяченной водой. Вертикальное давление на образец передается через поршень 5, плотно охватываемый в нижней части резиновой оболочкой. Изменение бокового давления на образец осуществляется компенсатором 12, смонтированным на корпусе. Регулирование этого давления и замер бокового расширения образца производятся посредством детали 7, состоящей из пружинного регулятора и волюметра 8. Давление в гидравлической камере прибора замеряется манометром 13.

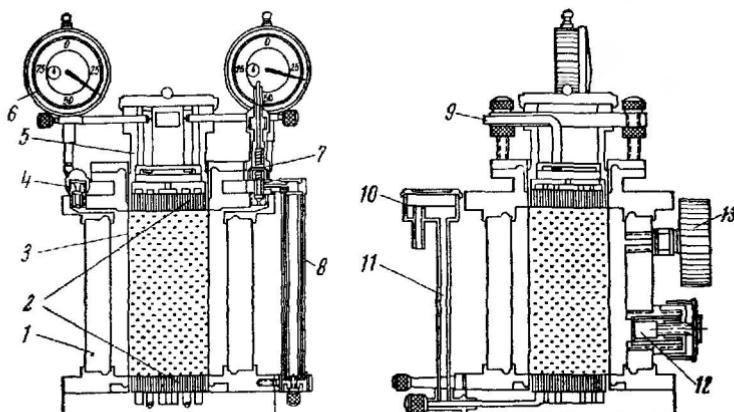


Рис. 34. Схема стабилометра М-2

1—корпус; 2—пористые диски; 3—резиновая оболочка; 4—наполнительный клапан; 5—поршень; 6—индикатор; 7—регулятор; 8—волюметр; 9—трубки; 10—уравнительный резервуар; 11—тройники; 12—компенсатор; 13—манометр.

метром 13. Вертикальное перемещение поршня при сжатии образца замеряется индикаторами 6, а боковое расширение грунта — по объему воды, вытесненной в волюметр; детали 9, 10 и 11 предназначены для испытания грунта на водопроницаемость.

Другая модель стабилометра разработана в Уральском политехническом институте Н. А. Цилориком. Особого внимания заслуживает предложенный им пробоотборатель-грунтонос, позволяющий отбирать пробы любого грунта сразу в резиновые оболочки.

В Ленинградском институте инженеров железнодорожного транспорта им. Образцова под руководством Н. Н. Сидорова разработан гидравлический стабилометр ЛИИЖТ ГБ-2 (рис. 35).

Образец 1 в резиновой оболочке 2 устанавливается на неподвижном поршне 4, составляющем одно целое с основанием 3. На основание ставится цилиндр из прозрачной пластмассы 7 и

плотно зажимается крышкой 5 с помощью стяжных болтов 8. Герметизация камеры обеспечивается уплотнением 6. Резиновая оболочка закрепляется на нижнем поршне прижимным кольцом. Верхний конец оболочки отгибается на кольцевой выступ крышки и прижимается к ней втулкой 10 и накидной гайкой 9. Этим исключается возможность просачивания воды между оболочкой и крышкой. Верхний подвижный поршень проходит через

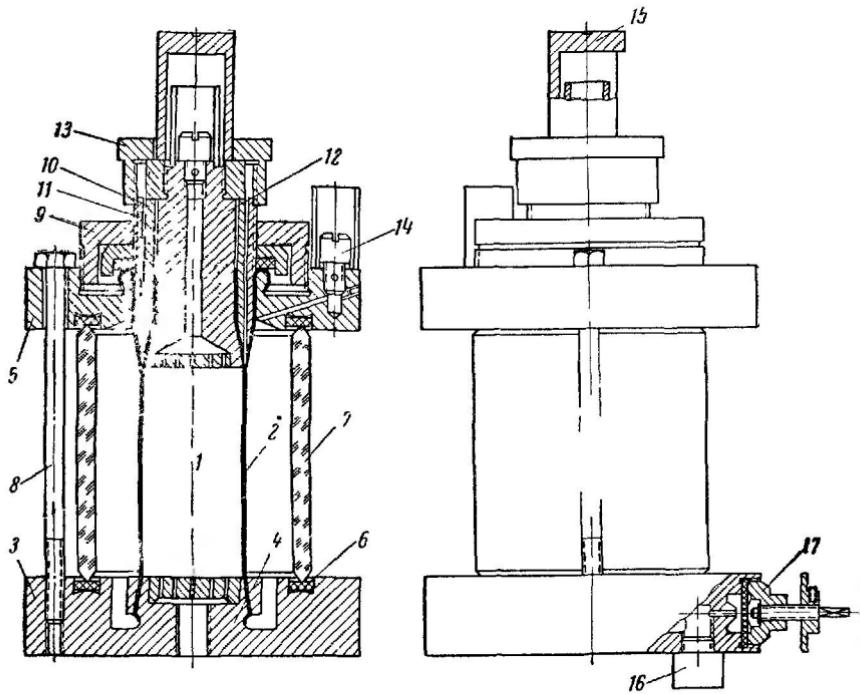


Рис. 35. Схема стабилометра ЛИИЖТ ГБ-2

1—образец; 2—резиновая оболочка; 3—основание; 4—неподвижный поршень с прижимным коническим кольцом; 5—крышка; 6—уплотнитель; 7—цилиндр из прозрачной пластмассы; 8—стяжные болты; 9—накидная гайка для герметизации; 10—втулка; 11—цилиндрическая гильза подвижного поршия; 12—вкладыш подвижного поршия; 13—артири; 14—отверстие с пробкой для удаления воздуха из камеры; 15—крышка с лункой для передачи осевого давления; 16—отверстие для присоединения манометра; 17—кран с резиновой диафрагмой

втулку и устанавливается на торец образца; поршень состоит из деталей 11, 12 и 15.

Прибор при помощи штуцера с краном 17 присоединяется к системе для создания и регулирования бокового давления. Через этот же штуцер производится заполнение камеры водой, причем воздух выходит через отверстие с пробкой 14.

Прибор предназначен для испытаний всех видов грунтов; размеры образца: диаметр 4 и высота 8 см.

Одной из отличительных особенностей стабилометра является возможность полного предотвращения просачивания между втулкой и подвижным поршнем воды, отжимаемой из грунта в процессе испытания. Для этого на образец надевается вторая резиновая оболочка, верхний конец которой при зарядке прибора зажимается между деталями подвижного поршня 11 и 12. Это позволяет управлять процессом дренирования образца в ходе испытания, обеспечивает проведение недренированного сдвига и определение коэффициента фильтрации при отсутствии бокового давления.

На рис. 36 показана установка, состоящая из трех стабилометров ЛИИЖТ ГБ-2, предназначенная для длительных испытаний грунтов. Запись осевых деформаций производится самописцем с часовым механизмом. Осевое усилие создается шкивными прессами. Приборы используются также в сочетании с прессом ЛИИЖТ АВП-1.

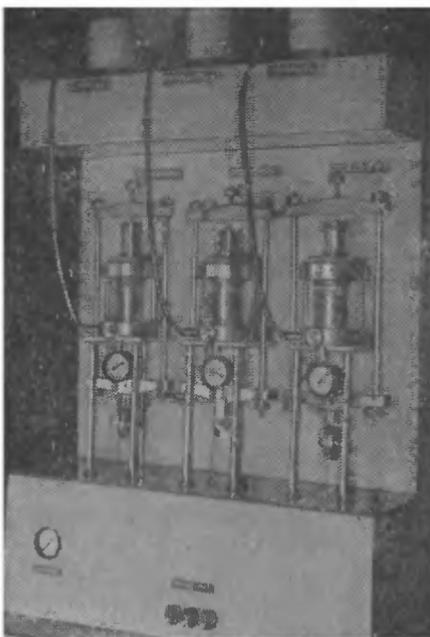


Рис. 36 Установка из трех стабилометров ЛИИЖТ ГБ-2

## § 5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СТАБИЛОМЕТРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ВЫСОКИХ И СВЕРХВЫСОКИХ БОКОВЫХ ДАВЛЕНИЯХ

Для испытания песчаных и глинистых грунтов при боковых давлениях, достигающих  $30 \text{ кг}/\text{см}^2$ , в ЛИИЖТе под руководством Н. Н. Сидорова был сконструирован и изготовлен стабилометр типа А (рис. 37 и 38). Размеры образца: диаметр 4 и высота 8 см.

Образец 1 укладывается между двумя пустотелыми поршнями 2, на которых прижимными кольцами закреплена резиновая оболочка 3. Внутренние полости поршней изолированы от жидкости, заполняющей рабочую камеру, и соединены с трубкой 4 и каналом в нижнем поршине, выведенным за пределы рабочей камеры.

