

Н.П.ИВАНИКОВА

**МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ
МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ**

САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Санкт-Петербург 1992

Печатается по постановлению
Редакционно-издательского совета
Санкт-Петербургского университета

Иваникова Н.Н. Методы исследования механических свойств грунтов: Учебное пособие. СПб., 1992.

Предлагаемое учебное пособие предназначено для студентов, специализирующихся в области грунтоведения и инженерной геологии. В пособии даются теоретические основы методов исследования деформационных и прочностных свойств грунтов, а также анализ их достоинств и недостатков. Наряду со стандартными и общеизвестными методами исследования прочностных свойств рассматриваются новые оригинальные методики, позволяющие получить наиболее достоверные показатели прочности грунтов. Приводятся рекомендации по выбору методов исследований прочностных свойств грунтов в зависимости от их состава и консистенции, а также от их работы в качестве основания или среды для различных сооружений.

Рецензенты: проф. В.М. Кнатко (С.-Петербургский ун-т),
проф. И.П. Иванов (С.-Петербургский горный ин-т).

(C) Н.Н.Иваникова, 1992

Иваникова Надежда Николаевна
МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ
Учебное пособие
Зав. редакцией Г.И. Чередниченко
Редактор М.И. Лаптева
Тех. редактор Л.Н. Иванова. Корректор М.А. Кальвиц

Темплан 1992 г.

Подписано в печать с оригинал-макета 06.07.92. Ф-т 60x90/16.
Печать офсетная. Усл. печ. л. 5,5. Усл. кр.-отт. 5,75.
Уч.-изд. л. 5,5. Тираж 250 экз. Заказ № .
РИО СПбГУ. 199034, С.-Петербург, Университетская наб., 7/9.
ПММ СПбГУ. 199034, С.-Петербург, наб. Макарова, 6.

В В Е Д Е Н И Е

В течение многих веков проектирование и строительство основывалось почти целиком на практическом опыте. Сведения об удачных конструкциях и способах производства работ передавались из поколения в поколение. За неудачи строителей жестоко наказывали. Например, вавилонский царь Хаммурапи издал за 18 веков до н.э. законы, по которым, если постройка разрушится, то строитель обязан восстановить ее за свой счет, а если при аварии будет убит хозяин или член его семьи, то должен быть обезглавлен строитель или член его семьи. При строительстве Великой Китайской стены длиной 4 тыс. км в IV-II в. до н.э. виновых казнили, если в шов между камнями входил ноготь. Таким образом, профессия строителей в древние времена была очень опасной. И несмотря на жертвы богам и торжественные богослужения и на накопившийся практический опыт, аварии при сложных геологических условиях продолжали повторяться. И, тем не менее, от прошлых веков сохранились творения гениальных зодчих, вызывающие удивление и восхищение своей технической сложностью. Уже за тысячи лет до нашего времени появились сваи и опускные колодцы, строились огромные каналы и земляные плотины, технически безупречные фундаменты сооружений. Но только применение теории наряду с использованием практического опыта позволяет обеспечивать надежность ответственных сооружений в сложных геологических условиях.

Физико-механические свойства грунтов надо знать для решения целого ряда вопросов, связанных с устойчивостью сооружений, которая рассчитывается по первому и второму предельному состоянию. По первому оценивается несущая способность, по второму устанавливается величина и степень неравномерности осадки основания.

При расчетах по первому предельному состоянию нужно определить форму кривой скольжения в основании сооружения, найти величину предельного давления и оптимальную глубину заложения фундамента, оценить возможность выпора грунта из-под сооружения, изменения его несущей способности по глубине основания по мере возведения сооружения, а также изменения прочности грунтов во времени.

Во втором случае надо решать такие задачи, как изменение осадки в период строительства и эксплуатации сооружений и определение продолжительности этого процесса. Это очень важно в связи с применением скоростных методов строительства, так как значительная часть осадки приходится на эксплуатационный период.

Помимо показателей физико-механических свойств грунтов, входящих в расчеты устойчивости сооружений, для решения указанных задач необходимо иметь информацию о геологическом строении основания и гидрогеологических условиях. Не менее важной информацией при этом являются данные о сооружении: его плановое положение, размер и форма подошвы, величина заглубления, давление, конструктивные особенности, степень жесткости, тип фундамента, скорость возведения и т.д. Следует также знать и об уже существующих в районе строительства сооружениях. Таким образом, для расчета деформируемости, прочности и устойчивости основания требуется информация о самом основании, с одной стороны, и о проектируемом и окружающих его сооружениях, с другой. Оба вида информации тесно связаны между собой. Во-первых, детальность изучения строения основания зависит от размеров и ответственности проектируемых сооружений. Так, при малой ширине подошвы фундамента слой небольшой мощности, залегающий на незначительной глубине, может оказать существенное влияние на величину осадки. Такой же слой под сооружением большей ширины может практически не влиять на деформируемость основания. Во-вторых, значения показателей механических свойств грунтов существенно зависят от методики их исследования, которая, в свою очередь, во многом определяется характером сооружения. В-третьих, требования, предъявляемые к основанию в зависимости от типа сооружений, отражаются на количестве и глубине горных выработок, с помощью которых ведется разведка основания, а также на числе отобранных проб. В-четвертых, параметры и мощность сооружения, как и глубина заложения фундамента выбираются с учетом свойств грунта.

Как указывал М.Н.Гольдштейн [7], основные расчетные характеристики грунтов определяются с помощью испытаний, которые должны проводиться по методике, соответствующей принятой расчетной модели. Последняя устанавливается строителем-проектировщиком и инженером-геологом, который и проводит испытание. Лабораторные ис-

следования механических свойств грунтов для получения достоверных расчетных показателей должны наиболее полно моделировать работу грунтов в основании будущего сооружения, т.е. с одной стороны, методика исследования должна учитывать свойства грунта, его специфические особенности, условия залегания, а с другой стороны, – тип проектируемого сооружения, нагрузки на основание, условия возведения (быстрое или медленное), характер эксплуатации.

К сожалению, не всегда удается достаточно полно моделировать работу грунтов оснований, так как существующие методы и расчетные схемы имеют ряд очень существенных недостатков. Часто приходится вводить массу допущений и различных поправок, поскольку результаты лабораторных исследований нередко значительно отличаются от результатов полевых испытаний и от процессов, наблюдавшихся в натуре в основании сооружения.

Основные ошибки в проектах и аварии связаны, как правило, с неправильной или неточной оценкой механических свойств грунтовой толщи, а ошибки из-за несовершенства методов расчета или погрешности испытания отдельных образцов имеют меньшее значение. По мнению М.Н.Гольдштейна, современная механика грунтов позволяет в большинстве случаев определить только порядок искомых величин, причем в самых благоприятных условиях ошибка может быть до 100%. Чем сложнее геологическое строение, тем менее точен расчет. Но это не значит, что моделировать работу грунта в основании сооружений невозможно. В большинстве случаев при правильном выборе расчетной модели и соответствующей методики лабораторных исследований можно получить достаточно достоверные показатели механических свойств. Следует отметить, что ошибки в этом отношении, т.е. использование в расчетах недостоверных результатов могут привести к тяжелым последствиям, авариям и большим материальным затратам.

Основные причины ошибок при проведении лабораторных исследований физико-механических свойств грунтов, по М.Н.Гольдштейну [7], заключаются в следующем:

- физическое состояние, в которое приводят грунт во время испытания, не соответствует его состоянию в естественных условиях или под сооружением;

- напряженно-деформированное состояние образца в ходе испытания не соответствует действительному характеру работы грунта под сооружением;
- методика испытания в основном верна, но отдельные детали не соответствуют работе грунта;
- методика верна во всех деталях, но испытанию подвергаются непредставительные образцы;
- все правильно, но размеры образцов малы для определения их механических свойств, например, трещиноватые глины;
- не все факторы известны и поэтому не все учитываются в опыте;
- не определена надежность полученных данных, так как не оценена степень однородности слоев грунта.

Во избежание этого следует выполнять три условия:

- перед составлением программы испытаний следует изучить особенности и степень однородности грунтового массива;
- при подборе методики испытания предварительно ознакомиться с условиями работы проектируемого сооружения и с предполагаемыми расчетными схемами деформаций и устойчивости;
- выявлять причины расхождения между прогнозами, сделанными по результатам испытаний, обсуждать, публиковать и т.д.

Часть I. ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Для строителя скимаемость грунтов представляет интерес с точки зрения осадки сооружений и он стремится к сокращению ее до возможных пределов или даже к исключению. Большинство современных сооружений плохо воспринимают неравномерную осадку или деформацию. Сокращения величины осадки обычно добиваются снижением давления, передаваемого от сооружения на грунт. Когда же нагрузка задается по другим, нерасчетным соображениям, то осадку можно существенно снизить использованием свай или искусственно повышенной способности грунтов. Для строителя важна не только величина осадки, но и темпы нарастания осадки во времени. В тех случаях, когда осадка быстро нарастает в соответствии с увеличением нагрузки (в песках, твердых породах) даже значительная осадка может оказаться для сооружения допустимой. И, наоборот, медленно

нарастающая осадка после завершения строительства представляет наибольшую опасность, так как может вызвать значительные деформации сооружения, особенно если она неравномерна.

I. Основные показатели деформируемости почвов и их взаимосвязь

Как известно, при приложении к грунту внешней нагрузки P в нем возникают внутренние силы (реакция), называемые механическими напряжениями.

При равномерном распределении нагрузки по некоторой площади S , напряжение в теле будет равно приложеному внешнему удельному давлению $\sigma = P/S$. Напряжение является вектором и направлено против внешнего давления. Если в нагруженном теле провести произвольное сечение, то возникающее напряжение σ можно разложить на две составляющие: σ_n - направленная по нормали к плоскости, и

τ - по касательной к ней. Эти составляющие называются нормальными и касательными напряжениями. Нормальные напряжения σ_n вызывают изменение объема (деформации сжатия и растяжения), а касательные τ - изменения формы тела (деформации сдвига, угловые деформации). Мерой линейных деформаций является относительная линейная деформация $\Delta l/l$, а сдвиговых - относительная деформация сдвига tgd (угла перекоса). При всестороннем (гидростатическом) давлении тела изменение объема характеризуется относительной объемной деформацией, равной сумме относительных линейных деформаций по трем координатным осям x, y, z :

$$\epsilon_v = \Delta V/V = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$$

В пределах упругих деформаций связь между напряжениями и деформацией характеризуется линейным законом упругости (закон Гука):

$\sigma = E \cdot \epsilon_x$, где ϵ_x - относительная продольная деформация, E - модуль Юнга (модуль упругости). Согласно закону Гука при наличии упругих деформаций изменение продольной деформации (по оси z) прямо пропорционально напряжению. Упругое деформирование твердых пород под нагрузкой показано на рис. I. Отношение относительной поперечной деформации к относительной продольной называется коэффициентом Пуассона: $\mu = \epsilon_y/\epsilon_x$, где ϵ_x - относительная поперечная деформация,

$$\epsilon_y = \Delta z/z; \quad \epsilon_x = \Delta x/x$$

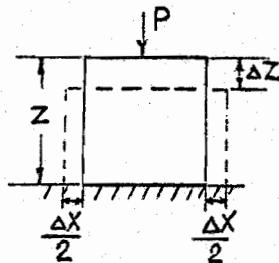


Рис.1.

Однако упругими (идеально) являются только отдельные кристаллические, наиболее массивные породы и то в маленьких по размеру образцах. Абсолютное большинство грунтов, особенно пластичной консистенции, ведут себя под нагрузкой по-иному, они значительно деформируются, причем в основном необратимо (остаточные деформации). Последние обусловлены уменьшением пористости грунта. Характер деформации глинистых грунтов показан на рис.2.

Как видно, зависимость деформаций от σ для грунтов не линейная, т.е. не подчиняется закону Гука (линейность отмечается только до определенных значений $\sigma = \sigma_0$).

Н.М.Герсеванов [6] предложил выделить три стадии деформирования грунта по мере увеличения σ : 1) При $\sigma < \sigma_0$, главную роль играют нормальные составляющие напряжения, под действием которых грунт уплотняется. Здесь деформации носят затухающий характер и между ε_x и σ отмечается прямая зависимость – это фаза уплотнения. 2) При $\sigma > \sigma_0$, в грунте возникают касательные напряжения, при которых возможно развитие сдвиговых деформаций, т.е. грунт вступает во вторую стадию – фазу сдвигов.

3) При $\sigma > \sigma_0$ начинаются значительные, в основном боковые смещения грунта, скорость деформации резко растет – это фаза выпирания.

Н.А.Цитович [17] на основе большого объема экспериментальных данных и наблюдений за работой оснований сооружений установил, что во многих случаях первая и вторая стадия по Герсеванову на-

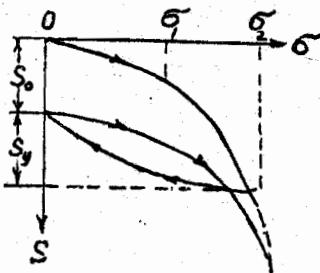


Рис.2.

кладываются друг на друга. Поэтому он предложил выделять только две фазы: 1) фаза уплотнения и локальных сдвигов и 2) фаза развития значительных сдвигов.

В механике грунтов помимо модуля упругости E_y используется модуль общей деформации $E_{общ}$. Значение E_y получают, исходя из величины только упругой деформации, которая обычно определяется по ветви разгрузки. При расчете $E_{общ}$ используют величину общей полной деформации, которая состоит из упругой и остаточной и может быть найдена при однократном загружении. Так как упругие деформации грунтов всегда меньше чем полные, то E_y значительно больше $E_{общ}$. Для слабых грунтов, где большую роль играют остаточные деформации, E_y может отличаться от $E_{общ}$ на два и более порядка.

Как указывалось выше, при $\sigma < \sigma_0$ зависимость между общими деформациями и σ близка к линейной. Н.М.Герсеванов [6] показал, что при таких условиях для расчета напряжений в грунтах применимы уравнения линейной теории упругости, т.е. теория однородной линейно-деформируемой среды. Эта теория в механике грунтов используется для расчета осадок сооружений.

Сжатие образца в вертикальном направлении сопровождается его поперечным расширением. Поперечное расширение по осям X и Y меньше величины сжатия по оси Z и составляет только часть от продольной деформации. Принимается, что относительные поперечные деформации по осям X и Y равны между собой, т.е.

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = -M \varepsilon_z, \text{ так как } \varepsilon_z = \sigma_z / E, \text{ то}$$

$\varepsilon_x = \varepsilon_y = -M \frac{\sigma_z}{E}$, где M в теории упругости называют коэффициентом Пуассона, а в механике грунтов – коэффициентом поперечного расширения, т.е. при его определении берутся общие относительные поперечные деформации. Величина M изменяется от 0 до 0,5 и не может быть больше 0,5, так как в этом случае наблюдалось бы изменение объема и, следовательно, теория упругости была бы не применима. Таким образом, поперечная деформация должна быть меньше продольной. В таком же соотношении должны находиться и вызывающие их напряжения. Коэффициент, показывающий, какая часть вертикального давления передается в стороны, называется коэффициентом бокового давления грунта $\gamma = \sigma_y / \sigma_z$.