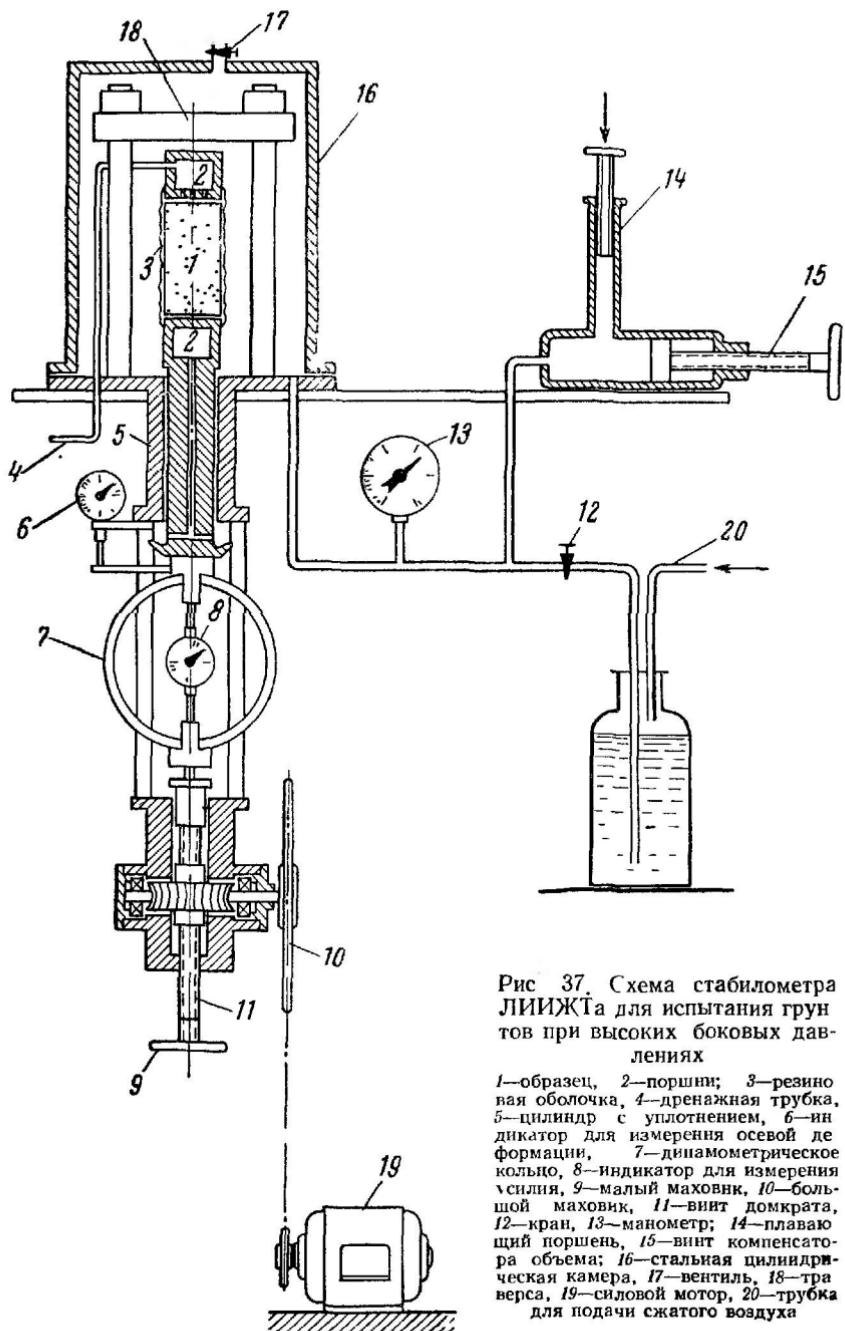


Рис. 37. Схема стабилометра ЛИИЖТа для испытания грунтов при высоких боковых давлениях

1—образец, 2—поршень; 3—резиновая оболочка, 4—дренажная трубка, 5—цилиндр с уплотнением, 6—индикатор для измерения осевой деформации, 7—динамометрическое кольцо, 8—индикатор для измерения усилия, 9—малый маховик, 10—большой маховик, 11—вентиль домкрата, 12—кран, 13—манометр; 14—плавающий поршень, 15—вентиль компенсатора объема; 16—стальная цилиндрическая камера, 17—вентиль, 18—траверса, 19—силовой мотор, 20—трубка для подачи сжатого воздуха

Затем образец помещается в герметически закрытую камеру, образуемую цилиндром 16, который при помощи фланцев притягивается болтами к основанию, для уплотнения в кольцевой паз между цилиндром и основанием помещается прокладка из резины или картона

Для создания бокового давления служит система плавающего поршня, состоящая из плунжерной пары 14 и компенсатора 15, это обеспечивает создание и точное измерение бокового давления и поддержание его на постоянном уровне в течение определенного времени

В качестве рабочей жидкости принят глицерин, обладающий значительной вязкостью, что предотвращает его выдавливание из рабочего цилиндра при больших давлениях, кроме того, глицерин не разрушает резину

Для ускорения заполнения и опорожнения камеры глицерином применен насос Комовского

Осевое давление на образец производится винтовым домкратом 11, который может приводиться в движение тремя способами

а) вручную — вращением малого маховика 9, этим способом можно быстро опустить и поднять винт, а следовательно, и соединенный с ним шток и нижний поршень 2, однако нельзя создать значительное усилие, поэтому малый маховик используется только для зарядки и разрядки прибора

б) вручную — вращением большого маховика 10, включающего червячную пару 1 40, движением винта можно создать усилие на шток до 1,5 т, этот способ используется при испытаниях образцов по принципу заданного закона нарастания вертикальной нагрузки,

в) механически — при помощи двигателя с редуктором 19; в качестве двигателя использован синхронный электродвигатель мощностью 250 вт, для уменьшения числа оборотов служит

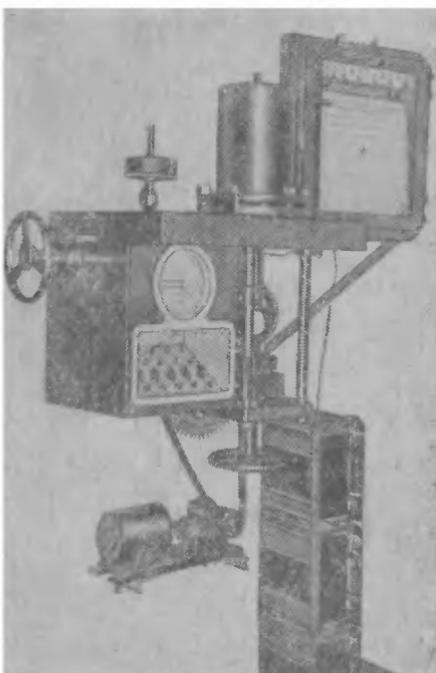


Рис. 38 Стабилометр ЛИУЖГа для испытания грунтов при высоких боковых давлениях

система, состоящая из клино-ременной передачи со сменными шкивами и червячного редуктора; данный способ используется для испытаний образцов по принципу непрерывно нарастающей по линейному закону деформации. Двигатель с редуктором устанавливается отдельно и соединяется с валом винтового домкрата

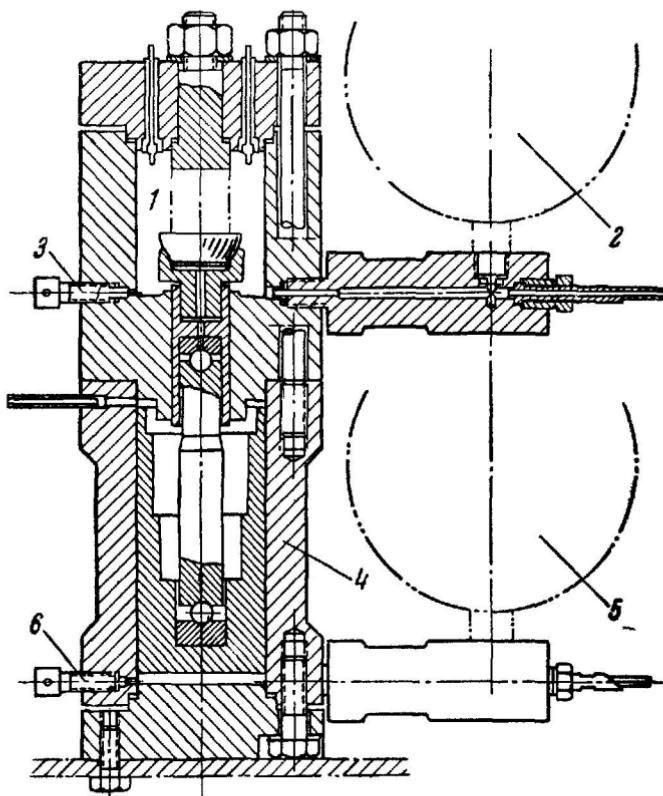


Рис. 39. Схема стабилометра КБР

1—стальной стакан, 2—манометр системы бокового давления; 3—шариковый затвор системы бокового давления; 4—гидравлический пресс для создания осевого давления; 5—манометр гидравлического пресса; 6—шариковый затвор гидравлического пресса

цепной передачей, что позволяет избежать сотрясений стабилометра при опыте.

Измерение осевого усилия на образец производится кольцевым динамометром 7. В процессе испытаний фиксируются и автоматически записываются величины осевого усилия, бокового давления, осевой и поперечной деформаций образца. Для измерения осевого усилия применены две независимые системы тензодатчиков, наклеенных на кольце динамометра и тра-

версе 18; показания второй системы свободны от искажений, вносимых трением поршня в цилиндре 5. Для измерения боковых деформаций применен датчик.

В Институте мерзлотоведения АН СССР имени В. А. Обручева применяется прибор ПТСМГ-1, сконструированный В. А. Калининым, Н. Н. Аноровым и Б. В. Цыплаковым и изготовленный в научно-исследовательском секторе Гидропроекта. Прибор работает по принципу стабилометра типа А и предназначен для длительных испытаний мерзлых грунтов (температура до  $-20^{\circ}\text{C}$ ) при боковых давлениях до  $60 \text{ кг}/\text{см}^2$ .

Большой интерес представляет стабилометр КБР, созданный во Всесоюзном научно-исследовательском маркшейдерском институте (рис. 39). Прибор предназначен для определения коэффициента бокового давления твердых глинистых грунтов и скальных пород при осевых давлениях до  $700$  и боковых — до  $400 \text{ кг}/\text{см}^2$ . Стабилометр состоит из прочного стального стакана 1 с герметизированной полостью, в которой помещается образец (диаметр 3, высота 4 см); в эту полость нагнетается масло, создающее гидростатическое давление на боковую поверхность образца.