При трехосном сжатии относительную деформацию ε_z по оси Z можно представить в виде суммы относительных деформаций, возникших от действия нормальных составляющих σ_x , σ_y и σ_z относительно указанной координатной оси (Z), а вернее, уменьшения ε_z за счет нормальных давлений σ_x и σ_y :

$$\varepsilon_z = \varepsilon'_z + \varepsilon''_z + \varepsilon'''_z,$$

где ε'_z — относительная деформация сжатия по оси Z за счет σ_z :

$$\varepsilon'_z = \sigma_z / E,$$

ε''_z — относительная деформация расширения по Z за счет σ_y :

$$\varepsilon''_z = -M \frac{\sigma_y}{E}$$

ε'''_z — относительная деформация расширения по Z за счет σ_x :

$$\varepsilon'''_z = -M \frac{\sigma_x}{E},$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - M \frac{\sigma_y}{E} - M \frac{\sigma_x}{E} = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{M}{E} (\sigma_y + \sigma_x). \quad (1)$$

Аналогично можно получить формулы для определения величины относительной деформации по осям X и Y :

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{M}{E} (\sigma_z + \varepsilon_y), \quad (2)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{M}{E} (\sigma_z + \varepsilon_x). \quad (3)$$

Формулы (1)–(3) представляют собой обобщенный закон Гука для изотропных тел. Из них следует, что зависимости между деформациями сжатия и напряжением определяются двумя характеристиками свойств материала: модулем упругости и коэффициентом Пуассона, а для грунтов — модулем общей деформации и коэффициентом попечечного расширения.

Если сложить левые и правые части уравнений (1)–(3), то получим

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \frac{1}{E} [(\sigma_z + \sigma_y + \sigma_x) - 2M(\sigma_z + \sigma_y + \sigma_x)] = \frac{1-2M}{E} (\sigma_z + \sigma_y + \sigma_x).$$

Заменим в левой части сумму относительных линейных деформаций по трем осям на относительную объемную деформацию сжатия ε_v , а сумму нормальных напряжений в правой части обозначим θ , тогда получим $\varepsilon_v = \frac{1-2M}{E} \theta$, т.е. относительная объемная деформация пропорциональна сумме главных напряжений.

При сжатии без бокового расширения $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ и, следовательно, $\sigma_x = \sigma_y$, тогда из формулы (2) получим

$$\sigma_x = M(\sigma_z + \sigma_x), \quad \sigma_x (1-M) = M \sigma_z, \quad \sigma_x = \frac{M}{1-M} \sigma_z,$$

откуда $\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{M}{1-M}$.

2. Сжимаемость грунтов. Анализ компрессионной зависимости

Сравнение среди теории упругости с рыхлыми грунтами, рассматриваемыми в механике грунтов, показывает, что полной аналогии между ними нет. Грунты отличаются специальными особенностями, а именно дисперсностью, что обусловливает определенные закономерности их деформирования при сжатии. Поэтому для решения задач механики грунтов к зависимостям, установленным в теории упругости, надо добавить закономерности уплотнения, характеризующие сжимаемость грунтов в результате изменения объема пор. Сжимаемость грунтов называют способность их давать осадку под внешним давлением, которое может быть создано сооружением, весом вышележащих пород или водопонижением.

Для практики строительства наибольший интерес представляет оценка сжимаемости грунтов в вертикальной плоскости в условиях одномерной задачи. Если нагрузка ограничена, то можно принять, что выделенный на рис. 3 объем (параллелепипед $abcd$) претерпевает под вертикальной нагрузкой P изменение только за счет уменьшения толщины, т.е. за счет вертикальных перемещений минеральных частиц. Боковыми перемещениями здесь можно пренебречь. Для моделирования сжатия грунта под сооружением проводятся опыты в так называемых компрессионных приборах без возможности бокового расширения, т.е. $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$.

Для количественной оценки сжимаемости грунтов принято исследовать зависимость изменения коэффициента пористости под влиянием напряжений от внешней нагрузки. Эта зависимость $\theta = f(\sigma)$ выражается в виде компрессионной кривой. Если заложить в компрессионный прибор грунт с θ_0 и загрузить его возрастающими нагрузками, то под действием возникающих напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_n$ произойдет уплотнение грунта и

Сооружение

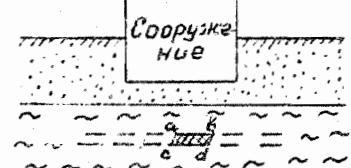


Рис. 3.

пористость его будет характеризоваться значениями e_1, e_2, \dots, e_n . По полученным данным строится компрессионная кривая (рис.4).

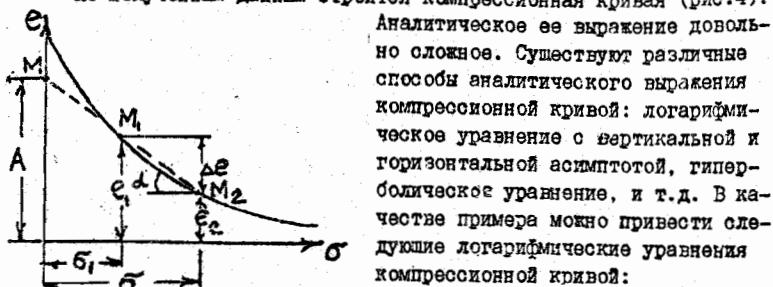


Рис.4.

$$e = -A \ln(\sigma + \sigma_0) + C, \quad e = e_i - \frac{A}{\sigma} \ln \frac{\sigma_0}{\sigma_i},$$

где A , σ_0 и C , а также A и C - параметры кривой.

Наиболее простым является линейное выражение компрессионной кривой, которое можно применять лишь в небольшом диапазоне σ , но для практических целей этот способ широко используется и дает достаточно достоверные результаты.

Если принять за линейный участок кривой между σ_1 и σ_2 (см. рис.4), то для этого участка можно записать уравнение прямой, проходящей через точки M_1 и M_2 :

$$\frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = tg \alpha = a; \quad a \sigma = a \cdot \sigma_0.$$

Это выражение представляет собой закон уплотнения, который является основным законом механики грунтов. Н.А.Цытович [17] формулирует его так: относительное изменение объема пор грунта пропорционально только изменению его напряжения. Коэффициент пропорциональности $a = tg \alpha$ - это угловой коэффициент, равный тангенсу угла наклона прямой и называемый коэффициентом сжимаемости или уплотнения, $[a] = MPa^{-1}$. При сравнении этого закона с законом Гука $\epsilon_x = \sigma/E$ видна аналогия между e и ϵ_x и a и E . Чем больше величина a , тем сильнее деформируется грунт, т.е. это одна из основных характеристик сжимаемости грунтов. Так как

$a = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1}$, то $e_1 - e_2 = a(\sigma_2 - \sigma_1)$. Раскрывая скобки и группируя члены, можно записать $e_1 + a\sigma_1 = e_2 + a\sigma_2 = \dots = e_n + a\sigma_n = const = A$. Здесь A - постоянная безразмерная величина, равная длине отрез-

ка, отсекаемого на оси e прямой M_1M_2 (см.рис.4), т.е. зависимость между e и σ можно выразить уравнением:

$e = -a\sigma + A - a\sigma_0$, где A и a - параметры линейной зависимости. Надо сказать, что выбор точек на прямой M_1 и M_2 при определении a не случайный. Если нет специального задания, то M_1 - соответствует природному e_1 грунта и напряжению от природного давления σ_1 , а M_2 соответствует e_2 и σ_2 грунта под проектной нагрузкой сооружения. При этом $\sigma_2 = \sigma_{coop} - hY$, где h - глубина заложения фундамента, Y - удельный вес грунта $Y = \rho g$, где ρ - плотность грунта, g - ускорение силы тяжести.

Изменение коэффициента пористости грунта при компрессии в общем случае будет зависеть не только от вертикальной составляющей напряжения σ_z , но и горизонтальных σ_x и σ_y . По И.М.Герсеванову [6] значение e для водонасыщенных неуплотненных грунтов зависит от суммы всех нормальных составляющих напряжений, действующих в данной точке. Так как горизонтальные деформации расширения при компрессии отсутствуют ($\epsilon_x = \epsilon_y = 0$) и тогда $\sigma_x = \sigma_y$, и состояние равновесия будет достигаться при равенстве σ_z внешней нагрузки P , то сумма всех нормальных напряжений в данной точке в условиях трехмерной задачи будет равна:

$$\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = P + P_f + P_f = P + 2P_f = P(1+2f), \text{ тогда } P = \theta / 1+2f.$$

Учитывая, что компрессионная кривая в определенном интервале давлений описывается линейным уравнением $e = A - aP$, можно записать

$$e = A - a \frac{\theta}{1+2f}.$$

Таким образом получаем, что коэффициент пористости зависит только от суммы нормальных составляющих напряжений и не зависит от их соотношения. Это положение впервые было установлено Н.М.Герсевановым [6] и названо им принципом гидроемкости грунтовой массы*. Для грунтовой массы коэффициент пористости пропорционален влажности и всякое изменение пористости может быть лишь в результате оттакивания воды из пор, т.е. изменения влажности грунта. Поэтому сумму трех главных напряжений в данной точке грунтовой массы, определяющую значение пористости и влажности грунта в этой точке,

* Под грунтовой массой Н.М.Герсеванов понимал полностью водонасыщенный грунт, в порах которого содержится свободная гидравлически непрерывная вода.

Н.М.Герсеванов назвал гидроемкостью грунта.

Для всесторонней оценки сжимаемости грунта надо выявить связь между объемной деформацией сжатия и пористостью. Пусть начально-мому напряженному состоянию соответствуют объем грунта V_0 и коэффициент пористости e_0 , а при изменении напряженного состояния объем и пористость грунта будут V_1 и e_1 .

Объемы V_0 и V_1 можно выразить через V_s — объем твердой части грунта, который не изменяется при сжатии грунта:

$$V_0 = V_s (1 + e_0), \quad V_1 = V_s (1 + e_1)$$

так как $V = \frac{V_{\text{пор}}}{n} = \frac{e V_s}{e + 1 + e} = V_s (1 + e)$.

Относительная объемная деформация

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{V_0 - V_1}{V_0} = \frac{V_s (1 + e_0) - V_s (1 + e_1)}{V_s (1 + e_0)} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}.$$

Так как в компрессионных испытаниях относительная объемная и вертикальная деформации равны, поскольку диаметр образца не изменяется, то

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta h}{h} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}, \quad \frac{\Delta h}{h} (1 + e_0) = e_0 - e_1, \quad e_1 = e_0 - \frac{\Delta h}{h} (1 + e_0), \quad \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}.$$

Таким образом, по изменению высоты образца в процессе его уплотнения можно рассчитать значение e при каждой ступени нагрузки, что используется в высотном методе компрессионных испытаний.

Помимо коэффициента сжимаемости a мерой сжимаемости грунтов при компрессии может служить предложенный Н.Н.Масловым модуль сжатия

$$e_p = \frac{\Delta h}{h} = 1000,$$

e_p — величина сжатия в миллиметрах слоя грунта мощностью в 1 метр под данной нагрузкой, мм/м.

По этим двум показателям обычно дается классификация грунтов по сжимаемости (табл. I).

Таблица I

Категория грунта	a , кг/см ²	e_p , мм/м
Очень сильно сжимаемый	более 1	более 60
Сильно сжимаемый	1-0,1	60-20
Среднесжимаемый	0,1-0,01	20-5
Малосжимаемый	0,01-0,001	5-1
Практически не- сжимаемый	менее 0,001	менее 1

Рассматривая грунты как линейно деформируемые тела и учитывая, что в естественном залегании или в теле сооружения они находятся в условиях трехосного сжатия, при иссле-

довании сжимаемости можно использовать зависимости между напряжениями σ_x , σ_y и σ_z и соответствующими им относительными деформациями ε_x , ε_y и ε_z из теории упругости (обобщенный закон Гука). Параметры, входящие в эти уравнения, E и M , являются количественными характеристиками их способности деформироваться при сжатии. Это основные характеристики, используемые при расчетах осадок при проектировании основания сооружений. Значения E определяются путем специальных полевых и лабораторных испытаний или вычисляют по данным компрессионных испытаний.

Если рассматривать компрессию как частный случай объемного сжатия изотропного линейно деформируемого тела в условиях, когда

$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ и $\sigma_x = \sigma_y$, то вертикальная деформация или суммарная относительная линейная деформация по оси Z

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{2M}{E} \varepsilon_x.$$

Так как $\sigma_x = \frac{M}{1-M} \sigma_z$, то

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{2M^2}{(1-M)E} \varepsilon_x = \frac{\sigma_z}{E} \left(1 - \frac{2M^2}{1-M} \right).$$

Обозначим $\beta = \left(1 - \frac{2M^2}{1-M} \right)$, тогда

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \cdot \beta. \quad (1)$$

При компрессионных испытаниях $\varepsilon_z = \Delta h/h$. Эти деформации идут только за счет уменьшения объема пор и выражаются через изменение e от σ :

$$e = \frac{\sigma}{E} : c_z = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0},$$

так как $\frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = a$, то

$$\varepsilon_z = \frac{a \sigma}{1 + e_0}. \quad (2)$$

Приравнивая правые части уравнений (1) и (2), получаем

$$\frac{\sigma_z}{E} \cdot \beta = \frac{a \sigma}{1 + e_0} : E = \beta \frac{1 + e_0}{a}, \quad \text{где } \beta = \left(1 - \frac{2M^2}{1-M} \right).$$

Расчет модуля общей деформации, как и коэффициента сжимаемости по компрессионной кривой можно проводить только при линейной зависимости между напряжениями и деформациями, т.е. в пределах небольшого интервала давлений. Так как $\sigma = \frac{M}{1-M} \sigma_z$, то $M = \frac{\sigma}{1-\sigma}$ и

$$\beta = \frac{(1-\sigma)(1+2\sigma)}{1-\sigma}.$$

Коэффициент β является множителем для перехода от компрессионного сжатия к объемному. Ниже приводятся значения M , β и β для различных типов грунтов (табл. 2).

Таблица 2

Грунт	M	Грунт	ξ	Грунт	β
Обломочный	0,27	Пески	0,35-0,41	Пески	0,76
Пески, супеси	0,30			Суслеси	0,72
Суглинки	0,35	Суглинки	0,5-0,70	Суглинки	0,57
Глины	0,42	Глины	0,2-0,74	Глины	0,43

3. Определение показателей набухания, структурной прочности и проницаемости грунтов

Компрессионная кривая может иметь две ветви: нагрузки и разгрузки. Первая показывает уплотнение образца, т.е. уменьшение ϵ под нагрузкой, а вторая - кривая декомпрессии или набухания, т.е. увеличение ϵ при снижении нагрузки. Повторение цикла нагрузки и разгрузки образует так называемую петлю гистерезиса (рис.5).

Как правило, коэффициент пористости после снятия нагрузки не достигает того значения, которое было в начале опыта, что связано с остаточными деформациями грунта. Общая деформация при компрессии складывается из обратимой (упругой) и необратимой (остаточной).

Обратимая деформация - это следствие сил упругости минеральных частиц, водных и коллоидных пленок, а также защемленных пузырьков воды и газов.

Они идут мгновенно и по величине ничтожно малы при обычных $\sigma = 0,2-0,5$ МПа.

Необратимые (остаточные) деформации возникают из-за уменьшения пористости и увеличения плотности в результате нарушения структурных связей и перемещения частиц относительно друг друга. При неоднократном уплотнении и разуплотнении породы общая деформация постепенно увеличивается, так как каждая повторная нагрузка, особенно если она больше предыдущей, вызывает дополнительную деформацию и, наконец, образец уплотняется настолько, что петли гистерезиса сливаются и в этом состоянии наблюдаются только упругие

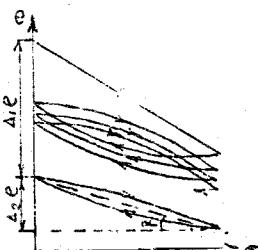


Рис.5.

деформации. С этим явлением связано доуплотнение разуплотненных образцов, вынутых с большой глубины, при повторном их загружении. Чтобы выявить упругие деформации $\Delta\epsilon_y$, надо вести разгрузку без доступа воды (кривая 3), которая может вызвать набухание ($\Delta\epsilon_{nb}$, кривая 2, рис.6).

При разгрузке и дополнительном увлажнении сорбционные силы могут превысить напряжения в структурных связях и тогда произойдет набухание грунта и соответственно снижение его прочности. Тут надо учитывать два обстоятельства. Набухание возможно только при доступе воды и интенсивно протекает при

$\sigma < \sigma_{nb}$, чем меньше σ , тем возможно большее ослабление прочности грунта. Для практических целей поэтому важно определить, будут ли условия для доступа воды к грунту и каково давление набухания (σ_{nb}).

Давление набухания определяют в компрессионных приборах при помощи арретира, позволяющего сохранять постоянным объем образца, пригружая образец не-большими нагрузками

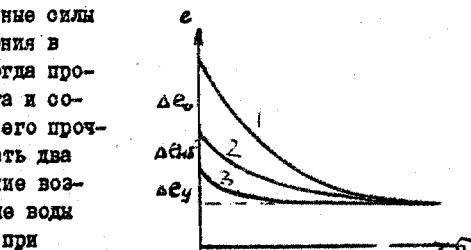


Рис.6.

до начала скатия (рис.7а) или по кривой декомпрессии с доступом воды (рис.7б). Сцепленные грунты могут набухать только при $\sigma_{nb} > \sigma_{str}$.

Сжимаемость грунтов ненарушенного сложения зависит во многом от прочности структурных связей. С наличием последних связано отклонение от закона уплотнения. Пока связи не разрушены, скатия грунта не будет. Оценка структурной прочности имеет большое практическое значение, особенно для глинистых пород, так как при зна-

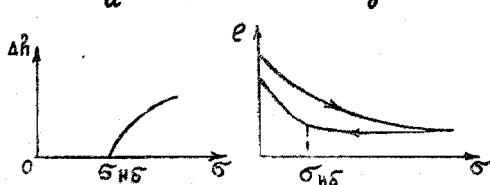


Рис.7.

чительной их прочности уплотнение грунта, а следовательно, и осадка сооружения будут происходить только за счет упругого сжатия.

Прочность структурных связей можно оценить по результатам компрессии или штамповых испытаний. Величина ее устанавливается по перегибу компрессионной кривой на начальном ее участке (рис. 8, а) или по развитию ощутимой осадки штампа (рис. 8, б). Нагрузки выбираются, исходя из прочности грунта. Для слабых ступеней нагрузки равны 0,005 МПа, для средней прочности 0,01-0,02, для прочих 0,02-0,03 и весьма прочных - более 0,05 МПа.

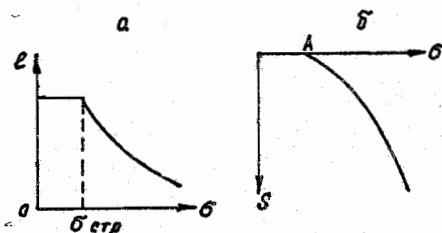


Рис. 8.

По величине напряжения, соответствующему началу сжатия на компрессионной кривой σ_{nc} (по В.Д. Ломтадзе [13]) определяют степень уплотненности глинистых грунтов.

Если $\sigma_{nc} = \sigma_{pr} =$

$= \gamma h$, то это указывает на соответствие плотности грунта напряжению от природного давления σ_{pr} , т.е. грунт нормально уплотнен.

Если $\sigma_{nc} > \sigma_{pr}$, то грунт переуплотнен, т.е. его плотность больше плотности, соответствующей природному давлению. И если $\sigma_{nc} < \sigma_{pr}$, то грунт недоуплотнен, т.е. его пористость меньше пористости, соответствующей природному давлению, и, следовательно, его уплотнение продолжается и консолидация еще не достигнута. Формирование недоуплотненного грунта может быть связано также с тем, что природное уплотнение сопровождается процессом цементации частиц, что будет препятствовать дальнейшему уплотнению грунта от веса вышележащих город. Переуплотненные грунты, извлеченные на поверхность при бурении, будучи разгружены от σ_{pr} , расширяются и набухают в результате всасывания воды за счет отрицательного порового давления, что ведет к нарушению естественной структуры. Несямотря на практическую невозможность полностью вос-

становить естественную структуру грунта, особенно если разрушены цементационные связи, можно с помощью искусственного уплотнения грунта в известной мере снизить влияние нарушенной структуры и получить более близкие к действительности характеристики сжимаемости. Для этого рекомендуется образцы обжать $P = P_{pr}$ в течение 10-12 часов.

Для неводонасыщенных грунтов величина σ_{nc} соответствует σ_{crp} , так как уплотнение такого грунта может идти только за счет разрушения структурных связей и ползучести скелета грунта. Для водонасыщенных грунтов σ_{nc} может соответствовать прочности структурных связей или же чаще всего соответствовать давлению, при котором начинается фильтрация. Сжатие этих грунтов может идти в результате разрушения их структурных связей только в том случае, если разрушающая связь нагрузка создает напор, при котором возможна фильтрация воды из грунта. Если же напор недостаточен, то фильтрации не будет и сжатия тоже, хотя структурные связи разрушены. Поэтому σ_{nc} для них нельзя считать σ_{crp} .

Для расчета структурной прочности водонасыщенных грунтов Н.А. Цитович предложил следующую формулу:

$$\sigma_{crp} = \sigma(1 - \beta_0),$$

где σ - возникающее напряжение, β_0 - коэффициент порового давления, $\beta_0 = \frac{\sigma - \sigma_{crp}}{\sigma}$, σ - поровое давление. Надо подчеркнуть, что до момента разрушения структурных связей $\beta = 0$.

Различные породы имеют неодинаковую прочность структурных связей и σ_{nc} . Чем древнее порода, тем больше σ_{nc} и тем меньше ее сжимаемость при $\sigma > \sigma_{nc}$. Так, у поздне- и последелниковых глин $\sigma_{nc} = 0,03-0,05$ МПа, у моренных ледниковых - 0,1; у карбоновых и девоновых отложений - 0,1-0,2, у кембрийских глин - 0,4-0,5, у верхнепротерозойских - более 0,6 МПа.

Компрессионные кривые грунтов определяются многими факторами, и, в первую очередь, геологической историей их образования и существования. Характер кривых резко отличается у пород особого строения (лесосовых - при замачивании), особого состава (засоленных - при выщелачивании), особого физического состояния (мерзлых - при оттаивании) и особого сложения (рыхлых пород при воздействии вибрации). Для всех этих грунтов характерно резкое уплотнение без увеличения внешнего давления, т.е. дополнительная осадка или просадка. Эти специфические деформативные свойства надо учитывать.

при лабораторных испытаниях этих грунтов и при проектировании и строительстве на них различных сооружений. Типичными просадочными грунтами являются лессы. Они представляют собой особый литологический тип континентальных глинистых грунтов, отличающихся макропористостью, т.е. визуально наблюдаемыми пустотами (макропорами), имеющими форму трубочек - каналцев, пронизывающих породу в вертикальном направлении. В результате особенностей строения эти породы во многих случаях при взаимодействии с водой под давлением дают значительные дополнительные осадки (просадки) провального характера. Это связано с разрушением структурных связей. До недавнего времени просадочность грунтов оценивалась по коэффициенту макропористости: $\epsilon_m = \frac{\rho_a}{\rho_m}$, где ρ_a - объем макропор и ρ_m - объем скелета грунта. Однако новые исследования не подтвердили большую роль ϵ_m в просадочности грунтов. По СНИПу 2.02.01-83 основными показателями просадочности являются:

$$1) \text{ Относительная просадочность } \epsilon_{se} = \frac{h_0 - h_3}{h_0} = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_3}{\epsilon_0 + \epsilon_3},$$

где h_0 и h_3 - высота образца соответственно природной влажности и после его полного водонасыщения под данным давлением, а ϵ_0 и ϵ_3 - соответствующие коэффициенты пористости.

2) Начальное просадочное давление P_{se} , т.е. минимальное P , при котором проявляется просадочность грунта при замачивании.

3) Начальная просадочная влажность W_{se} , т.е. W , при которой проявляются просадочные свойства. За начальное просадочное давление P_{se} принимается P , соответствующее при компрессионных испытаниях $\epsilon_{se} = 0,01$. Для определения этих показателей проводят специальные компрессионные испытания по методу одной или двух кривых. По методу одной кривой образцы уплотняют при естественной влажности ступенями: 0,025; 0,05; 0,2; 0,3 МПа. После стабилизации уплотнения при давлении $P = 0,3$ МПа грунт заливают водой и следят за деформацией до ее стабилизации и затем уплотняют $P = 0,4$ и 0,6 МПа (рис. 9, а). Когда надо получить просадочность не только при данной нагрузке, но и в зависимости ее от P , то пользуются методом двух кривых (рис. 9, б). Проводят параллельные испытания двух образцов-близнецов, одного при естественной влажности

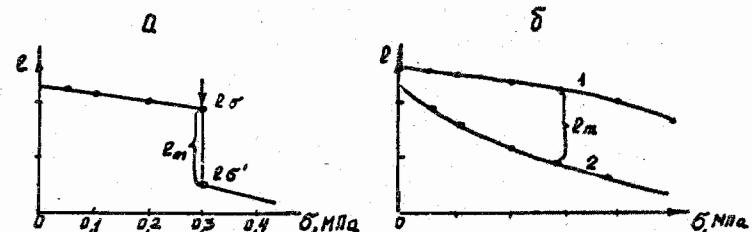


Рис. 9.

(I), а другого после замачивания при $P = 0,05$ МПа (2). Оба образца уплотняют одинаковыми нагрузками.

4. Графический способ проверки компрессионных кривых по методу Н.К.Работнова

Иногда не удается по лабораторным данным провести плавную кривую. В этих случаях для образцов с нарушенной структурой можно проводить кривую так, чтобы она заняла некоторое среднее положение между полученными точками. Однако эта кривая может оказаться случайной, не отражающей уравнение компрессионной кривой. Поэтому возникает необходимость проверки правильности полученной компрессионной кривой.

В общем виде, как указывалось выше, компрессионная кривая выражается логарифмическим уравнением

$$\theta = -A \ln(\sigma + \sigma_c) + C,$$

где σ - вертикальное давление, θ - коэффициент пористости при σ ; A , σ_c и C - параметры компрессионной кривой. Эти параметры можно вычислить, решая систему трех уравнений с тремя неизвестными при трех значениях θ и σ , что довольно сложно. Учитывая это, Н.К.Работнов предложил способ графической проверки компрессионной кривой для образцов нарушенной структуры (рис. 10), согласно которому необходимо:

- провести через компрессионную кривую произвольное количество горизонтальных прямых на разных расстояниях друг от друга;
- из точек пересечения I, 2, 3, 4 этих прямых с компрессионной кривой опустить перпендикуляры до пересечения с осью абсцисс в точках σ_1 , σ_2 , σ_3 , σ_4 ;

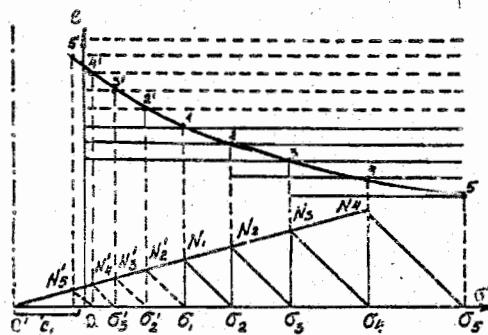


Рис. 10.

рис. 10). Отклонения точек от прямой означает нессоответствие всей кривой или ее отдельных точек логарифмическому уравнению. Если отрезок O_1O будет лежать вправо от оси ординат, то это указывает на полное нессоответствие экспериментальной кривой теоретической кривой компрессии. С помощью графического метода Н.К.Работникова можно прорисовать опытную компрессионную кривую точками, полученными теоретически. Для этого надо

- провести дополнительные горизонтальные линии, аналогичные тем, что были проведены для проверки правильности компрессионных кривых (они показаны штрихом на рис.10):

- из точки B_1 провести прямую под углом 45° до пересечения с линией O_1N_3 . Через точку пересечения провести вертикальную прямую до пересечения ее с осью абсцисс (точка B_2') и с нижней дополнительной горизонтальной линией (точка Z_2');

— получив таким образом ряд теоретических точек 2¹, 3¹ и т.д., соединить их плавной кривой, которая и будет продолжением компрессионной кривой (эти участки показаны штрихом на рис. 10).

- из точек, полученных на оси абсцисс, провести прямые, склоненные в сторону оси координат под углом 45° до пересечения с ранее проведеными перпендикулярами в точках N_3 , N_2 и N_1 . Если линия, проведенная через точки N_3 , N_2 и N_1 , окажется прямой, то компрессионная кривая построена правильно (см.