Камера плотно закрывается герметической крышкой и имеет перекрываемое шариковым затвором отверстие 3 для быстрого сообщения ее полости с атмосферой и для сброса бокового давления. Для создания осевого давления сквозь дно камеры в ее полость входит плунжер, приводимый в движение гидравлическим прессом 4. Цилиндр гидравлического пресса имеет ввод для нагнетания масла с гнездом для манометра 5, а также шариковый затвор 6 для сброса осевого давления.

На образец надевается тензометр поперечных деформаций (рис. 40), включенный в мостовую схему.

Стабилометр связан с установкой автоматически регулирующей боковое давление в камере; по мере роста осевого давления боковая деформация образца остается неизменной, равной некоторой наперед заданной величине, что позволяет определять коэффициент бокового давления при различной степени возможности бокового расширения.

Григgs и Хэндин в Калифорнийском университете сконструировали стабилометр, на котором проводили испытания скальных

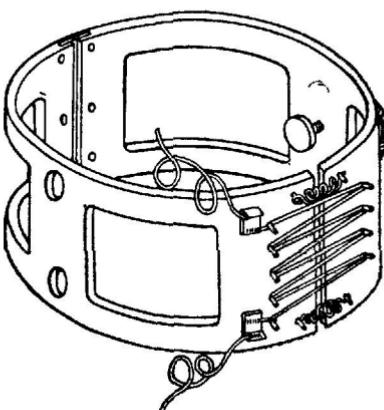


Рис. 40. Тензометр поперечных деформаций образца стабилометра КБР

грунтов при боковых давлениях до  $2000 \text{ кг}/\text{см}^2$ . Образцы диаметром 1,27 и высотой 2,54 см в оболочке из красной меди помещались в камеру, заполненную керосином.

В лаборатории бетона Деневерского центра (США) имеется установка для испытания на трехосное сжатие цилиндрических образцов скальных пород и бетона размером  $150 \times 300 \text{ мм}$ ; образцы в контейнере машины подвергаются боковому гидростатическому давлению, которое поддерживается постоянным при увеличении сжимающего усилия, прикладываемого к основанию образцов. Гидравлическая система позволяет обеспечить боковое гидростатическое давление до  $8750 \text{ кг}/\text{см}^2$  и осевую нагрузку до 3400 т. Толщина стенок контейнера 390 мм.

---

### *Глава III*

## **МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ НА ПРИБОРАХ ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ**

### **§ 1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОМПЛЕКСА ХАРАКТЕРИСТИК МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ТРЕХОСНЫХ ИСПЫТАНИЙ**

Напряженное состояние грунта при испытании на стабилометре типа А представлено на рис. 41. На образец действует всестороннее давление, которое в процессе опыта поддерживается неизменным. Осевое давление постепенно увеличивается, для чего к торцам образца прикладывается все возрастающее давление  $q$ . Сжатие грунта сопровождается развитием осевых и попечерных деформаций, которые фиксируются в ходе испытаний. Основным результатом опыта является зависимость между относительной осевой деформацией  $\lambda$  и девиатором напряжений  $q$  (т. е. дополнительным, сверх всестороннего, давлением на образец); на начальном участке кривой сжатия эта зависимость близка к линейной, т. е. может быть выделен интервал линейной зависимости от  $q=0$  до  $q=q_{\text{проп}}$ . Тогда, распространяя на грунт понятие о линейно-деформируемой среде, имеем:

$$\lambda = \frac{\Delta h}{h} = \frac{q}{E},$$

где  $E$  — модуль деформации, численно равный котангенсу угла наклона спрямленного участка кривой сжатия к оси абсцисс.

Практически  $E$  определяется по величине относительной осевой деформации в конце интервала линейной зависимости  $\lambda_{\text{проп}}$ :

$$E = \frac{q_{\text{проп}}}{\lambda_{\text{проп}}}.$$

Аналогично модуль деформации может быть определен для любого интервала давлений

$$E_{1-2} = \frac{q_2 - q_1}{\lambda_2 - \lambda_1},$$

где  $E_{1-2}$  — среднее значение модуля деформации в интервале давлений  $q_1$  и  $q_2$ ;

$\lambda_1$  и  $\lambda_2$  — относительные осевые деформации при тех же давлениях.

Интервал давлений, так же как и при обработке результатов компрессионных испытаний, выбирается в зависимости от конкретной задачи, стоящей перед данным исследованием.

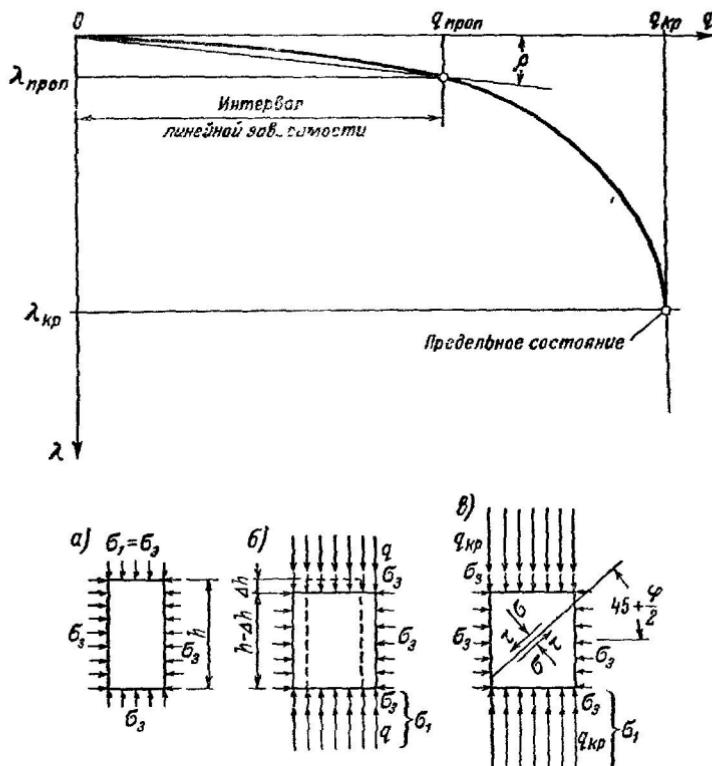


Рис. 41. Кривая сжатия и напряженное состояние образца в стабилометре типа А

а—исходное состояние перед началом опыта; б—интервал линейной зависимости; в—пределное состояние (разрушение грунта)

В предельном состоянии (в момент разрушения) грунта по теории прочности Мора

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi,$$

где  $\sigma_3 = \sigma_2$  — меньшее и среднее главные напряжения, равные всестороннему давлению в камере стабилометра типа А;

$\sigma_1 = \sigma_3 + q_{kp}$  — большее главное напряжение;

$q_{kp}$  — девиатор напряжений в момент разрушения образца;

$\varphi$  — угол внутреннего трения грунта;  
 $c$  — сцепление.

Для определения параметров  $\varphi$  и  $c$  необходимо произвести разрушение нескольких образцов грунта при различных боковых давлениях. Далее задача может быть решена графически: построением серии предельных кругов напряжений, к которым проводится общая касательная. Более совершенными являются приемы, основанные на методах математической статистики. На основании опытов имеет серию значений  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ , связанных между собой зависимостью:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right).$$

Для нахождения вероятных значений  $\varphi$  и  $c$  по методу наименьших квадратов приводим формулу к виду:

$$\sigma_1 = \sigma_3 a + b, \quad (46)$$

где

$$a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right); \quad b = 2c \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right),$$

тогда

$$\begin{cases} \varphi = 2 \operatorname{arctg} \sqrt{a} - 90; \\ c = \frac{b}{2\sqrt{a}}. \end{cases} \quad (47)$$

По методу наименьших квадратов вероятные значения должны удовлетворять условию:

$$\sum [\sigma_1 - (\sigma_3 a + b)]^2 = \min.$$

Приравнивая нулю частные производные от этого выражения, получим:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial a} \sum [\sigma_1 - \sigma_3 a - b]^2 &= \sum [-2\sigma_3(\sigma_1 - \sigma_3 a - b)] = 0, \\ \frac{\partial}{\partial b} \sum [\sigma_1 - \sigma_3 a - b]^2 &= \sum [-2(\sigma_1 - \sigma_3 a - b)] = 0, \end{aligned}$$

откуда получаем систему уравнений с двумя неизвестными.

$$\sum_1^n \sigma_1 \sigma_3 - a \sum_1^n \sigma_3^2 - b \sum_1^n \sigma_3 = 0;$$

$$\sum_1^n \sigma_1 - a \sum_1^n \sigma_3 - nb = 0,$$

где  $n$  — число опытов, включенных в совместное решение.

Отсюда вероятные значения

$$a_{\text{в}} = \frac{n \sum_{1}^n \sigma_1 \sigma_3 - \sum_{1}^n \sigma_1 \sum_{1}^n \sigma_3}{n \sum_{1}^n \sigma_3^2 - (\sum_{1}^n \sigma_3)^2};$$

$$b_{\text{в}} = \frac{\sum_{1}^n \sigma_3^2 \sum_{1}^n \sigma_1 - \sum_{1}^n \sigma_3 \sum_{1}^n \sigma_1 \sigma_3}{n \sum_{1}^n \sigma_3^2 - (\sum_{1}^n \sigma_3)^2}.$$

Квадратичные ошибки найденных вероятных значений неизвестных:

$$\mu_a = \sqrt{\frac{\sum_{1}^n \epsilon^2}{p_a(n-2)}},$$

$$\mu_b = \sqrt{\frac{\sum_{1}^n \epsilon^2}{p_b(n-2)}},$$

где  $\sum_{1}^n \epsilon^2$  — сумма квадратов отклонений значений  $\sigma_1^1$  вычисленных по формуле (46), после подстановки в нее вероятных значений  $a$  и  $b$  от найденных опытом значений  $\sigma_1$ ;

$p_a$  и  $p_b$  — веса полученных неизвестных.

Значения  $p_a$  и  $p_b$ :

$$p_a = \frac{n \sum_{1}^n \sigma_3^2 - (\sum_{1}^n \sigma_3)^2}{n};$$

$$p_b = \frac{n \sum_{1}^n \sigma_3^2 - (\sum_{1}^n \sigma_3)^2}{\sum_{1}^n \sigma_3^2}.$$

Значения неизвестных:

$$\left. \begin{array}{l} a = a_{\text{в}} \pm \mu_a; \\ b = b_{\text{в}} \pm \mu_b. \end{array} \right\} \quad (48)$$

Все вычисление рекомендуется свести в табл. 1.

Таблица 1

№ опы- тов	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\sigma_1\sigma_3$	$\sigma_3^2$	При $a_B =$ и $b_B =$		
	$\sigma'_1$	$\epsilon$	$\epsilon^2$				
$n =$	$\sum_1^n \sigma_1$	$\sum_1^n \sigma_3$	$\sum_1^n \sigma_1\sigma_3$	$\sum_1^n \sigma_3^2$			$\sum_1^n \epsilon^2$

По найденным из формулы (48) значениям  $a$  и  $b$  определяются значения  $\varphi$  и  $c$  по формулам (47).

Относительные квадратичные ошибки  $a_B$  и  $b_B$ :

$$\delta_a = \frac{\mu_a}{a_B}; \quad \delta_b = \frac{\mu_b}{b_B}.$$

Абсолютные квадратичные ошибки нахождения  $c$ .

$$\Delta c = c \left( \delta_b + \frac{\delta_a}{2} \right).$$

Абсолютные квадратичные ошибки нахождения  $\varphi$ :

$$\Delta \varphi = \frac{\delta_a \operatorname{tg} \varphi}{2(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}.$$

Указанные методы определения  $\varphi$  и  $c$  предполагали наличие линейной огибающей кругов напряжений.

Графически или аналитически, с применением методов математической статистики, задача может быть решена в предположении о нелинейности огибающей.

При работе на стабилометрах типа Б можно придерживаться указанной выше методики, т. е. сжимать образец грунта до разрушения, поддерживая в камере постоянное боковое давление Е. И. Медков предлагает иную методику, которая детально изложена в его монографии [9], а также в руководстве Е. Г. Чаповского [18].

## § 2. ИСПЫТАНИЯ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Типичные кривые сжатия для рыхлого и плотного песка, по результатам опытов на вакуумном стабилометре, представлены на рис. 42.

Для плотных песков первоначально деформации нарастают медленно и лишь при напряжениях, близких к разрушающим,

происходит резкая осадка образца. Для рыхлых песков наблюдается непрерывное возрастание интенсивности деформаций; явно выраженная критическая точка на графике сжатия отсутствует.

Плотные пески разрушаются в результате сдвига (среза) одной части образца относительно другой. Сдвиг происходит по четко выраженной плоскости (или нескольким плоскостям), наклоненной к оси большего из главных напряжений под углом менее  $45^\circ$  (рис. 43). Иной характер носит разрушение рыхлых песков. В этом случае нет явно выраженной поверхности среза, разрушение происходит в результате взаимных перемещений

(сдвигов) зерен в некоторой зоне внутри образца, который принимает характерную форму «бочки» (рис. 44).

Теоретически угол наклона площадки сдвига к оси большего из главных напряжений составляет  $45 - \frac{\varphi}{2}$ , где  $\varphi$  — угол внутреннего трения. В ЛИИЖТе была поставлена серия опытов, подтвердивших указанное положение. На рис. 45 показан разрезанный после разрушения образец песка с прослойками окрашенных зерен. Четко видны плоскости разрушения. Углы внутреннего трения, определенные по углу наклона плоскостей и по соотношению главных напряжений в момент разрушения, практически совпали.

Для песков характерна сравнительно большая величина угла внутреннего трения (цепление практически отсутствует). В соответствии с этим уравнения (8) и (9) принимают вид:

$$\tau = c_n \operatorname{tg} \varphi;$$

$$\frac{c_1 - c_3}{c_1 + c_3} = \sin \varphi.$$

Графиком зависимости  $\tau$  от  $c_n$  будет прямая, проходящая через начало координат; для построения такого графика достаточно одного предельного круга, т. е. результатов одного опыта; с целью контроля необходимо проведение не менее трех испытаний.

На основании результатов многочисленных параллельных испытаний, проведенных в ЛИИЖТе с сухими и водонасыщенными песками на сдвиговых приборах и стабилометрах, было установлено характерное отличие графиков зависимости сопротивления сдвигу от нормального давления.

Во всех случаях огибающие предельных кругов напряжений, полученные по данным трехосного сжатия, проходили через начало координат, тогда как построенные по результатам опытов

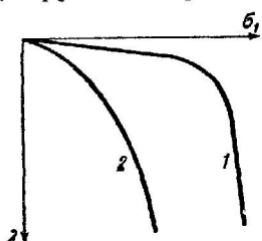


Рис. 42. Кривая сжатия при трехосных испытаниях песка

1 — плотный песок,  
2 — рыхлый песок

по углу наклона плоскостей и по соотношению главных напряжений в момент разрушения, практически совпали.

Для песков характерна сравнительно большая величина угла внутреннего трения (цепление практически отсутствует). В соответствии с этим уравнения (8) и (9) принимают вид:

$$\tau = c_n \operatorname{tg} \varphi;$$

$$\frac{c_1 - c_3}{c_1 + c_3} = \sin \varphi.$$

Графиком зависимости  $\tau$  от  $c_n$  будет прямая, проходящая через начало координат; для построения такого графика достаточно одного предельного круга, т. е. результатов одного опыта; с целью контроля необходимо проведение не менее трех испытаний.

На основании результатов многочисленных параллельных испытаний, проведенных в ЛИИЖТе с сухими и водонасыщенными песками на сдвиговых приборах и стабилометрах, было установлено характерное отличие графиков зависимости сопротивления сдвигу от нормального давления.

Во всех случаях огибающие предельных кругов напряжений, полученные по данным трехосного сжатия, проходили через начало координат, тогда как построенные по результатам опытов

на сдвигном приборе прямые при экстраполяции, как правило, отсекали некоторый отрезок  $c$  на оси  $\tau$ , значение которого достигает  $0,5 \text{ кг}/\text{см}^2$ . Одновременно обращает на себя внимание весьма близкое совпадение углов внутреннего трения, полученных на сдвигном приборе и стабилометре (исключение составляют крупнозернистые и гравелистые пески). Более достоверными следуют, очевидно, считать результаты, полученные на стабилометре,

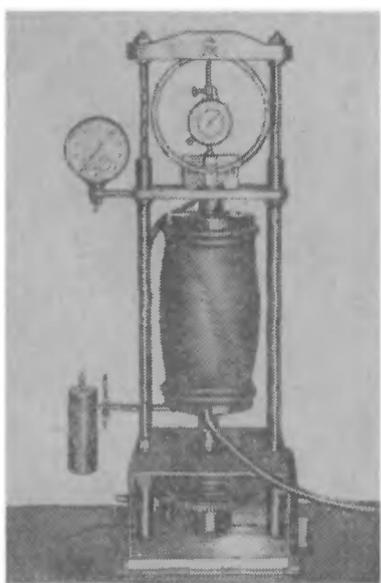


Рис. 43. Разрушение образца песка в форме скола

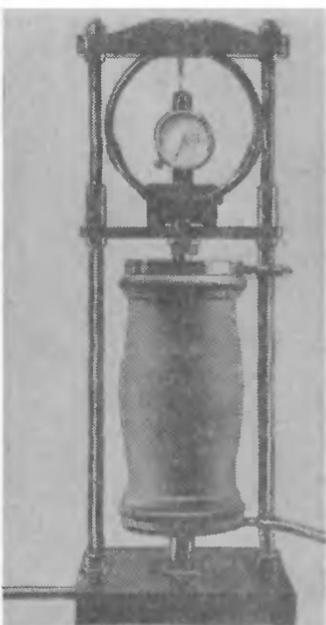


Рис. 44. Разрушение образца песка в форме «бочки»

так как они полностью согласуются с общепринятыми представлениями о природе сил сопротивления сдвигу несвязных грунтов

Существует мнение, что отрезок  $c$ , получаемый при обработке результатов испытаний песков на сдвиговых приборах, можно рассматривать как расчетный параметр зависимости  $\tau$  от  $\sigma_n$  объясняется специфическими особенностями сдвиговых приборов с принудительной плоскостью среза. Это искажение особенно резко оказывается при испытании крупнозернистых и гравелистых песков. В последнем случае применение сдвиговых приборов для определения  $\phi$  дает явно завышенные результаты.

Угол внутреннего трения песка зависит от его плотности. Влажность практически не влияет на величину этого угла; исключение составляют пылеватые пески, у которых  $\phi$  при насыщении водой понижается.