5. Эффективное и поровое давление. Процессы коррекции

Сжатие песчаных и сухих глинистых грунтов протекает обычно довольно быстро и идет за счет преодоления сил сцепления и трения между частицами. Другая картина будет в водонасыщенных глинистых грунтах. При приложении давления часть его будет восприниматься скелетом грунта через точки контактов твердых частиц, а часть - водой, заключенной в порах. При отсутствии сцепления все внешнее давление передается на поровую воду, вызывая напор: $H = \psi_y$, где ψ - поровое давление, y_g - удельный вес воды. Под его действием начинается фильтрация воды, что ведет к уплотнению грунта. По мере уплотнения все большая часть давления воспринимается скелетом и все меньшая - водой. При действии постоянного давления перераспределение давления между скелетом и водой происходит в течение определенного времени и зависит от фильтрационных свойств грунта. Чем меньше K_f , тем медленнее идет этот процесс и тем дольше идет процесс уплотнения (консолидации) грунта. В основании сооружения консолидация глинистых грунтов с $K_f = 10^{-9} \div 10^{-11}$ см/с может идти годами. Уплотнение грунта продолжается до наступления гидростатического равновесия, т.е. состояния, когда из породы будет отжата вся избыточная вода по отношению к данному давлению и поровое давление снизится почти до нуля. Таким образом, при сжатии водонасыщенных грунтов возникают две системы давлений: в скелете грунта и в поровой воде. При этом давление, которое передается на скелет грунта, активно воздействует на него, приводя к его уплотнению, а поровое давление только создает напор, под действием которого идет фильтрация воды из грунта, и не уплотняет грунт. Давление от внешней нагрузки, передающееся на скелет грунта, называется эффективным давлением ($P_{\text{эфф}}$), а поровое давление - нейтральным (ψ).

Сущность эффективного и порового давления К. Терцаги иллюстрирует следующим экспериментом. На дно цилиндрического сосуда уложен тонкий слой водонасыщенного грунта. Применя к его поверхности нагрузку P (например дробь). Это приведет к сжатию грунта и увеличению его плотности. Следовательно, P оказывает эффективное воздействие на грунт. Заменим дробь столбом воды такой высоты h , чтобы P не изменилось, т.е. $h = P / \rho_g$, т.е.

напряжения в грунте сохраняются и равны $P = h \cdot \rho_g$. Но P , создаваемое массой воды, не вызывает сжатия водонасыщенного грунта, т.е. действует нейтрально по отношению к скелету грунта.

Поровое давление действует на отдельные частицы грунта как всестороннее равномерное давление, и так как частицы грунта практически несжимаемы, то никакой деформации грунтового слоя не будет. Такой же эффект будет наблюдаться, если передавать на воду давление через поршень. Если в последнем есть тонкие отверстия, через которые может продавливаться вода, так что он может постепенно спускаться, пока не коснется слоя грунта, то в течение всего процесса движения поршня напряженное состояние грунта не будет изменяться и деформации будут отсутствовать, хотя в воде будет давление P . Деформации грунта начнутся только после опускания на него поршня, гористость его будет снижаться по мере отъятия воды.

Понятие об эффективном и поровом давлении можно распространить на любые нормальные давления, возникающие в водонасыщенном грунте. Величина полного напряжения (σ) складывается из эффективного ($\sigma_{\text{эфф}}$), которое передается на скелет, и напряжения, созданного напором в поровой воде u :

$$\sigma = \sigma_{\text{эфф}} + u, \text{ т.е. } \sigma_{\text{эфф}} = \sigma - u.$$

Это уравнение является одним из главных в механике грунтов и широко используется при оценке консолидации водонасыщенных грунтов, расчете осадки и т.д.

Если грунт не полностью водонасыщен ($S_z < I$), т.е. содержит не только воду, но и воздух, то на него также будут передаваться напряжения от внешней нагрузки P . Тогда вышеуказанное уравнение перейдет в зависимость (А.Бишоп, Д.Хенкель [2]):

$$P = P_{\text{эфф}} + [P_g - \chi(P_g + u)],$$

где P_g — давление в поровом воздухе, χ — параметр, зависящий от соотношения между объемом воды и воздуха в порах, при $W = 0$, $\chi = 0$ при $S_z = I$, $\chi = I$.

Известно, что уплотнение песчаных грунтов происходит быстро, а глинистых — идет годами, иногда десятилетиями. Поэтому прогноз скорости уплотнения имеет практический интерес, главным образом, для глинистых слабопроницаемых и гидрофильтральных грунтов. Процесс

уплотнения глинистых пород под давлением называется консолидацией. Ее изображают в виде кривой консолидации (рис. II). Она отражает изменения деформации или степени консолидации во времени (t). Каждая кривая консолидации строится для определенного диапазона давлений. Степень консолидации $Q = \frac{\Delta h_t}{\Delta h} \cdot 100\%$, где Δh_t — изменение высоты образца на определенное время t от начала опыта, Δh — конечная осадка от данной σ (изменение высоты при полной консолидации).

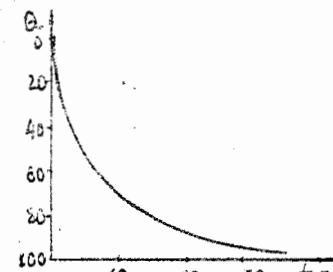


Рис. II.

Кривые консолидации любых глинистых пород показывают, что сразу после приложения давления их уплотнение происходит наиболее интенсивно, а затем постепенно замедляется до полной стабилизации.

Время консолидации глинистых грунтов зависит от следующих основных факторов: 1) прочности структурных связей $\sigma_{\text{скр}}$ (пока они не разрушены деформации имеют упругий характер и протекают быстро), уплотнение начинается при $\sigma > \sigma_{\text{скр}}$ или $\sigma > \sigma_{\text{пр}}$ (природное давление), 2) водопроницаемости грунта, влияющей на скорость удаления воды и скорость уплотнения, 3) вязкости грунтов (внутреннего сопротивления частиц перемещению), влияющей на скорость развития структурных деформаций и адсорбционных.

В разных грунтах эти факторы проявляются по-разному. В глинах высокой степени литификации наблюдаются слабые деформации из-за структурных связей и высокой плотности. В глинах с малой степенью литификации скорость уплотнения определяется их вязкостью, а если $S_z = I$, то водопроницаемостью. О ходе уплотнения можно судить по изменению высоты образца или по изменению порового давления. По мере удаления воды и соответственного уплотнения грунта u постепенно снижается (рассасывается) и при гидростатическом равновесии становится равным нулю (по теории Терцаги).

Так как скорость уплотнения зависит от фильтрационных свойств грунтов, то основная часть консолидации называется фильтрационной консолидацией. Теория ее разработана, главным образом, для двухфазного грунта, так называемой грунтовой массы, в которой вода и минеральный скелет несвязаны. Опыты показывают, что 80-95% всей деформации глинистых грунтов связана с фильтрационной консолидацией, а оставшаяся часть с развитием ползучести, т.е. с медленным уплотнением грунта под постоянным давлением. Так как ползучесть продолжается и после гидростатического равновесия в породе, то эту стадию называют вторичной консолидацией. В связи с медленным развитием деформаций ползучести заметного изменения порового давления в грунте не будет.

Теория фильтрационной консолидации относится к ограниченному классу грунтов: т.е. к несвязанным грунтам и водонасыщенным глинам с низким содержанием глинистых частиц и очень слабыми структурными связями, где преобладают неактивные глинистые минералы. Если есть активные минералы типа монтмориллонита, то значительная часть воды в порах относится к связанной, которая не подчиняется законам гидродинамики. Теорию фильтрационной консолидации нельзя использовать для грунтов с прочными структурными связями, которые препятствуют уплотнению грунта до тех пор, пока они не будут разрушены. Аналогична роль начального градиента в процессе уплотнения. Тем не менее, теория фильтрационной консолидации во многих случаях позволяет приблизительно (но часто с достаточной для практических целей точностью) решать вопросы, связанные с оценкой изменения осадки во времени. Как показали исследования Р.Э.Дашко, А.А.Кагана [9], в процессе фильтрационной консолидации падение давления идет не до нуля, а до определенных остаточных значений, по которым можно рассчитать те градиенты, при которых прекращается фильтрация воды. Оказалось, что величина начальных градиентов фильтрационной консолидации во много раз превышает начальные градиенты, определенные при фильтрационных испытаниях (при постоянной пористости) в 10 и более раз. Установлено, что их значения зависят от дисперсности грунтов, увеличиваясь с повышением последней. Повышение значения начального градиента влечет за собой уменьшение мощности слоя, в котором будет протекать фильтрационная консолидация и значительное

расширение зоны, где будет проходить вторичная консолидация за счет ползучести скелета грунта. Эти исследования показали также, что при давлении меньше 0,1 МПа поровое давление незначительно в водонасыщенных грунтах и в них развиваются лишь сдвиговые деформации, обусловленные низкими значениями вязкого сопротивления воды для касательных напряжений. Скатие грунта начнется только тогда, когда напряжения окажутся достаточными, чтобы вызвать движение воды с более высокой вязкостью (более, чем в три раза), соответствующей деформациям ползучести и скатия. Для легких грунтов (супеси, легкие суглинки) 20% внешнего давления передается на воду, что создает напоры, вызывающие фильтрацию, а 80% воспринимается скелетом. В глинах лишь 10% внешнего давления передается на воду, а оставшаяся часть на скелет.

6. Определение коэффициента фильтрации грунтов в фильтрационно-компрессионных приборах прямым методом и по кривой консолидации косвенным методом

Фильтрационно-компрессионные приборы применяются для исследования водопроницаемости глинистых грунтов (рис. I2). Наиболее известны конструкции С.М.Гуменского, Н.Н.Маслова, Г.Ф.

Богданова и др. Определение коэффициента фильтрации K_f проводят при заданном давлении после полной стабилизации осадки. Если грунт водонасыщенный, то можно сразу приступить к опыту, залив воду в резервуар до появления ее через слив 4 (см. рис. I2).

Если грунт I неводонасыщен, то его предварительно насыпают водой в течение 1-2 суток и потом приступают к фильтрационному опыту. Наливают в пьезометр 3 воду на 50 см выше уровня слива и ведут наблюдения за понижением уровня воды во времени. Надо взять несколько замеров. Вычисление K_f производят по формуле Дарси

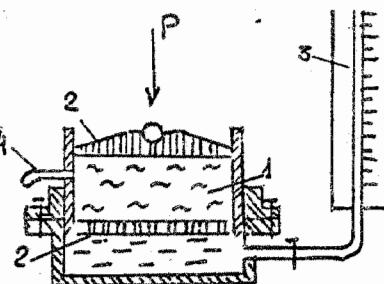


Рис. I2.

$$Q = K_f J F t,$$

$$K_1 = \frac{Q_1}{F J_1 t_1}, \quad K_2 = \frac{Q_2}{F J_2 t_2}, \quad K_f^c = \frac{K_1 + K_2 + \dots + K_n}{n},$$

где Q_1 и Q_2 - расходы воды; F - площадь кольца прибора, J_1 и J_2 - градиенты напора; t_1 и t_2 - время фильтрации;

$Q_1 = \pi d^2 S / 4$; $Q_2 = \pi d^2 (S_2 - S_1)$, где d - диаметр пьезометра, S_1 и S_2 - понижения уровней в пьезометре; $J_1 = h_1 / l$; $J_2 = h_2 / l$, где h_1 и h_2 - средние действующие напоры за время t_1 , t_2 и l - толщина образца после стабилизации осадки под действием данного давления;

$$h_1 = h - \frac{S_1}{2}; \quad h_2 = h - \frac{S_2 - S_1}{2}, \quad \text{где } h \text{ - начальный напор.}$$

В целях сокращения вычислений K_f можно определить по формуле

$$K_f = [\varphi(\frac{S}{h})/t] \frac{f}{F} l 864, \quad \text{где } \varphi(\frac{S}{h}) \text{ - функция, определяемая по таблице или графику, } S \text{ - понижение уровня воды в пьезометрической трубке за время } t, h \text{ - начальный напор, } f \text{ - площадь сечения пьезометра, } F \text{ - площадь кольца прибора, } l \text{ - длина пути фильтрации, равная толщине грунта в кольце после уплотнения } \delta, 864 \text{ - коэффициент пересчета см/с на м/сут. Заменяют } t \text{ водой и пересчитывают полученный } K_f \text{ на } K_f \text{ при } t = 10^\circ\text{C с помощью температурной поправки Пуазейля } TII = I + 0,337t + 0,00022t^2$$

$$K_f^{10} = \frac{K_f t}{TII t}.$$

Исходя из теории фильтрационной консолидации, можно определить K_f грунта по времени, необходимому для уплотнения грунта под данным давлением. Этот метод применяется преимущественно для глинистых грунтов. Точность его меньше чем прямых методов, но достаточна для практических целей.

Пусть глинистый грунт уплотняется под постоянным давлением в компрессионном приборе. При стабилизации уплотнения грунта за время t выжато определенное количество воды. Вычислим K_f . Для удобства все вычисления отнесем не к полной высоте (мощности слоя) h , а к уменьшенной - h_o , которую имел бы грунт при минимальной пористости. Эта высота называется приведенной и близка к высоте минеральной части (скелета), слагающей породу, и в процессе скатия остается неизменной. Так как объем минеральной части в

1 см³ равен $1/(1+\theta)$, то приведенная высота слоя равна $h_o = h/(1+\theta)$.

K_f , отнесенный к h_o , $K_f^o = \frac{K_f}{1+\theta}$. Согласно закону Дарси, количество воды, выжатой из грунта в ходе уплотнения, равно

$$Q = K_f^o \frac{H_2 - H_1}{\ell} t F,$$

где F - площадь кольца, $H_2 - H_1$ - действующий напор в горячей воде (для рассмотренного случая он вызван постоянным δ' и равен $H_2 - H_1 = \delta/\rho_g$ (ρ_g - удельный вес воды)), ℓ - путь фильтрации воды (для данного случая минимальный путь фильтрации равен нулю, максимальный - $h_o/2$). Так как в компрессионно-фильтрационных приборах фильтрация воды идет в обе стороны (вверх и вниз), средний путь фильтрации

$$\ell = \frac{1}{2} (0 + \frac{h_o}{2}) = \frac{h_o}{4}.$$

Введя соответствующие обозначения в формулу Дарси, получаем

$$Q = K_f^o \frac{4GFt}{h_o \rho_g} = K_f^o \frac{4(\delta_2 - \delta_1)}{h_o \rho_g} F t, \quad (I)$$

так как $\delta' = \delta_2 - \delta_1$.

Объем выжатой воды можно определить и иначе. В водонасыщенном грунте объем пор равен объему воды

$$V_{\text{пор}} = nV = \frac{\theta}{1+\theta} V,$$

где $V_{\text{пор}}$ - объем пор, V - объем грунта, n - пористость, θ - коэффициент пористости.

При увеличении θ от θ_1 до θ_2 соответственно уменьшается θ от θ_1 до θ_2 и объем отжатой воды равен

$$Q = \frac{\theta_1}{1+\theta_1} h F - \frac{\theta_2}{1+\theta_2} h F,$$

где h - высота слоя грунта, соответствующая θ_2 . Так как $\frac{h}{1+\theta_1}$ и $\frac{h}{1+\theta_2}$ равны приведенной высоте слоя h_o , которая постоянна во все время уплотнения грунта, то можно написать

$$Q = (\theta_1 - \theta_2) h_o F. \quad (2)$$

Приравняв правые части уравнений (I) и (2), получаем

$$Q = K_f^o \frac{4(\delta_2 - \delta_1)}{h_o \rho_g} F t = (\theta_1 - \theta_2) h_o F,$$

откуда $K_f^o = \frac{\theta_1 - \theta_2}{\delta_2 - \delta_1} \cdot \frac{h_o \rho_g}{4t}$, так как $\frac{\theta_1 - \theta_2}{\delta_2 - \delta_1} = \alpha$

$$\text{и } K_f^o = K_f^o (1+\theta), \text{ то } K_f^o = \frac{\alpha h_o (1+\theta) \rho_g}{4t};$$

если K_f относится к полной высоте слоя грунта h , то

$$K_f = \frac{\alpha h^2}{4(1+\epsilon)t} \cdot \frac{t_2}{t}$$

откуда время t , необходимое для уплотнения слоя грунта h при увеличении ϵ от ϵ_1 до ϵ_2 , составит $t = \frac{2h^2 \rho_g}{4(1+\epsilon)K_f}$, где ϵ соответствует $\epsilon = \text{const}$.