В неменьшей степени, чем гранулометрический состав или плотность, на сопротивление песков сдвигу влияет форма зерен и характер их поверхности. В табл. 2 приведены результаты испытаний четырех сходных по гранулометрическому составу, но

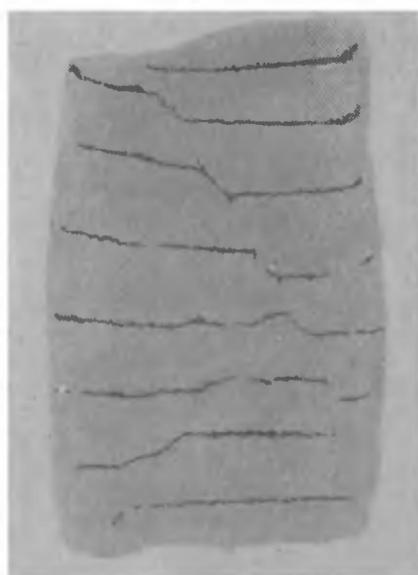


Рис. 45. Разрез разрушенного образца

различных по форме зерен мелкозернистых песков, углы внутреннего трения которых при тех же коэффициентах пористости оказались различными.

Таблица 2

Наименование грунта	Коэффициент пористости			
	0,55	0,60	0,65	0,70
Углы внутреннего трения в град				
Пески с округлыми зернами	37	35	34	33
	40	38	37	35
Пески с угловатыми зернами	46	43	41	40
	44	41	39	37

При определении расчетных значений углов внутреннего трения песков необходимо учитывать, как показали исследования ЛИИЖТ нелинейный характер зависимости  $\tau$  от  $\sigma_n$ . Иначе говоря, угол внутреннего трения песка при той же самой плотности не является величиной постоянной и зависит от нормального давления, уменьшаясь с увеличением последнего.

Наибольшее значение  $\phi$  имеет при  $\sigma_n$ , близком к нулю; при значениях  $\sigma_n$  от 0,5 до 4—5  $\text{кг}/\text{см}^2$  можно считать  $\phi$  практически постоянным; при больших значениях  $\sigma_n$  необходимо учитывать уменьшение значения  $\phi$  с возрастанием нормального давления.

В табл. 3 приводятся значения углов внутреннего трения песков для различных интервалов давлений по результатам испытаний на гидравлическом стабилометре

Таблица 3

Наименование грунта	Интервал нормальных давлений в $\text{кг}/\text{см}^2$					
	0,5	0,5—5	5—10	10—15	15—20	20—25
	Углы внутреннего трения в град					
Крупнозернистый песок . . . . .	45	43	41	39	36	34
Мелкозернистый песок . . . . .	43	40	38	36	34	33

На основании вышесказанного рекомендуется различать следующие случаи испытания песков в зависимости от нормальных давлений, ожидаемых в их массиве в естественных условиях (т. е. при эксплуатации сооружения):

1.  $\sigma_n$  до 0,5  $\text{кг}/\text{см}^2$ . Угол внутреннего трения принимается равным углу наклона касательной к предельному кругу напряжений при  $\sigma_3$  около 0,2  $\text{кг}/\text{см}^2$ . Испытание рекомендуется проводить на вакуумном стабилометре.

2.  $\sigma_n$  от 0,5 до 5  $\text{кг}/\text{см}^2$ . Угол внутреннего трения необходимо определять при  $\sigma_3$  от 0,2 до 3  $\text{кг}/\text{см}^2$ . Испытания рекомендуется проводить на вакуумных стабилометрах. Гидравлические стабилометры следует применять лишь для влажных и водонасыщенных песков.

3.  $\sigma_n$  от 5 до 15  $\text{кг}/\text{см}^2$ . Угол внутреннего трения определяется при  $\sigma_3$  от 3 до 8  $\text{кг}/\text{см}^2$ . Испытания проводятся на гидравлическом стабилометре. В первом приближении угол внутреннего трения следует принимать на 4—5° меньше, чем во втором случае.

4.  $\sigma_n > 15 \text{ кг}/\text{см}^2$ . Испытания проводятся на гидравлическом стабилометре для больших боковых давлений.

Во всех случаях следует вести испытания при определенной пористости песка. Если необходимая пористость не задана, рекомендуется провести исследования для возможно более

широкого интервала пористостей и представить результаты в виде графика зависимости  $\varphi$  от коэффициента пористости; этим одновременно достигается известная корректировка результатов.

Углы внутреннего трения у естественно залегающих песков будут отличны от значений, определенных для тех же песков при той же плотности в лаборатории; данные лабораторных испыта-

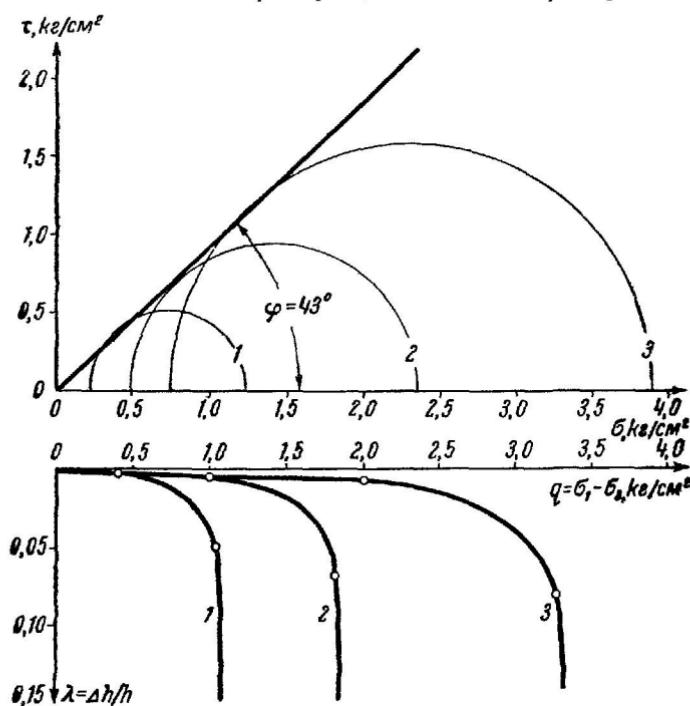


Рис. 46. Результаты испытания песка на гидравлическом стабилометре

ний несколько снижают характеристики. Уточнение должно быть внесено в результате сочетания данных лабораторных опытов и полевых исследований грунтов в условиях их естественного залегания. Методы этих исследований и соответствующая аппаратура пока еще надлежащим образом не разработаны.

Таблица 4

№ опытов	$n$ , %	$\sigma_3$ , $kg/cm^2$	$q_{\text{проп}}$	$\lambda_{\text{проп}}$	$E$ , $kg/cm^2$	$q_{\text{кр}}$ , $kg/cm^2$	$\sigma_1$ , $kg/cm^2$	$\varphi$
1	33,6	0,2	0,4	0,0015	270	1,02	1,22	
2	32,5	0,5	1	0,0035	290	1,85	2,35	
3	33,6	0,75	2	0,0065	310	3,25	3,90	

В качестве примера на рис. 46 и табл. 4 приведены результаты испытаний крупнозернистого песка на вакуумном стабилометре.

Следует сказать о необходимых размерах образца. Известно, что предельное сопротивление металла, бетона и других твердых тел возрастает с уменьшением размеров образца. Поэтому важно установить, наблюдается ли аналогичное явление в песках; если бы подтвердилось влияние масштабного фактора, то оказалось бы недопустимым перенесение результатов лабораторных испытаний в естественные условия. Для решения данного вопроса были предприняты специальные исследования.

В лаборатории механики грунтов ЛИИЖТа было проведено большое количество испытаний песков различной крупности (включая крупнозернистые) на вакуумных стабилометрах с диаметрами образца 4, 10 и 27 см. Результаты испытаний на трех приборах практически полностью совпали.

Можно рекомендовать испытания песков (кроме гравелистых) на вакуумном стабилометре с диаметром образца 4 см, а гравелистых с диаметром 6—10 см.

Большой вакуумный стабилометр можно с успехом использовать для испытания несвязанных гравелистых и галечниковых грунтов.

Представляет интерес испытание материала, состоящего из кусков сухой глины крупностью до 8 см (рис. 47). Угол внутреннего трения необходимо было определить для расчета давления глины на стенки бункера; экспериментально полученное значение  $\phi$  оказалось более высоким, чем принятое по справочным данным.

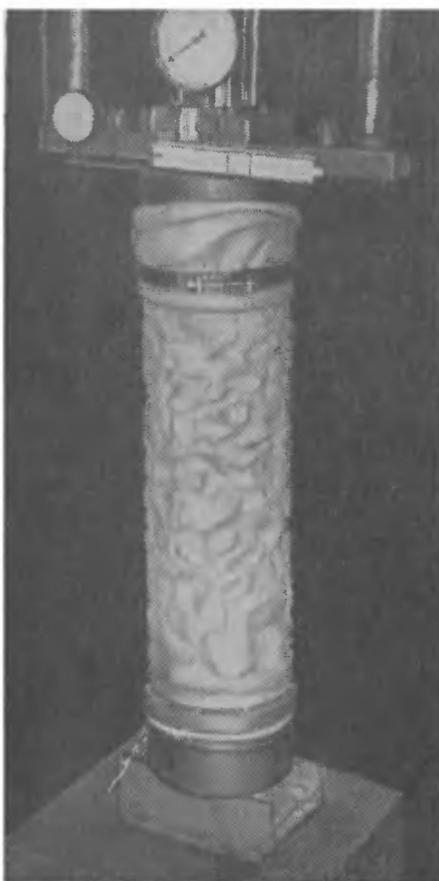


Рис. 47. Испытание на большом вакуумном стабилометре комковатой сухой глины

### § 3. ИСПЫТАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Разрушение твердых, полутвердых и тугопластичных глинистых грунтов носит характер, внешне напоминающий сдвиг плотного песка: происходит скол образца по одной или нескольким плоскостям, расположенным под углом к оси большего из главных напряжений. Характерно, что этот угол больше, чем для песков, а в ряде случаев приближается к  $45^\circ$ .