Следовательно, время уплотнения (консолидации) образца с высотой h легко вычисляется, если известны α , ϵ , при $\epsilon = \text{const}$ и K_f . Все эти данные можно получить при компрессионных испытаниях.

Если известно время уплотнения t образца с высотой h , то можно определить время уплотнения T слоя породы мощностью H , так как отношение времени уплотнения двух образцов одной породы пропорционально отношению квадратов их мощностей.

$$\frac{T}{t} = \frac{H^2}{h^2}, \quad T = \left(\frac{H}{h}\right)^2 t$$

На основе вышеуказанных зависимостей, вытекающих из теории фильтрационной консолидации, можно рассчитать K_f грунта косвенным методом по кривой консолидации.

Известно, что если общее сжатие породы от данной ϵ принять за 100%, то за сравнительно короткое время (2,2 – 5 часов) происходит 80-85% общей величины сжатия. Дальнейшее же изменение осадки идет весьма медленно. В соответствии с этим для вычисления K_f косвенным методом рекомендуется формула

$$K_f = \frac{0.85 \alpha h^2 \rho_g}{4(1+\epsilon)t},$$

где 0,85 – коэффициент, учитывающий эффект времени, израсходованного на вытекание воды из грунта, α – коэффициент скимаемости, h – высота образца в сантиметрах при ϵ_1 и ϵ_2 ;

$$\alpha = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{\epsilon_2 - \epsilon_1},$$

ϵ – среднее значение коэффициента пористости за время сжатия

$$\epsilon = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2},$$

t' – время в секундах, протекшее до завершения наибольшего уплотнения грунта от общей величины сжатия при ϵ_2 .

При использовании этой формулы значения α и ϵ определяются экспериментально, h известно, а t' определяется особым графическим методом следующим образом. На графике изменения осадки

или степени консолидации во времени устанавливают время t_1 и t_2 от начала приложения ϵ_2 до моментов, соответствующих сжатию образца на 90, 80, 70% от полной деформации сжатия S , а также на 45, 40, 35% от S . Составляют соотношение t/t_2 , т.е. 90/45; 80/40; 70/35 и т.д. По значениям этих отношений на том же графике строят кривую в произвольном горизонтальном масштабе (рис. I3). На построенной кривой определяют точку соответствующую значению $t_1/t_2 = 5,27$ и проводят из нее горизонтальную прямую до пересечения с кривой консолидации. Абсцисса точки пересечения и будет t' (см. рис. I3). Для расчета K_f по кривой консолидации надо вести наблюдение за уплотнением грунта от ϵ_2 через интервалы в 1, 3, 5, 10, 20, 30, 45, 60 мин, затем через 1 час до конца рабочего времени, потом один раз в сутки.

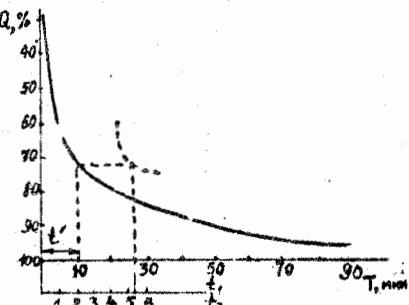


Рис. I3.

7. Основные достоинства и недостатки метода компрессионных испытаний

К достоинствам метода можно отнести его доступность и дешевизну (компрессия примерно в 10 раз дешевле по сравнению с полевыми испытаниями). Существенным достоинством метода также является возможность получения кривой консолидации, величины коэффициента фильтрации при различной степени консолидации, показателей просадочности, набухания и структурной прочности грунтов.

Недостатки компрессионных испытаний очень значительны и могут в ряде случаев превысить их достоинства. Существенным недостатком компрессии является невозможность управления горизонтальными скимающими усилиями и, следовательно, невозможность моделирования естественного напряженного состояния грунта. Осадки,

расчитанные по лабораторным компрессионным испытаниям, чаще всего выше по сравнению с полевыми штамповыми опытами, что связано, во-первых, с различными нарушениями структуры при отборе образцов и, во-вторых, с неровностями при врезании кольца в монолит грунта.

Наиболее частым следствием нарушения грунта является разуплотнение внешних частей образца и уплотнение внутри них, а также неоднородность распределения влаги в грунте. И хотя при этом среднее значение пористости остается близким к естественному, структура и физическое состояние изменяются и скимаемость будет отличаться от натуральных условий. При врезании кольца обычно, как между стенками кольца и образцом (вертикальная поверхность), так и между поршнями прибора (горизонтальная поверхность образца) остаются незначительные пустоты, которые ликвидируются уже в ходе загружения образца при испытании. Естественно, что при небольших размерах образца неровности его поверхности могут существенно исказить результаты определения деформаций. По деформации образца высотой 2 см рассчитывают обжатие многометрового пласта грунта и абсолютная погрешность испытания дает при расчете ошибку, увеличенную в сотни раз. Поэтому в последних ГОСТах грунты твердой и полутвердой консистенции не рекомендуется подвергать компрессионным испытаниям, так как для них редко удается получить достоверные значения показателей скимаемости. Для корректировки значений модуля деформации E предлагают вводить различные поправки. Например, М.А. Солодухин [15] предлагает в формулу расчета E вводить следующие поправки:

$$E = \frac{1 + E_0}{\alpha} \beta \left(\frac{2.7}{C_0} + 0.2 \right) = \frac{1 + E_0}{\alpha} \beta m , \text{ где } m = 2+10 .$$

В.М. Фурса [16] дает следующее соотношение между значениями модулей деформаций, полученными штамповыми опытами E_{sh} и компрессионными E_k : $E_{sh} = E_k + \Delta E$, где ΔE ; т.е. поправка, может быть в несколько раз больше, чем E_k .

Часть II. ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Нарастание в грунте напряжений приводит к двум характерным явлениям: появление пластичных деформаций, переходящих в течение или появление трещин с последующим хрупким разрушением. Оба явления рассматриваются как потеря прочности. Таким образом, прочность – это способность сопротивления хрупкому разрушению или наступлению состояния неограниченного деформирования – течения. Разрушение может идти при сочетании обоих процессов.

I. Виды разрушения и стадии деформирования грунтов под нагрузкой

В зависимости от характера грунта и приложенного давления прочностные свойства проявляются по-разному. Могут развиваться деформации сжатия, растяжения, сдвига, кручения, изгиба. Все случаи потери прочности в конечном итоге обусловлены или объемной деформацией или изменением формы. При объемной деформации разрушение происходит в виде хрупкого разрыва под действием нормальных напряжений σ_{\perp} по площадкам отрыва. При формоизменении разрушение идет в виде пластического сдвига по площадкам скольжения и течения под действием касательных напряжений T . Для решения большинства практических задач используются прочность на растяжение и на сжатие. Виды разрушения: а – при растяжении (1 – разрыв, 2 – сдвиг, 3 – разрыв со сдвигом, 4 – разрыв со сдвигом в направлении разрыва, 5 – пластическое течение с образованием шейки) и б – при сжатии (6 – сдвиг, 7 – продольный разрыв, 8 – сдвиг с продольным разрывом, 9 – пластическое течение с образованием бочки) показаны на рис. 14.

При действии на грунт нагрузки, определенной на ограниченной площади (давливание штампа), боковое расширение скимаемой части грунта нельзя исключить, так как приложение объема грунтового массива, играющие роль боковых стенок, не являются абсолютно неподвижными и могут поэтому лишь ограничивать боковое расширение, а не устранять его полностью. До тех пор пока ограничивающие стенки еще не потеряли своей целостности, деформация грунта, в основном, определяется его скимаемостью. Но когда целостность стенок нарушена и они уже не препятствуют боковому

расширению, деформации грунта приобретают характер скатия при свободном расширении, которое может приводить к разрушению грунта путем смещения его по поверхностям сдвига. При ограниченной

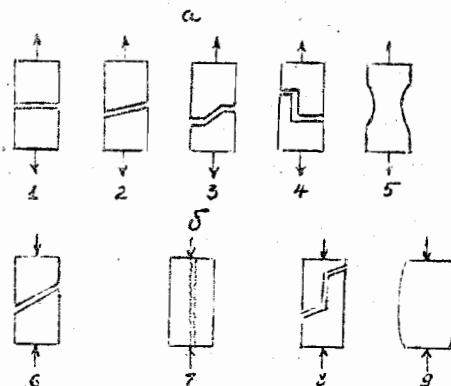


Рис. 14.

ных деформаций на отдельных стадиях этого процесса (рис. 15). Можно, таким образом, выделить три стадии: уплотнения, сдвигов, разрушения.

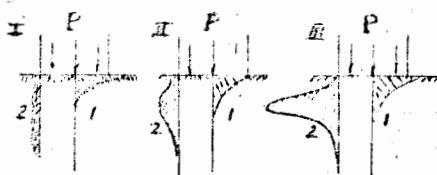


Рис. 15.

целостности стенок, а эпопея горизонтальных перемещений²⁾ отмечает незначительное смещение, вызванное боковым распором сжимаемого грунта (см. рис. 15).

Вторая стадия соответствует продельному равновесию боковых массивов (стенок) при достижении боковым распором величины, способной нарушать их равновесие. При этом начинаются горизонтальные смещения грунта, поэтому штамп получает возможность дальнейшего вдавливания вместе с уплотненным ядром грунтом за счет боко-

деформируемости стенок скатие и сдвиг грунта объединяются в одном процессе.

Суммарный эффект этих деформаций можно характеризовать как сложную деформацию вдавливания (штампа). В процессе вдавливания соотношение составляющих видов деформации (сжатия и сдвига) меняется, чем и определяется различие

чие характера суммар-

На первой стадии разаются деформации скатия неподвижности соседних массивов грунта. Эпизод вертикальных перемещений (I) охватывает ту глубину, на которой грунт упирается без нарушения плотности стенок, а эпизод незначительное смещение грунта (см. рис. 15).

вых смещений (выпирания) неуплотненного грунта. Эпюра вертикальных относительных перемещений (уплотнения) почти не отличается от эпюры I стадии. Эпюра горизонтальных перемещений отличается заметным возрастанием деформаций, но не достигает еще катастрофической величины (см.рис.15).

Третья стадия соответствует полному нарушению равновесия боковых стенок, образованных прилегающими массивами грунта. Уплотненный объем грунта продвигается по вертикали вместе со штампом, почти не встречая сопротивления своему движению, а боковое выпирание идет беспрепятственно из-за отсутствия сопротивления со стороны боковых стенок. Этапа вертикального перемещения не получает существенных изменений, а в эпюре горизонтальных перемещений отмечается катастрофическое возрастание смещений, сосредоточенных в местах, оказавшихся наименее прочными по глубине массива (см.рис.15). Эти стадии хорошо отмечаются на общем графике относительных вертикальных деформаций вдавливания (рис.16) и различаются по скорости деформирования (рис.17).

На диаграмме зависимости деформаций грунта от σ при действии местной нагрузки, передаваемой на грунт через жесткий штамп, видно, что при изменении σ от 0 до b_{pr} наблюдается практически линейное приращение деформаций (участок OA на рис. 16).

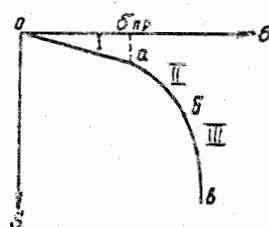
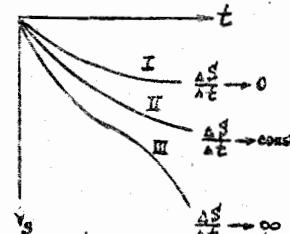


Рис. I6



Plac. 17

Третья стадия напряженного состояния (отрезок $\delta\delta$ на рис. 16) характеризуется криволинейным характером

изменения садки при увеличении σ (кривая III на рис. I7). Эта фаза потери устойчивости основания и разрушения грунта, развития незатухающих прогрессирующих деформаций. Разрушение грунта может проявляться в виде выширания его на поверхность или выдавливания в стороны в зависимости от физико-механических свойств грунта.

Промежуточная вторая стадия напряженного состояния является переходной от фазы уплотнения к его разрушению (криволинейный участок $\alpha\beta$ на рис. I6). Здесь заканчиваются деформации уплотнения и начинают преобладать деформации сдвига частиц под действием бокового сжатия грунта уплотненным ядром (кривая II из рис. I7). Эта стадия соответствует развитию незатухающих деформаций, постоянных во времени. Она характеризует предел есущей способности грунта, т.е. границу, после которой при увеличении σ начинается процесс разрушения.

На первой стадии деформирования преобладает процесс уплотнения грунта под давлением за счет уменьшения пористости при незначительных местных деформациях сдвига. Вторая стадия соответствует развитию незатухающих деформаций постоянных во времени, т.е. после приложения некоторой нагрузки скорость деформирования ($\Delta S/\Delta t$) стремится к постоянной величине. Здесь деформации идут как за счет уменьшения пористости, так и за счет сдвига частиц грунта. Кривая II характеризует процесс незатухающих прогрессирующих деформаций под давлением ($\Delta S/\Delta t \rightarrow \infty$), садка протекает с преобладанием деформаций сдвига и перемещения частиц в стороны. Деформации уплотнения (кривая I), которые вызывают садку надземных конструкций, характеризуют деформативные свойства грунтов, рассмотренные в первой части пособия. Деформации сдвига на кривой II и III характеризуют предел устойчивости и прочности грунтов при их разрушении.

Под влиянием внешнего давления на грунт он подвергается одновременному действию нормальных (σ_n) и касательных (τ) составляющих напряжений, возникающих в каждой точке массива грунтов. Касательные составляющие напряжения стремятся сместить одну часть массива грунта относительно другой, а грунт оказывает сопротивление. Каждый грунт в конкретных условиях, определяемых σ_n , скоростью приложения нагрузок, вызывающих появление τ ,

условиями дренажирования и др., обладает предельной способностью сопротивляться сдвигющим усилиям — τ_{pr} . Если касательные напряжения τ , создаваемые внешним давлением, больше τ_{pr} , то грунт разрушается с образованием поверхности скольжения. В сопротивлении материала сдвиг рассматривают как процесс без изменения объема материала. Грунты, как правило, не подчиняются этому. Сдвиг в плотных песках и глинах обычно сопровождается увеличением объема (разрыхлением), а в рыхлых наоборот — уплотнением грунта, т.е. уменьшением объема. М.Н.Гольдштейн [8] объясняет это следующим образом. Если по поверхности песка перемешать пластинку в прямом и обратном направлении, то слой песчинок, прилегающий к пластинке, из-за трения, возникшего на границе раздела материалов, будет вовлекаться в движение. Этот процесс будет распространяться в глубину с быстро затухающей амплитудой смещения частиц. При рыхлой укладке песок уплотняется, при плотной — разрыхляется. Такой же процесс идет в глине, но из-за связности дилатансия (изменение плотности при сдвиге) проявляется значительно меньше.

Кулон в 18 веке экспериментально доказал, что в момент перехода грунта к разрушению, т.е. в предельном состоянии между прочностью грунта и действующими в нем напряжениями существует следующая зависимость:

для связанных грунтов — $\tau = t_g \varphi b_n + C$,

для песков — $\tau = t_g \varphi b_n$,

где C — сцепление и φ — угол внутреннего трения — параметры прочности грунтов.

Это вторая после закона уплотнения основная зависимость механики грунтов, которая показывает, что сопротивление грунта сдвигу находится в линейной зависимости от нормального давления.

2. Условия разрушения грунтов и формы условий предельного равновесия

Если при оценке склоняемости грунта наибольший интерес представляют горизонтальные площадки, где действуют главные напряжения, вызвавшие сжатие, то при расчете устойчивости оснований более важно рассмотреть площадки, наклоненные к горизонту под углом α , на которых развиваются касательные и нормальные напряжения. При одноосном сжатии грунта напряжения, действующие в

сечении, проведенном через точку M , под углом α к горизонтальной оси, можно разложить по правилу разложения векторов на нормальные (σ_n) и касательные составляющие (τ) (рис.18). Если S - площадь горизонтального сечения и S_1 - площадь наклонного сечения, то напряжения на этих площадках соответственно равны

$$\sigma_n = P/S; \sigma'_n = P/S_1 = \sigma_n \cos \alpha, \text{ так как } S_1 = S / \cos \alpha,$$

$$\sigma'_n = \sigma_n \cos \alpha = \sigma_n \cos^2 \alpha, \tau = \sigma'_n \sin \alpha = \frac{\sigma_n}{2} \sin 2\alpha.$$

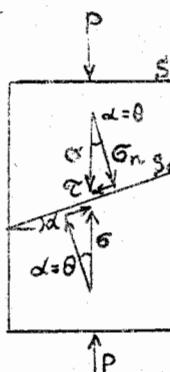


Рис.18.

Главные напряжения, как известно, это нормальные напряжения, действующие на главных площадках, на которых отсутствуют касательные напряжения. Через каждую точку массива можно провести три взаимно перпендикулярных площадки, в которых действуют главные напряжения. Пусть на грунт действуют скимающие главные напряжения $\sigma_1 > \sigma_2$ (по направлению осей Z и X). Найдем значения нормальных и касательных составляющих напряжений, действующих на площадке $n-n$, проведенной через точку M и наклонной под углом α к горизонту с помощью диаграммы Мора (рис.19).

Отложим на оси X значения σ_1 и σ_2 и проведем окружность с радиусом $r = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$. Ординаты и абсциссы точек, лежащих на этой окружности, соответствуют σ_n и τ для различно направленных площадок в данной точке. Проведем в круге Мора радиус O_B

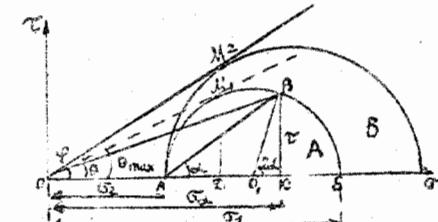
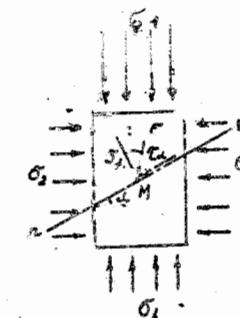


Рис.19.

под углом 2α к полуоси OB или из конца диаметра A секущую под углом α до пересечения с кругом. Отрезки OC и BC будут соответствовать напряжениям σ_α и τ_α , действующим на площадке $n-n$ под углом α к горизонту. Полное напряжение, действующее на площадке $n-n$, σ равно отрезку OB

$$\sigma = \sqrt{\sigma_\alpha^2 + \tau_\alpha^2},$$

θ - угол отклонения полного σ от нормали к площадке
 $\operatorname{tg} \theta = \tau_\alpha / \sigma_\alpha$.

Чем больше угол θ , тем больше τ_α . Очевидно, что в пределах круга наибольшее касательное напряжение соответствует радиусу круга

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}.$$

Наибольший угол отклонения соответствует касательной, проведенной к кругу Мора. Как указывалось выше, в случае превышения определенной нагрузки (так называемой первой критической) начинается вторая фаза деформирования или фаза предельного равновесия, когда начинают развиваться незатухающие сдвиговые деформации, приводящие к разрушению грунта. Условием предельного равновесия (условием прочности) принято считать равенство между максимальным углом отклонения и углом внутреннего трения грунта: $\theta_{\max} = \varphi$.

Если на рис.19 провести прямую $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$ (уравнение Кулонна), то она пройдет под углом φ к оси абсцисс. Если $\theta_{\max} < \varphi$, то касательные напряжения τ_α в точке, для которой построен круг Мора A , ни по одной площадке не достигнут сопротивления грунта сдвигу $\tau_{c\varphi}$. Будем увеличивать σ , пока круг напряжений B не коснется графика сдвига. Тогда на площадке с напряжениями $M_2 D$

$\tau'_\alpha = \tau_\alpha'$ и $O\sigma = \sigma'_\alpha$ в точке касания M_2 касательные напряжения τ'_α будут равны сопротивлению грунта сдвигу $\tau_{\text{св}}$. При этом $\theta_{\text{max}} = \varphi$.

До тех пор пока в любой точке массива грунта ни на одной пло-
щадке θ не достигнет φ , грунт находится в состоянии устойчивого равновесия, сдвиги отсутствуют. Если в какой-либо точке $\theta = \varphi$, то в ней будет состояние предельного равновесия, которое рассмат-
ривается как начальный момент разрушения грунта. Самое незначи-
тельный увеличение θ сверх φ вызовет сдвиг и тем с большей
скоростью, чем больше разность $\theta - \varphi$. Тогда грунт переходит в
так называемое запредельное состояние. Из выражения $\tau_{\text{св}} = \tau/\sigma$
следует, что прочность грунта не зависит от абсолютных значений
 τ и σ , а только от их отношения. В этом и заключается сущ-
ность критерия прочности Кулона-Мора. Так как из точки O к кругу
напряжения можно провести две касательные, то в каждой точке грун-
та будут существовать одновременно две площадки сдвига, образую-
щие друг с другом угол $90 \pm \varphi$ и симметричные относительно главных пло-
щадок (рис.20). Площадки сдвига всегда образуют с σ_1 $\angle 45^\circ - \varphi/2$, а с σ_2 $\angle 45^\circ + \varphi/2$. Как видно из рис.20, $\varphi + 2\alpha = 90^\circ$,
 $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$; $2\alpha + 2\alpha' = 180^\circ$; $\alpha' = 45^\circ + \varphi/2$. Можно видеть, что направление площадок скольжения не зависит от сцепле-
ния, а только от угла внутреннего трения.

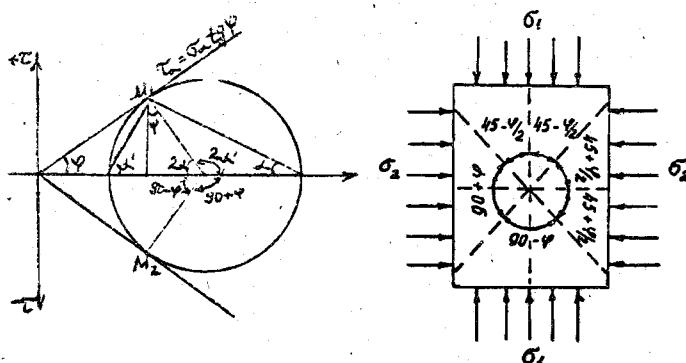


Рис.20.

Рассмотрим зависимость τ_α , τ_α' от σ_1 и σ_2 по площадке MB под углом α в точке M (рис.21):

$$\begin{aligned} \sigma_\alpha &= \sigma_n = OM_1; \quad \sigma_\alpha = O, O - O, M_1 = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha = \\ &= \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}(1 - 1 + 2 \sin^2 \alpha) = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} 2 \sin^2 \alpha = \sigma_2 + \sigma_1 \sin^2 \alpha - \\ &- \sigma_2 \sin^2 \alpha = \sigma_2(1 - \sin^2 \alpha) + \sigma_1 \sin^2 \alpha = \sigma_2 \cos^2 \alpha + \sigma_1 \sin^2 \alpha; \\ \tau_\alpha &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha. \end{aligned}$$

Это первая форма предельного равновесия, выраженная через
главные напряжения и напряжения на площадках сдвига и показыва-
ющая, при каких соотношениях σ_1 и σ_2 произойдет разрушение грун-
та.

Вторая форма усло-
вий предельного рав-
новесия, выраженная
через прочностные
свойства и напряже-
ния на площадках
сдвига, описывается
уравнениями Кулона-
Мора: $\frac{\tau_\alpha}{\sigma_\alpha} = \tan \varphi$,

$$\tau_\alpha = \sigma_\alpha \tan \varphi$$

для песков: $\tau_\alpha =$
 $= \sigma_\alpha \tan \varphi + c$

для глинистых грунтов.

Эти уравнения лежат в основе сдвиговых испытаний. Уравнение Куло-
на можно преобразовать следующим образом:

$$\tau_\alpha = \tan \varphi (\sigma_\alpha + \frac{c}{\tan \varphi}) = \tan \varphi (\sigma_\alpha + \sigma_c) = \tan \varphi \sigma_{\text{общ}}$$

Отсюда

$$\sigma_{\text{общ}} = \sigma_\alpha + c \cdot \tan \varphi, \quad \sigma_{\text{общ}} = \sigma_1 + c \cdot \tan \varphi, \quad \sigma_{\text{общ}} = \sigma_2 + c \cdot \tan \varphi.$$

Как видно из рис.21, величина $\sin \varphi$

$$\text{для песка: } \sin \varphi = \frac{M_1 M_2}{O O_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}; \quad \left(\sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right) = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \quad (I)$$

для глин: подставляем в формулу (I) значения $\sigma_{\text{общ}}$ и $\sigma_{\text{общ}}$:

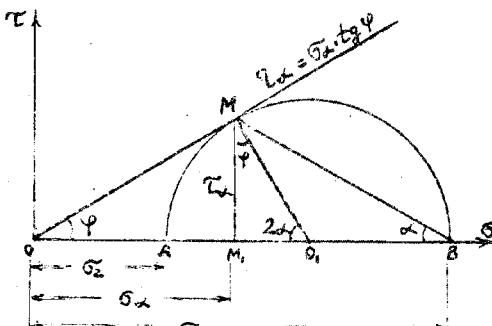


Рис.21.

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi - \sigma_2 - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\sigma_1 + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_2 + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}. \quad (2)$$

Это III форма условий предельного равновесия, выраженная через главные напряжения и прочностные свойства грунта. Она лежит в основе стабилометрических испытаний.

Из формулы (1) путем преобразований получаем

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_2 = t_g^2(45 + \varphi/2) \sigma_2 \text{ (для несвязных грунтов).}$$

Из формулы (2):

$$\sigma_1 = \sigma_2 t_g^2(45 + \varphi/2) + 2 \operatorname{ctg}(45 + \varphi/2) \text{ (для связных грунтов).}$$

При одноосном сжатии:

$$\sigma_1 = \sigma_{csc} = 2c \cdot t_g(45 + \varphi/2).$$

3. Общая классификация методов определения прочностных свойств грунтов

Для расчета несущей способности грунтов, устойчивости различных сооружений, откосов и естественных склонов, подпорных сооружений и подземных выработок используются показатели сопротивления сдвигу: сцепление C и угол внутреннего трения φ . Величина этих показателей зависит не только от начального состояния грунта, структурно-текстурных особенностей, химико-минерального состава и т.д., но и от условий проведения опытов, в ходе которых они определяются. Все существующие методы определения прочностных свойств грунтов Е.Н.Богданов предложил разделить на две большие группы. Первая группа включает методы, основанные на одном внешнем усилии. Сюда входят методы одноосного сжатия, косого сдвига, сжатия сосочными пuhanсонами, вращательного среза, пенетрации и др. Определение прочности этими методами проводится без изменения исходной структуры и состояния грунта в ходе испытания, и величина показателей не зависит от испытателя. Но при этом, как правило, не удается получить показатели прочности C и φ , в связи с чем их используют, в основном, для сравнительной оценки прочности грунтов, либо в комбинации с другими методами.

Ко второй группе относятся методы, основанные на двух внешних усилиях. Сюда входят свидговые и стабилометрические испытания, позволяющие, в отличие от предыдущих, получить сцепление и угол внутреннего трения грунтов. Кроме того, важным преимуществом этих мето-

дов, особенно стабилометрического, является возможность моделировать работу грунта в основании сооружения. В то же время следует отметить, что на величину показателей прочности большое влияние здесь оказывает методика подготовки и проведения испытаний, поскольку в ходе последних может изменяться как напряженное состояние грунта, так и его исходная плотность и влажность. В связи с этим большое значение приобретает правильный выбор методики испытания, наиболее полно моделирующей работу грунта и позволяющей получить достоверные значения характеристик C и φ .

Методы определения прочностных свойств грунтов выбирают в зависимости от их естественной прочности. Для оценки прочности скальных пород, отличающихся наибольшей прочностью структурных связей, используют методы одноосного сжатия и растяжения, трехосного сжатия (стабилометрический), косой сдвиг и сжатие сосочными пuhanсонами. Для глинистых грунтов применяются методы косого сдвига, одноосного сжатия и сосочных пuhanсонов (для твердых глин), свидговые и стабилометрические испытания, пенетрация и для слабых грунтов – вращательный срез. Для определения прочности песчаных грунтов используют свидговые и стабилометрические испытания и метод пенетрации.

4. Методы определения прочности, основанные на одном внешнем усилии

4.1. Метод одноосного сжатия. Этот метод применяется для определения прочности скальных, полускальных и глинистых пород. Прочность или предел прочности на сжатие определяется по временному их сопротивлению при одноосном сжатии. Испытания проводятся на образцах цилиндрической формы с соотношением высоты h к диаметру d равным 1,5-2,5. В качестве нормы рекомендуются цилиндры с диаметрами 28, 40, 56 и 80 мм. Можно также проводить испытания на образцах кубической формы размером 5x5x5 см. Торцы образцов должны быть строго параллельны и пришлифованы. Временное сопротивление породы при одноосном сжатии – это напряжение, вызывающее разрушение образца. Для его определения установленный под прессом образец постепенно нагружают вплоть до его разрушения и фиксируют максимальную нагрузку, при которой произошло разрушение образца. Скорость нагружения должна находиться в пределах 0,5-1,0 МПа/с.