В мягкопластичных глинистых грунтах также можно проследить вполне четко выраженные поверхности сдвига, однако в этом случае не происходит нарушения сплошности образца.

В глинистых грунтах, влажность которых близка к пределу текучести, явно выраженных поверхностей сдвига нет; здесь разрушение сопровождается деформациями, носящими характер течения, происходящего в пределах некоторой зоны внутри образца.

Зависимость между сопротивлением сдвига  $\tau$  и нормальным напряжением  $\sigma_n$ , как правило, оказывается линейной, соответствующей уравнениям (8) и (9); параметры  $\varphi$  и  $c$  являются характеристиками прочностных свойств глинистых грунтов и вводятся в соответствующие расчетные формулы.

При испытаниях в большом интервале давлений обнаруживается нелинейный характер зависимости  $\tau$  от  $\sigma_n$ . В этих случаях для большинства грунтов может быть принята зависимость:

$$\tau = C(H + \sigma_n)^m, \quad (49)$$

где  $C$ ,  $H$  и  $m$  — параметры, входящие в расчетные формулы как характеристики прочности грунта.

Для пластичных глинистых грунтов, по данным Е. С. Ловецкого,  $m$  близко к 0,5.

Уравнение (49) использовано В. В. Соколовским и В. Г. Березанцевым при разработке способов расчета прочности естественных оснований, базирующихся на методах теории предельного равновесия.

Для упрощения расчетов криволинейную зависимость  $\tau$  от  $\sigma_n$  заменяют ломаной, каждый отрезок которой характеризуется своими значениями  $\varphi$  и  $c$ . Эти значения приемлемы лишь в соответствующем интервале давлений  $\sigma_n$ , который должен быть в каждом конкретном случае выдержан при испытаниях.

Величины  $\varphi$  и  $c$ , а также  $C$ ,  $H$  и  $m$  не имеют непосредственного физического смысла. Физический смысл имеет, по выражению В. А. Флорина, полная величина сопротивления сдвига  $\tau$ , а не входящие в уравнение кривой сдвига те или иные параметры; стремление отделить «трение» от «сцепления» приводит к попыткам определить не существующие отдельно величины [13].

Параметры  $\phi$  и  $c$  для одного и того же грунта и при том же его состоянии не являются величинами постоянными; значение их существенно зависит от условий проведения испытаний и в первую очередь от режима уплотнения (набухания) и дренирования (увлажнения) грунта, а также от режима изменения напряженного состояния.

Очевидно, результаты лабораторных исследований только тогда дадут достоверные значения расчетных характеристик, когда режим испытаний будет максимально увязан с условиями, в которых находится грунт в основании или теле сооружения, откосе выемки и т. д. Лабораторные испытания должны возможно более полно «моделировать натуру», учитывая свойства грунта, его генезис, характер залегания, а также вид сооружения, условия возведения и эксплуатации. Для этого необходимо изучение и оценка не только напряженного состояния массива и механических свойств грунтов, но и всего комплекса физических и физико-химических свойств грунтов и геологических процессов, характерных для данной строительной площадки в период постройки и эксплуатации сооружения.

Нет какой-либо универсальной методики испытания механических свойств глинистых грунтов. Ее необходимо назначать в каждом конкретном случае по согласованию с проектировщиками и изыскателями. Методика должна быть четко оговорена при выдаче результатов лабораторных испытаний.

Наибольшее распространение получили две методики испытаний:

1. Консолидированно-дренированное или консолидированное испытание. Грунт разрушается лишь после полного завершения процесса уплотнения, вызванного изменением его напряженного состояния.

При испытании на сдвигном приборе грунт предварительно выдерживается под заданным нормальным давлением до полного завершения процесса консолидации. Затем задается достаточно медленный темп возрастания сдвигающего усилия, обеспечивающий завершение дополнительной консолидации. Испытание ведется в условиях свободного оттока воды.

На приборах трехосного сжатия может быть применена аналогичная методика. Возможно также применение более совершенного способа, основанного на измерении порового давления с последующим определением напряжения в скелете грунта расчетным путем.

2. Неконсолидированно-недренированное или недренированное испытание. Грунт разрушается без изменения первоначальной плотности и влажности.

При испытании на сдвигных приборах сразу же после приложения вертикальной нагрузки в возможно более быстром темпе

прилагается сдвигающее усилие. Практически удается достичь лишь приближенного выполнения условия методики.

На стабилометрах недренированные испытания легко осуществляются путем закрытия кранов управления дренирования образца, изоляцией образца и другими приемами, зависящими от конструкции прибора. Выполнение условий испытания облегчается благодаря сравнительно большой высоте образца, что замедляет течение процесса консолидации.

Результаты испытаний по основным методикам схематически представлены на рис. 48.<sup>1</sup>

При консолидированных испытаниях сопротивление сдвигу всегда зависит от нормального давления, увеличиваясь с ростом последнего; следовательно, для всех грунтов прочность характеризуется двумя параметрами:  $\varphi_a$  и  $c_a$ .

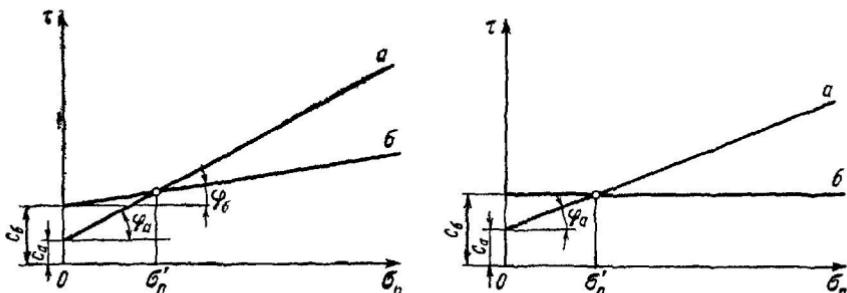


Рис 48 Результаты испытания глинистых грунтов по схемам а и б

Недренированные испытания для грунтов дают такую же зависимость, однако всегда  $\varphi_a > \varphi_b$ . Для других грунтов (по терминологии Н. Н. Маслова, истинно пластичных)  $\varphi_b = 0$ ; в этом случае сопротивление сдвигу характеризуется только параметром  $c_b$  и не зависит от нормального давления.

Испытания по обеим методикам дают одинаковые результаты при некотором давлении  $\sigma'_n$ , которое, по мнению Н. Я. Денисова и В. М. Жуковой, соответствует давлению набухания; для нормально уплотненных пород оно примерно равно величине природного давления на той или иной глубине.

Методика консолидированных испытаний наиболее полно «моделирует» работу массива грунта при сравнительно медленном росте нагрузки и хороших условиях дренирования, когда в процессе изменения напряженного состояния массива полностью завершается процесс уплотнения (или набухания).

Методика недренированных испытаний соответствует условиям работы массива, когда в результате быстрого загружения и затрудненного процесса консолидации грунт в течение дли-

<sup>1</sup> Здесь не рассматриваются результаты испытаний тиксотропных грунтов при давлениях, превышающих предел их структурной прочности.

тельного времени сохраняет свою естественную плотность и влажность.

Указанные две методики позволяют определить как бы крайние значения возможных зависимостей  $\tau$  от  $\sigma_n$ . Целесообразнее принять расчетную схему, отвечающую неблагоприятному сочетанию степени консолидации и напряженному состоянию массива. При этом степень уплотнения грунта в различных точках массива будет различна; следовательно, необходимо принять и различные значения зависимости  $\tau = f(\sigma_n)$ , т. е. перейти к зависимостям  $\tau = \Phi(\sigma_n, Q)$ , где  $Q$  — степень консолидации.

Теоретическое исследование этого вопроса связано с очень большими трудностями, и до настоящего времени не получено даже приближенное решение. Поэтому на практике следует использовать результаты, полученные по одной из указанных выше методик, или промежуточные значения.

Н. Я. Денисов рекомендует для сооружений больших размеров в плане, возводимых на мощных толщах глинистых отложений весьма быстрыми темпами, сопротивление сдвигу принимать в соответствии с отрезком б (рис. 48) при  $\phi=0$ . Для аналогичных сооружений, возводимых сравнительно медленно, и при наличии дренажа  $\phi$  может быть принято  $0,5-0,75 \phi_a$ .

При расчете естественных оснований фундаментов промышленных и гражданских сооружений обычно используются результаты консолидированных испытаний.

Кроме указанных выше основных методик, возможны различные другие варианты испытаний. Часто применяются, например, консолидированно-недренированные испытания, при которых грунт первоначально уплотняется до полного завершения консолидации, а затем разрушается без изменения плотности и влажности в процессе сдвига. Такой случай имеет место, например, в работе дамбы в период половодья, когда сдвигающая нагрузка прикладывается быстро, в то время как под вертикальной нагрузкой основание консолидировано.

В настоящей работе не рассматривается выбор методики испытаний грунтов для решения тех или иных задач. Этот чрезвычайно важный вопрос еще недостаточно изучен. Его современное состояние наиболее полно отражено в работах Н. Я. Денисова, Н. Н. Маслова, Л. Я. Когана, Е. С. Ловецкого и др. Ими дается ряд частных рекомендаций, которыми и надлежит пользоваться.

Необходимо особо подчеркнуть, что конструктивные особенности стабилометров позволяют наиболее полно и четко, по сравнению с плоскостными приборами, удовлетворить всем условиям испытаний как по основным схемам, так и по любым промежуточным вариантам. Единственным преимуществом сдвиговых приборов может быть лишь меньшее время проведения испытаний. Однако и это обстоятельство не следует переоценивать.

Говоря о длительности консолидированных испытаний на стабилометрах, обычно исходят из предположения, что время, необходимое для завершения консолидации, пропорционально квадрату высоты образца. При диаметре образца в 4 см высота его может быть, как показал опыт работы в ЛИИЖТе, не более 7 см. Минимальная высота образца для испытания на сдвиговом приборе 2–3 см. Следовательно, в стабилометре при дренировании только через торцы образца консолидация произойдет за время, максимум в 9 раз большее, чем в случае применения сдвигового прибора.

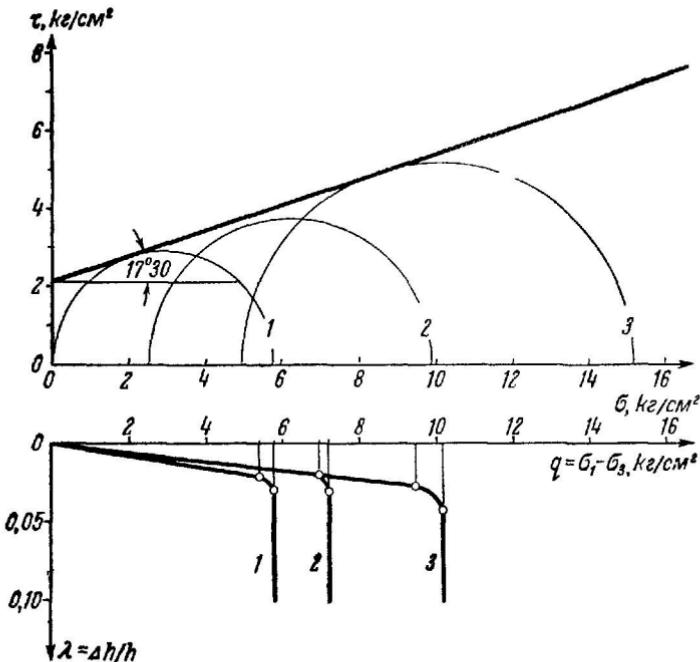


Рис. 49. Результаты испытания глины на гидравлическом стабилометре

По опыту зарубежной практики стабилометрических исследований рекомендуется использовать боковое дренирование [1 и 3]. Дрена изготавливается из обыкновенной фильтровальной бумаги и, как показали специальные опыты, вносит весьма незначительные искажения в результаты испытаний, которые практически можно не учитывать. Применение дрены позволяет достичь 95% уплотнения образца в срок, примерно в 10 раз меньший, чем в случае дренирования только по торцам.

Из сказанного следует, что, применяя образцы диаметром 4 см и пользуясь боковым дренированием, можно на стабилометрах производить консолидированные испытания примерно в те же

сроки, что и на сдвижных приборах. В этом важное преимущество стабилометров, предназначенных для испытания образцов небольших размеров.

Проведение серии консолидированных испытаний глинистого грунта позволяет, как и для песчаных грунтов, произвести комплексное определение важнейших характеристик механических свойств, модуля деформации и параметров  $\varphi$  и  $c$ . В качестве примера на рис. 49 и в табл. 5 приведены результаты испытаний твердой юрской глины и их обработка

Таблица 5

№ опытов	$w$ , %	$\sigma_3$ , $\text{кг}/\text{см}^2$	$q_{\text{проп}}$ , $\text{кг}/\text{см}^2$	$\lambda_{\text{проп}}$	$E$ , $\text{кг}/\text{см}^2$	$q_{\text{кр.}}$ , $\text{кг}/\text{см}^2$	$\sigma_1$ , $\text{кг}/\text{см}^2$	$\varphi$	$c$ , $\text{кг}/\text{см}^2$
1	25,9	0	5,4	0,018	300	5,8	5,8	{}	2,1
2	25,8	2,5	7,0	0,020	350	7,2	9,9		
3	25,9	5,0	9,5	0,027	350	10,2	15,2		

На рис. 50 представлены результаты испытаний большой серии образцов суглинка при различной начальной влажности и плотности на гидравлическом стабилометре по методике, аналогичной предложенной Н. Н. Масловым [8] для сдвижных приборов. По результатам испытаний построены графики зависимости  $\varphi$  и  $c$  от влажности

#### § 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ

Поровое давление не является величиной, характеризующей тот или иной грунт, а зависит от его напряженного состояния, физико-механических характеристик, положения точки, в которой определяется давление относительно внешних границ области уплотнения и рассматриваемого времени.

В лабораторных условиях величина давления в поровой воде может измеряться с целью

1) экспериментальной проверки расчетных зависимостей теории уплотнения;

2) определения значений параметров порового давления  $A$  и  $B$ , предложенных Скемптоном;

3) установления прочностных характеристик грунтов, соответствующих состоянию полной стабилизации по результатам неконсолидированных испытаний.

Для определения порового давления расчетным путем наиболее пригоден способ В. А. Флорина, основанный на допущении, что соотношения (18) выполняются в любой точке уплотняемой среды на интервале  $0 \leq t \leq \infty$ . Так как методика экспериментального определения параметров ползучести водонасыщенного грунта до настоящего времени не разработана, то с

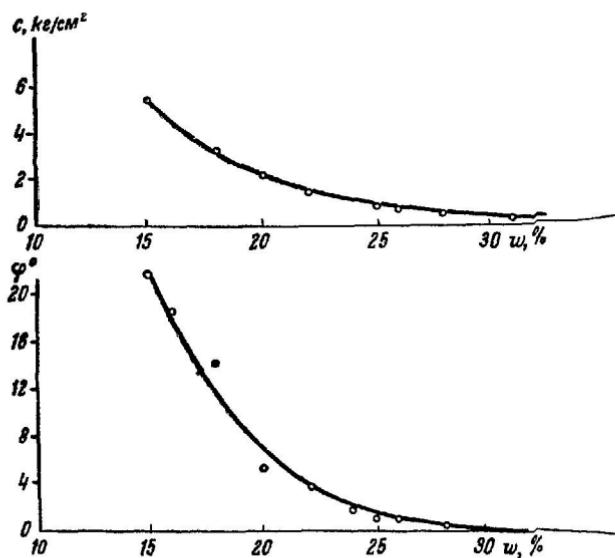
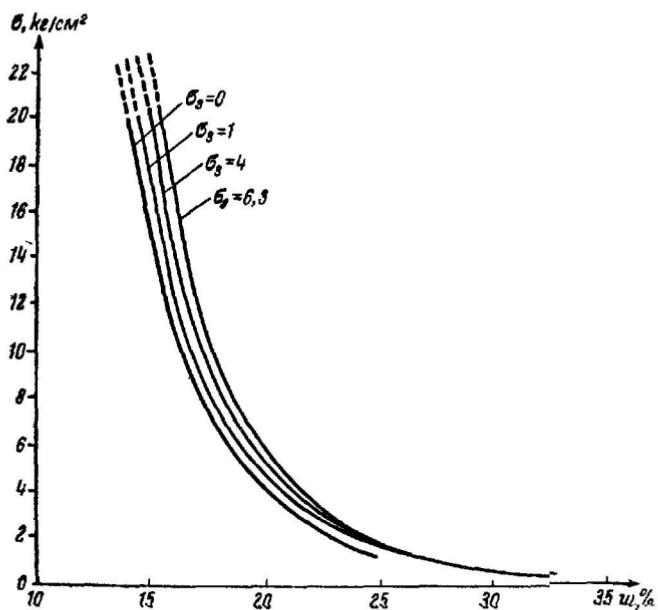


Рис 50 Результаты испытания суглинка при различной влажности  $w$

наиболее уверенностю способ В. А. Флорина можно применять для определения порового давления в грунтах, при уплотнении которых отчетливо проявляются фильтрационные явления. Минимальная величина влажности таких грунтов зависит от величины действующих напряжений. При нулевом напряженном состоянии она должна превышать предел plasticности, приближаясь к пределу текучести.

Условием применимости для практических расчетов уравнения (25) В. А. Флорин считал наименьшее значение степени влажности  $G=0,80$ . Последующие эксперименты показали, что в ряде случаев  $G$  можно снизить до  $G=0,7$ . Отсюда видно, что для исследования уплотнения ядер намывных, а в ряде случаев и насыпных плотин, а также водонасыщенных слабых глинистых оснований, структурная прочность которых невелика, можно применять методы теории уплотнения (рассеивания порового давления) во времени, основанные на решении уравнения (22) или (25) при соответствующих начальных и граничных условиях.

При помощи этого расчетного аппарата можно установить:

1) картину распределения порового давления, а следовательно, и величину напряжений в скелете грунта при различных календарных планах строительства и наибольшую интенсивность работ, при которой устойчивость сооружения или основания может считаться обеспеченной;

2) размеры сооружения, а также необходимость устройства временных дренажей в теле сооружения или основания для снижения порового давления в опасной зоне при жестком графике работ.

При выполнении этих расчетов начальное распределение давлений можно принимать по выражениям (28).

Как указывалось ранее, Скемптон экспериментально доказал, что поровое давление зависит не только от гидростатической, но также и от девиаторной части тензора напряжений. Этот результат может быть, в частности, объяснен тем, что в противоположность основным положениям линейно-деформируемой среды деформации грунта имеют конечный по величине характер и по своей природе нелинейны. Если исследование грунта на приборах трехосного сжатия покажет, что величина коэффициента  $A$  значительно отличается от значения  $A=1/3$ , то для определения начальной величины порового давления вместо (28) можно, положив  $p_0^*=0$ , пользоваться выражением:

$$p_0 = \frac{1}{\omega_0} [A\sigma_1^* + (1 - A)\sigma_3^*], \quad (50)$$

в котором

$$\frac{1}{\omega_0} = B.$$

Если положить  $A = \frac{1}{3}$ , то (50) примет уже известный вид:

$$P_0 = \frac{\theta_0^*}{3\omega_0'}.$$

В том случае, если целью расчета является определение максимальных давлений в поровой воде, исследование расчетным путем процесса уменьшения, или, как иногда говорят, рассеивания порового давления, можно не производить, так как наименьшая устойчивость сооружения или основания будет соответствовать начальному моменту времени. При малом водосодержании ( $G < 0,7$ ) путем расчета можно определить только величину начальных давлений по выражению (28) или (50), так как для исследования уплотнения во времени уравнение (25) в этом случае непригодно.