Для мягких глинистых грунтов и некоторых полускальных пород, обладающих пластичностью или хрупко-пластичным характером разрушения, за условный предел прочности на сжатие можно принять напряжение, при котором остаточные деформации составляют 10-15% первоначальной высоты образца.

$$R_{csc} = \frac{P_{max}}{F_0}, \quad [R_{csc}] = \text{МПа},$$

где F_0 - первоначальная площадь поперечного сечения, P_{max} - общая максимальная нагрузка на образец в момент разрушения.

Методом одноосного сжатия можно определить и сопротивление сдвигу. Для твердых глин определяют R_{csc} и замеряют угол наклона поверхности разрушения к горизонтали (α). По этим данным получают прямолинейную сгибающую (рис.22).

$$\sigma = b_1 \operatorname{tg} \varphi + c.$$

Здесь $b_2 = b_3 = 0$ и круг Мора, имеющий диаметр, равный b_1 , касается оси ординат ($b_1 = R_{csc}$). К нему проводят касательную c через точку, радиус-вектор которой образует угол 2α к оси b :

$$b_1 = R_{csc} = 2c \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2),$$

$$\varphi = 2\alpha - 90, \quad c = \frac{\sigma_1}{2 \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)}.$$

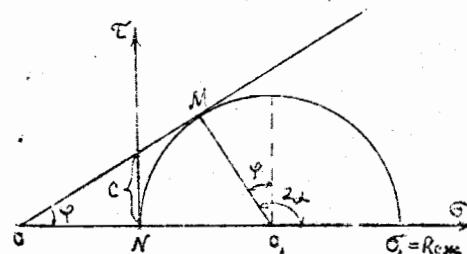


Рис.22.

Таким образом, метод одноосного сжатия при определенных условиях позволяет определить в одном опыте C и φ . При этом, замеряя продольные и поперечные деформации, также можно получить показатели скимаемости грунтов E и M .

Расчет C и φ применяется только для грунтов твердой консистенции, когда разрушение носит характер скола уже при малых деформациях, не более 10% высоты образца. При пластичном типе деформации иногда считают, что $\varphi = 0$ и $C = b_1/2$.

Метод одноосного сжатия очень распространен за рубежом и считается одним из лучших для получения C и φ глинистых грунтов. Кроме того по величине R_{csc} дается количественная оценка консистенции грунтов (табл.3).

Таблица 3

4.2. Метод сжатия соосными пuhanсонами.

Метод разработан во ВНИИГИ для определения прочности на сжатие и разрыв скальных и полускальных пород для массовых исследований. Испытания ведут путем сжатия образцов определенной формы (плоские пластинки круглой формы - диски диаметром 30-100 мм между плоскими же торцами двух цилиндрических соосно расположенных пuhanсонов значительно меньшего диаметра $d = 1,3-1,7$ мм (рис.23, а). Предел прочности на сжатие определяется по разрушающей нагрузке и диаметру образца и пuhanсонов. Значения его, полученные по этому методу, близки к R_{csc} при одноосном сжатии, но он применим только для однородных и некрупнозернистых пород. Изготавливают образцы в виде плоских дисков $D = 30-100$ мм, толщиной 11-12 мм, их выпиливают из керна алмазной пилой, а твердые глинистые грунты пришлифовывают $R_{csc} = P/F_{расч}$, где P - разрушающая нагрузка, $F_{расч}$ - приведенная площадь сечения образца, зависящая от D/d , т.е. отношения диаметра образца к диаметру пuhanсонов. Она определяется по nomogramme (рис.23, б) для пuhanсонов 1 см² (1) и 0,5 см² (2).

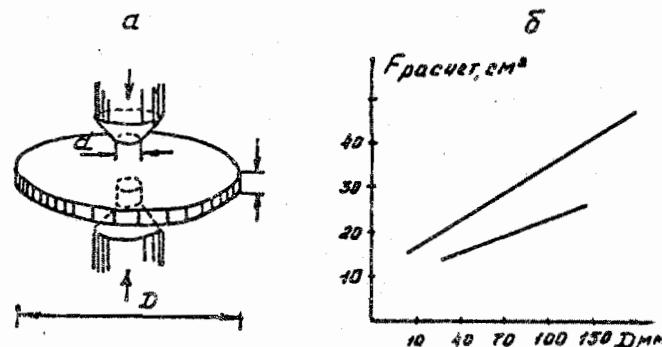


Рис.23.

4.3. Косой сдвиг или метод скальвания. Скальные и многие песчаные грунты имеют хрупкое разрушение, поэтому под действием касательных усилий в них идет не сдвиг-срез одной части обраша по другой, а скальвание, т.е. быстрое разрушение с потерей прочности. Разработанный во ВНИИИ метод косого среза позволяет определить прочность этих пород. Образцы цилиндрической или кубической формы вкладывают в стальные матрицы [3], которым с помощью пресса задается взаимное перемещение. Образец в матрице закрепляется пластиинами [4]. В результате образец скальвается по заданной плоскости, наклоненной под углом α , определяемым местом разъема матрицы. Наклон этой плоскости изменяется с помощью набора клиньев [2]. Для крепких пород достаточно провести испытания на скальвание под углами 30, 45, 60°. Для равномерной передачи давления от пресса оно передается через шарик, а снизу — через роликовый подшипник. Давление P определяется по динамометру. Если $\alpha = 0$, то $b_0 = \sqrt{P}$; $b_n = b_0$. Если $\alpha > 0$, то $b_n = b_0 \cos \alpha$ и $T = b_0 \sin \alpha$ (рис. 24, а). T характеризует сопротивление пород скальванию или прочность на скальвание $R_{\text{ск}}$, которая увеличивается с увеличением угла α . Таким образом, α — наклон плоскости скальвания к направлению P определяет величину соотношения b_n и T при разрушении-скальвании образца.

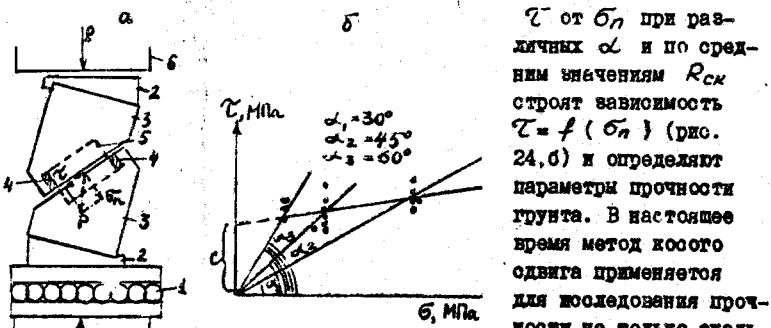


Рис. 24.

Строят зависимость T от b_n при различных α и по средним значениям $R_{\text{ск}}$ строят зависимость $T = f(b_n)$ (рис. 24, б) и определяют параметры прочности грунта. В настоящее время метод косого сдвига применяется для исследования прочности не только скальных, но также и глинистых пород.

4.4. Метод вращательного среза. Вращательный срез — это испытание грунтов на сдвиг по цилиндрической поверхности лопастными приборами (крыльчаткой). Испытание заключается в сдвиге по цилиндрической поверхности некоторого объема грунта путем вращения крестообразной лопасти (крыльчатки), образованной двумя взаимно перпендикулярными пластинками и заглубленной в грунт ниже забоя скважины (в полевых испытаниях) или заподлицо с поверхностью образца (в лабораторных крыльчатках). Этот метод наиболее широко известен как полевой метод испытания пород в скважинах. Однако большее развитие получает метод лабораторных испытаний на вращательный срез с помощью лабораторной крыльчатки. Особенно широко этот метод применяется на Западе. Пластинки, образующие крестообразную лопасть, имеют высоту h и диаметр d (рис. 25). При заглублении крыльчатки в грунт ниже дна выработки на величину больше h (полевые испытания) срез грунта идет по полной поверхности цилиндра, высотой h и диаметром d . При заглублении крыльчатки в грунт на высоту h (в лабораторной крыльчатке) срез идет по боковой поверхности цилиндра и его нижнему основанию.

Для глинистых грунтов текучей и мягкопластичной консистенции из-за сложности (или невозможности) отбора ненарушенных образцов испытание на вращательный срез при бурении скважин является практически единственным достоверным методом определения прочностных свойств. По ГОСТу 21719-80 "Грунты. Метод полевого испытания вращательным срезом" он применяется лишь для слабых глинистых грунтов, илов и заторфованных грунтов. Этот метод рекомендуется применять для определения сопротивления сдвигу T грунтов естественного и нарушенного состояния, показателя структурной прочности грунта, однородности свойств по площади и глубине и сравнительной оценки состояния и свойств грунтов.

Испытания на вращательный срез позволяют получить две характеристики: 1) сопротивление сдвигу T , близкое к значению, определяемому при одноосном сжатии; 2) чувствительность (структурную прочность), равную $T_{\text{ест}}/T_{\text{наг}}$. Эти испытания не позволяют получить c и ϕ . Однако при испытании грунтов текучей и мягкопла-

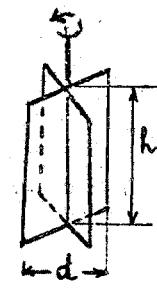


Рис. 25.

стичной консистенции в расчетах принимают, что $\tau_{max} = C$, так как φ для них очень мал.

Вращая крыльчатку со скоростью 0,1-0,2° в секунду, проводят срез грунта и фиксируют значение максимального крутящего момента (M_{max}). Исследования показали, что погружение в грунт тонкой лопасти существенно не нарушает структуру грунта. После среза грунта определяется M_{max} производят 5-6 полных оборотов крыльчатки и фиксируют значение крутящего момента, соответствующего минимальной, установившейся прочности на сдвиг нарушенного грунта (M_{min} или M_{ust}). Принимая срезаемый столбик породы сплошным, а распределение касательных напряжений τ на его поверхности равномерным, условие равновесия записывают в виде $M = B \sigma$, где M - крутящий момент, B - постоянная данной крыльчатки. Для полевой крыльчатки, когда срез идет по полной поверхности цилиндра, $B = \frac{\pi d^2 h}{2} (1 + \frac{d}{3h})$ и для лабораторной крыльчатки, которая погружается лишь до верхнего края лопастей

$$B = \frac{\pi d^2 h}{2} (1 + \frac{d}{6h}).$$

В соответствии с указанными зависимостями, в полевых испытаниях сопротивление сдвигу τ_{max} определяется по формуле

$$\tau_{max} = M_{max}/B = \frac{M_{max}}{\pi d^2 h/2 (1 + \frac{d}{3h})} = \frac{M_{max}}{1.57 d^2 (h + \frac{d}{3})}.$$

Для лабораторных испытаний

$$\tau_{max} = \frac{M_{max}}{1.57 d^2 (h + \frac{d}{6})}.$$

Для многих конструкций крыльчатки ($h = 2d$), тогда

$$\tau_{max} = \frac{M_{max}}{3.66 d^3}.$$

Чувствительность грунта находят как τ_{max}/μ_{ust} . По степени чувствительности грунты делятся на малочувствительные (1-4), чувствительные (4-8), сверхчувствительные (более 8). По ГОСТу 21719-80 определяют показатель структурной прочности P_c , также равный

τ_{max}/μ_{ust} . По его значению прочность структурных связей глинистых грунтов оценивается следующим образом: $P_c = 1$ - структурные связи отсутствуют, $1 < P_c \leq 2$ - низкая прочность, $2 < P_c \leq 5$ - средняя прочность, $P_c > 5$ - высокая прочность структурных связей.

По значению τ_{max} можно сравнивать прочность различных грунтов и выявлять однородность толши грунтов по глубине и площади. Бьергум предложил для расчета сцепления глинистых грунтов формулу $C_h^0 = \alpha C_h$, где C_h^0 - расчетное сцепление C при не-декомпрессированном испытании (по методике $\varphi = 0$), C_h - нормативное сцепление по крыльчатке; α - коэффициент, зависящий от числа пластичности φ_p . Эти формулы хорошо соответствуют опыту.

Метод вращательного среза является достаточно надежным для предварительных расчетов устойчивости оснований. В настоящее время появились новые приборы с созданием E_p , предложены различные расчетные схемы для определения по τ_{max} и τ_{min} значений показателей сдвига (C и F), а также модулей деформации E , но все они, к сожалению, недостаточно надежны. По данным Е.Н.Богданова, метод вращательного среза можно использовать для лабораторных испытаний слабых грунтов, имеющих сопротивление сдвигу не более 0,015 MPa.

4.5. Метод пенетрации. Пенетрацией называется метод определения сопротивления песчаных и глинистых пород проникновению в них наконечников определенной формы и размеров. Если глубина погружения наконечника не больше его высоты, то метод называется пенетрацией, а если больше, то зондированием.

Метод пенетрации теоретически хорошо обоснован решением задачи предельного равновесия горных пород под штампом и коническим наконечником.

Метод пенетрации используется для определения верхнего числа пластичности W_L балансирующим конусом, пределов пластичности и коэффициента консистенции конусом П.О.Бойченко [5]. В 1949 г. академик П.А.Ребиндер предложил определять пластическую прочность грунтов $P_m = \tau = C = K \frac{P}{h^2}$, для конуса с углом при вершине $\alpha = 30^\circ$ $K = 1,12$ для $60^\circ - 0,42$; P_m - нагрузка, h - глубина погружения конуса в грунт.

В 1955 г. профессор В.Г.Березанцев [1] дал теоретическое решение, позволяющее использовать известные решения осесимметричной задачи для анализа результатов пенетрации и зондирования. Экспериментальная проверка показала, что это возможно, поскольку условия выщирания в результате расклинивавшего действия кониче-

ского наконечника и уплотненного ядра, образующегося под плоским штампом, оказались одинаковыми. В общем виде применительно к пенетрационным испытаниям, это уравнение записывается так:

$$P = U_0 \rho h^3 + N_0 C h^2,$$

где h — глубина погружения конуса, ρ — плотность грунта,

C — сцеп. лие;

$$U_0 = U_T \pi g^{1/2}$$
 — обобщенный показатель пенетрации;

$$N_0 = N_T \pi g^{3/2}$$
 — коэффициент несущей способности;

U_T , N_T — безразмерные коэффициенты несущей способности, зависящие при $\alpha = \text{const}$ от φ .

По В.Ф.Разоренову $P/h^2 = k$ МПа — удельное сопротивление пенетрации — для связных грунтов. Тогда $R = U_0 \rho h + N_0 C$, при этом

$$R_0 = N_0 C, \quad C = R_0 / N_0 = K_p R_0. \quad \text{Для песков} \quad C = 0 \quad \text{и} \quad R =$$

$$= U_0 \rho h^3, \quad R = U_0 \rho h.$$

Здесь применяют показатель пенетрации $[U] = \text{МПа/см}$

$$U = \frac{P}{h^3} = U_0 \rho.$$

Таким образом, метод пенетрации имеет теоретически обоснованную зависимость R от прочностных свойств грунтов. Для глинистых

$C = K_p R$, где K_p — коэффициент пропорциональности, зависящий от α и φ . Кроме того, большим достоинством этого метода является простота и универсальность, его можно применять для испытания любых по прочности грунтов, а для слабых грунтов он является практически единственным методом изучения их прочностных свойств.