Об экспериментальном определении величины коэффициентов порового давления  $A$  и  $B$  имеются лишь указания [11], что исследование производится на стабилометрах в условиях недренированных испытаний. Несколько подробнее освещена [3] методика определения коэффициента  $\bar{B}$ , аналогичного  $B$ :

$$\bar{B} = \frac{\Delta p}{\Delta \sigma_1} = B \left[ 1 - (1 - A) \left( 1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right],$$

использование которого рекомендуется [3] при определении порового давления некоторых частных задач.

Необходимо отметить, что величина коэффициента  $A$  не учитывает влияние эффекта ползучести скелета грунта на величину давления в поровой воде.

Действительно, приняв в выражении (39)  $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma$  при любом значении коэффициента  $A$ , получим, что для полностью водонасыщенного грунта ( $B = 1$ ) независимо от его плотности-влажности  $\Delta p = \Delta \sigma$ , т. е. при всестороннем сжатии, увеличение порового давления равно приращению напряженного состояния, или, если принять начальные напряжения нулевыми,  $p = \sigma$ .

Это противоречит данным экспериментальных исследований и не вяжется с выводами теории водонасыщенной ползучей грунтовой среды. Если принять в выражении (35) коэффициент бокового давления  $\xi = 1$ , то и в этом случае получим прежний результат: начальное давление зависит не только от величины напряженного состояния, а также от размеров области уплотнения и характеристик грунта.

Эта особенность методики Скемптона объясняется тем, что величина коэффициента  $A$  определяется в условиях отсутствия дренажа, вследствие чего после преодоления сил вязкого трения нагрузка полностью воспринимается водой.

Учет влияния ползучести скелета грунта на величину максимального порового давления, возникающего в момент времени, близкий к начальному, может быть произведен путем исследо-

вания образцов в условиях дренированных испытаний. Однако по причинам, указанным ранее, непосредственный перенос в этом случае результатов лабораторных исследований на реальные сооружения невозможен, пока не установлены условия моделирования. Поэтому для оценки влияния ползучести на величину давления в поровой воде желателен явный учет явлений вязкого трения, для чего необходимо разработать методику экспериментального определения параметров ползучести.

В настоящей работе явления ползучести изучались совместно с явлениями фильтрации. В случае плотных маловлажных структурных грунтов выжимания воды не будет, вследствие чего процесс их уплотнения может выражаться зависимостями теории однокомпонентной ползучей среды.

Рассмотрим вопрос экспериментального определения характеристик прочности водоносивших глинистых

грунтов. Рядом исследований показано, что для нормально уплотненных грунтов результаты определения параметров  $\phi$  и  $c$  на стабилометре в условиях дренированных испытаний практически совпадают с результатами недренированных испытаний, если только последние отнести к эффективным напряжениям. Для определения последних в условиях недренированных испытаний необходимо, как известно, из полных напряжений, приложенных к образцу, вычесть значения избыточных давлений в воде.

На рис. 51, а представлены результаты испытаний каолинитовой глины нарушенной структуры по методике недренированных трехосных испытаний, полученные М. Н. Гольдштейном. В случае, если величина предварительного уплотнения превышала всестороннее сжатие, поровое давление отсутствовало и величины параметров сдвига  $\phi = 16^\circ 30'$ ,  $c = 0,4 \text{ кг}/\text{см}^2$ . В опытах 1, 4, 5 добавочная нагрузка полностью воспринималась водой, вследствие чего величина угла внутреннего трения оказалась равной нулю. На рис. 51, б показаны результаты испытаний, в том числе и опытов 1, 4, 5, отнесенные к эффективным напряжениям. Численные значения угла внутреннего трения и сцепления  $\phi = 16^\circ 40'$ ,  $c = 0,43 \text{ кг}/\text{см}^2$ .

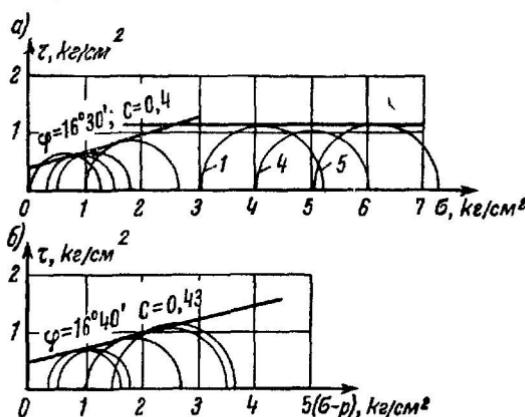


Рис. 51. Испытание глины на прочность по методике неконсолидированно-недренированного сдвига

На рис. 52 приведены результаты исследований на стабилометре по методике дренированных, недренированных и консолидированно недренированных испытаний. Как показал М. Н. Гольдштейн, если в случае неконсолидированных и консолидированно недренированных испытаний полные напряжения уменьшить на величину порового давления, замеренного при проведении опыта, то соответствующие точки ложатся на график консолидированных испытаний.

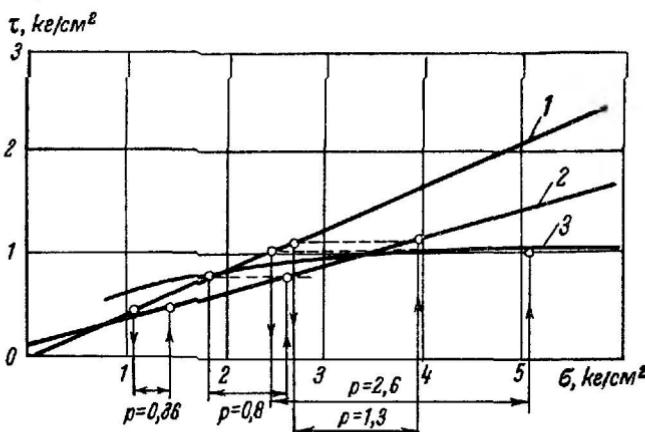


Рис. 52. Сопоставление результатов испытаний глины по различным методикам

1—дренированное испытание, 2—консолидированно недренированное испытание, 3—недренированное испытание

Проведение опыта в условиях полной стабилизации грунта требует длительного времени, причем для суждения о завершении процесса стабилизации нет объективных данных, кроме непосредственного измерения избыточного порового давления. Поэтому возможность определения характеристик прочности грунта, соответствующих состоянию полной стабилизации по результатам недренированных испытаний, открывает широкие перспективы в смысле усовершенствования техники лабораторных исследований.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Акроид Т., Лабораторные испытания грунтов, Автотрансиздат, 1959.
2. Березанцев В. Г., Расчеты прочности оснований сооружений, Госстройиздат, 1960.
3. Бишоп А., Хенкель Д., Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях, Госстройиздат, 1961.
4. Герсеванов Н. М., Польшин Д. Е., Теоретические основы механики грунтов и их практические применения, Госстройиздат, 1948.
5. Гольдштейн М. Н., Механические свойства грунтов, Госстройиздат, 1952.
6. Денисов Н. Я., Строительные свойства грунтов, Госэнергоиздат, 1956.
7. Коган Я. Л., Аппараты и методика определения порового давления в грунтах, Гидропроект, 1960.
8. Маслов Н. Н., Основы механики грунтов и инженерной геологии, Автотрансиздат, 1961.
9. Медков Е. И., Практическое руководство к исследованию механических свойств грунтов с применением стабилометров типа М-2, Госэнергоиздат, 1959.
10. Роза С. А., Расчет осадки сооружений гидроэлектростанций, Госэнергоиздат, 1959.
11. Skempton A. W., Pore—Pressure Coefficients A and B, Géotechnique, v. 4, № 4, 1954.
12. Флорин В. А., К вопросу о гидродинамических напряжениях в грунтовой массе, ГОНТИ, 1938.
13. Флорин В. А., Основы механики грунтов, т. 1, Госстройиздат, 1959.
14. Флорин В. А., Основы механики грунтов, т. 2, Госстройиздат 1961.
15. Налгахан Е. Т. An investigation of some physical properties of peat, Géotechnique, v. N 3, 1954.
16. Hill J. W., Estimating Construction Pore Pressure in Rolled Earth Dams, Proceedings 2nd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1948.
17. Цытович Н. А., Механика грунтов, Госстройиздат, 1952.
18. Чаповский Е. Г., Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов, Госгеолиздат, 1958.
19. Clokhouse Engineering Limited, Catalog of Testing Equipment.

В. П Сипидин, Н. Н. Сидоров

ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ

Госстройиздат Ленинградское отделение  
Ленинград, пл Островского, 6

Редактор издательства А. И. Костандов  
Технический редактор Ф. Т. Черкасская  
Корректоры В. В. Силин и Н. К. Сверчкова

Сдано в набор 29/XII 1962 г. Полп. к печати 20/III 1963 г. М-31115. Формат бумаги 60×90<sup>1/16</sup>.  
Бум. л. 2,86. усл. печ. л. 5,75. (Уч.-изд. л. 6,33). Тираж 3 000 экз. Изд. № 709-Л  
Зак. 6. Цена 32 коп.

Типография № 11 Управления целлюлозно-бумажной и полиграфической  
промышленности Ленсовиархоза, Ленинград, ул. Марата, 58.