Разработкой теоретических и методических вопросов пенетрации занимались многие исследователи. Большую роль сыграли работы В.Ф.Разоренова [14] и его учеников. Также следует отметить исследования Е.Н.Богданова [3, 4], который во многом уточнил и развел по сравнению с Б.Ф.Разореновым как теоретические вопросы, так и методические. Так, он внес полную ясность в вопрос об инвариантности R (т.е. независимость его величины от P и h). Он показал, что нарушение в инвариантности на первых этапах погружения конуса в грунт, которое В.Ф.Разоренов пытался преодолеть, введя значение P_0 (рис. 26, а) связано с тем, что грунт находится в фазе образования сдвигов, сопровождаемой уплотнением, что наблюдается для грунтов любой консистенции вплоть до активной глубины

P_0 (рис. 26, а) связано с тем, что грунт находится в фазе образования сдвигов, сопровождаемой уплотнением, что наблюдается для грунтов любой консистенции вплоть до активной глубины

($h_{\text{акт}} = h_0$), ниже которой устанавливается предельное равновесие и при дальнейшем погружении конуса идет многократно повторяющееся развитие фазы выпирания с соблюдением инвариантности R (рис. 26, б).

Величина $h_{\text{акт}}$ зависит от прочности грунта, снижаясь с ростом прочности и возрастанием угла при вершине конуса. Для грунтов текучей консистенции наблюдается максимальная величина $h_{\text{акт}} = 19$ мм для $\alpha = 30^\circ$. Отсюда делается очень важный вывод, что испытание надо проводить до глубины $h_{\text{акт}}$ без введения поправки P_0 , и соответственно для мягких консистенций до 18–19 мм и твердых до 12 мм.

Таким образом, методика пенетрационных испытаний, разработанная Е.Н.Богдановым [4], сводится к следующему: 1) испытание надо проводить ступенчато-возрастающей нагрузкой с уравновешенной подвижной системой; 2) величина ступени должна быть согласована с прочностью грунта и назначаться так, чтобы h от нее для конуса с $\alpha = 30^\circ$ находилась в пределах от 1 до 3 мм, для конуса с $\alpha = 60^\circ$ от 0,4 до 1,5 мм; последующая ступень должна быть больше предыдущей в 1,2–1,5 раза, меньшие значения h принимаются для грунтов твердой консистенции; 3) замеры глубины погружения конуса h производятся через каждые 30 с до затухания скорости деформаций для $\alpha = 30^\circ$ — 0,1 мм/мин, для $\alpha = 60^\circ$ — 0,05 мм/мин; для $\alpha = 90^\circ$ — 0,03 мм/мин; 4) испытания проводятся до получения $R = \text{const}$ при 3–5 ступенях нагрузки, глубина $h_{\text{акт}}$ для грунтов текучей консистенции при величине угла при вершине конуса $\alpha = 30^\circ$ составляет 20 мм, для твердой до 12 мм и менее; при $\alpha = 60^\circ$ — соответственно 9 и 4 мм и при $\alpha = 90^\circ$ от 5,5 до 2 мм; 5) габариты кольца с грунтом надо выбирать с учетом вероятного значения $h_{\text{акт}}$ при различных углах при вершине конуса. Между диаметром кольца (D) и диаметром погруженной части конуса (d) необходимо выполнить

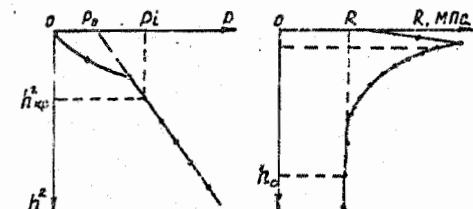


Рис.26.

соотношение $D/d > 3-7$ при φ от 0 до 30° . Высота кольца должна превышать глубину $h_{\text{окт}}$ для 30° в I, I раза, для 60° - в 1,5 раза и для 90° - в 2, I раза.

Опыт показал, что значения R , полученные различными наконечниками (разные α), оказываются пропорциональными:

$$K_\alpha = R_{30}/R_\alpha, \quad K_\varphi R_{30} = K_\varphi R_\alpha, \quad R_\alpha = C;$$

$$K_\varphi R_\alpha = K_\alpha K_\varphi, \quad K_\alpha = \frac{K_\varphi R_\alpha}{K_\varphi}$$

Большинство исследователей считали, что $K_\alpha = \text{const}$ и не зависит от свойств грунта. Но В.Ф.Разоренову разноугольные конусы при $P = \text{const}$ погружаются в грунт до одинакового диаметра $d = \text{const}$. Исследования Е.Н.Богданова показали, что условие $d = \text{const}$ далеко не всегда выполняется и особенно для грунтов текучей консистенции. Там другое условие: постоянство объема $V = \text{const}$ при $P = \text{const}$. С ростом прочности наблюдается постепенный переход от $V = \text{const}$ к условию $d = \text{const}$ (для глинистых грунтов это будет при $\varphi = 30^\circ$ и во всех случаях $\alpha \neq \text{const}$ и зависит от φ). А при влажности больше предела текучести K_φ и K_α постоянны и не зависят от α , так как $\varphi = 0$. На основании полученных зависимостей $K_\alpha = f(\varphi)$, $K_\varphi = f(\varphi)$ и $f(\varphi) = f(\varphi)$.

Е.Н.Богданов разработал способ определения прочностных характеристик грунтов методом двух пенетраций [4]. Сущность метода заключается в следующем. Проводят пенетрационные испытания кольцом ($\alpha = 30^\circ, 60^\circ$) и получают R_{30} и R_{60} . Определяют $K_\alpha = R_{30}/R_{60}$. Находят по зависимости $K_\alpha = f(\varphi)$ угол φ . По этому значению определяют K_φ или $K_{\varphi\alpha}$. По уравнению $C = K_\varphi R_{30} = K_{\varphi\alpha} R_\alpha$ рассчитывают сцепление. Значения K_α и K_φ можно получить по табличным данным или по графикам зависимости $\lg K_\alpha$ от φ и $\lg K_\varphi$ от φ (что удобнее). Для этого по табличным данным строят в полулогарифмическом масштабе зависимость K_α и K_φ от φ . Значения K_φ и K_α для конусов с углом при вершине 30, 45, 60 и 90° по Е.Н.Богданову приведены в табл. 4.

Таблица 4

φ	Коэффициенты K_α для конуса				Коэффициенты K_α для конуса		
	30°	45°	60°	90°	45°	60°	90°
0	0,650	0,364	0,234	0,112	0,559	0,359	0,173
10	0,380	0,193	0,115	0,049	0,508	0,303	0,129
20	0,222	0,103	0,057	0,021	0,461	0,255	0,096
30	0,130	0,054	0,028	0,0093	0,418	0,215	0,072

Кроме указанных методов, пенетрация может применяться при сдвиговых испытаниях грунтов для выбора нормальных давлений при сдвиге по методу определения естественной прочности, а также по методу "пенетрация + сдвиг" для определения прочностных характеристик грунтов [12], которые будут рассмотрены ниже.

Следует отметить, что пенетрационный метод является исключительно перспективным для выявления зависимостей между физическими и механическими свойствами грунтов. Как уже указывалось, пенетрацию можно использовать для определения пределов пластичности и консистенции глинистых грунтов.

Большую работу по изучению взаимосвязи физических и механических свойств грунтов проделал В.Ф.Разоренов [14], который выявил корреляционные зависимости между показателями физических свойств (влажность, плотность, степень водонасыщения) различных литологических типов глинистых грунтов и их прочностью (R). На их основании он разработал расчетные схемы, позволяющие по показателям состава и состояния грунта рассчитать его прочность, что представляет большой теоретический и практический интерес.

Оценивая в целом достоинства и недостатки методов определения прочностных свойств, основанных на одном внешнем усилии, можно сказать, что рассмотренные методы обладают как достоинствами, так и недостатками. Достоинства проявляются прежде всего в простоте испытаний как в отношении оборудования, так и методики их проведения. Важнейшим достоинством является сохранение в ходе испытаний исходного напряженного состояния грунта и независимость результатов от испытателя и соответственно сравнительно небольшой разброс опытных данных. Кроме того, такие методы, как пенетрация и врача-

тельный срез позволяют исследовать наиболее слабые разновидности грунтов, которые другими методами (сдвиговые и стабилометрическими) невозможно изучать. И, наконец, виду стабильности результатов и простоты испытаний эти методы позволяют изучать корреляционные зависимости между показателями прочности и составом и состоянием грунтов.

Главным недостатком всех указанных методов, за исключением косого сдвига, является невозможность получения прочностных характеристик C и φ . Однако в ряде случаев это удается, например, при одностороннем скатии твердых глин, при использовании метода двух пенетраций, а также различных гравиметрических методов.

5. Особенности методов определения прочности, основанных на двух внешних усилиях

Поскольку методы, основанные на одном внешнем усилии, не дают возможности получить прочностные характеристики C и φ , необходимые для расчета несущей способности грунтов, то наибольшее распространение получили методы, основанные на двух внешних усилиях: сдвиговые испытания на одноплоскостных сдвиговых приборах и стабилометрические испытания или метод трехосного скатия, позволяющие получить эти характеристики. Кроме того, эти методы гораздо лучше моделируют работу грунта в основании сооружений. Это, в основном, относится к стабилометрам, наиболее близко моделирующим природное напряженное состояние грунта, в то время, как в сдвиговых приборах при срезе грунта по заданной поверхности создается неопределенное напряженное состояние грунта. Несмотря на это, последни получили и до сих пор имеют самое широкое распространение, что связано, главным образом, с простотой методики и оборудования.

5.1. Принцип эффективных напряжений. Согласно К. Терцаги, при сдвиге водонасыщенных грунтов нормальное давление b_n воспринимается как скелетом грунта ($b_{\text{ск}}$), так и поровой водой (u), а сопротивление сдвигу T — только скелетом грунта, так как поровой воды равно нуль. Если b_n воспринимается только водой ($b_n = u$), то оно не влияет на сопротивление грунта сдвигу, так как b_n в скелете отсутствует и не создает в нем трение. Поэтому Терцаги называл u нейтральным давлением.

Уравнения Кулона, выраженные в эффективных b^* , будут иметь вид

$$\text{для песка: } T = (b_{n*} - u) \operatorname{tg} \varphi_s = b_{n*} \operatorname{tg} \varphi_s,$$

$$\text{для глины: } T = (b_{n*} - u) \operatorname{tg} \varphi_s + C_s = b_{n*} \operatorname{tg} \varphi_s + C_s,$$

где C_s и φ_s — эффективные значения сцепления и угла внутреннего трения. Уравнение третьей формы предельного равновесия в эффективных напряжениях можно записать:

$$\sin \varphi = \frac{b_1 - b_2}{b_{1*} + b_{2*} + 2C_s \operatorname{tg} \varphi_s}$$

так как $b_{1*} = b_1 - u$ и $b_{2*} = b_2 - u$.

Появление порового давления в грунтах может быть связано с увеличением нагрузки, со снятием гидростатического давления, с созданием выемок.

Из этих уравнений непосредственно следует связь прочности с консолидацией грунта. По мере консолидации грунта величина u уменьшается, а T растет. Таким образом, сжатый грунт, находящийся под давлением, с течением времени повышает свою прочность, и, наоборот, сопротивление сдвигу при мгновенном загружении может оказаться недостаточным для устойчивости сооружения.

В зависимости от характера фазовых напряжений различают три основные метода испытания грунтов на прочность:

- 1) консолидированный дренированный (КД) или медленный сдвиг или сдвиг по открытой системе;
- 2) консолидированный недренированный (КН) сдвиг;
- 3) неконсолидированный недренированный (НН) или быстрый сдвиг или сдвиг по закрытой системе.

По схеме КД-сдвига грунт срезает после консолидации от вертикального давления настолько медленно, что его влажность W успевает изменяться в соответствии с изменением напряженного состояния и u при сдвиге равно нуль. По схеме КН или ускоренного среза вслед за полной консолидацией образца под вертикальным давлением следует быстрый сдвиг при $W = \text{const}$ ($u \neq 0$). По схеме НН-среза вслед за приложением вертикального давления в сдвиговом приборе или всестороннего — в стабилометре следует быстрый сдвиг или быстрое увеличение вертикальной нагрузки в стабилометре вплоть до разрушения образца, так что W не успевает

измениться ни от b_n ни с T . Здесь $\sigma = \sigma_0 + u$, т.е. $u > 0$. В сдвиговом приборе поровое давление измерить нельзя. Его измеряют в стабилометрах и вообще прогадение КН сдвига при заметной водопроницаемости грунта возможно только в стабилометре. Измерение u производят с помощью датчиков различной конструкции, например, лоропьезометра компенсационного типа.

5.2. Классификация методов определения прочности по условиям моделирования грунта в основании сооружения. Установлено, что результаты лабораторных исследований только тогда будут достоверны, когда методика испытаний будет наиболее полно моделировать работу грунтов при взаимодействии с сооружением. Мы уже говорили, что лабораторные испытания должны учитывать, с одной стороны, свойства грунта, его специфические особенности, а с другой - тип проектируемого сооружения, нагрузку от сооружения, условия его возведения (быстрое или медленное) и характер эксплуатации.

Исходя из этого, при лабораторных испытаниях надо моделировать: 1) давление сооружения - σ_{coop} ; 2) исходное напряженное состояние, природное давление σ_{pr} с учетом глубины залегания грунтовых вод и т.д.; 3) скорость передачи давления, имитирующей темпы строительства.

Поэтому методика должна включать: 1) способ подготовки грунта к испытанию; 2) способ проведения самого испытания (одноплоскостной сдвиг или стабилометр), 3) методику испытания (скорость приложения давления, выбор b_n и т.д.).

Таким образом, основными компонентами методики определения прочности являются: 1) способ подготовки грунта к испытанию (с уплотнением или без, если с уплотнением, то величина уплотнения - это давление b_y); 2) выбор b_n при сдвиге; 3) скорость подачи T (быстрый, ускоренный, замедленный, медленный сдвиг).

В соответствии с указанными принципами можно дать классификацию методов определения прочностных свойств грунтов по условиям моделирования работы грунта в основании сооружения.

A. По способу подготовки к испытаниям выделяют следующие схемы:

- 1) без предварительного уплотнения (в естественное состояние);
- 2) с предварительным уплотнением под различными P под водой;
- 3) в предварительном уплотнении под одной P под водой;
- 4) уплотнение по специальному заданию (с полным или частичным

набуханием, с насыщением водой без набухания, до заданной степени консолидации и т.д.).

Способ подготовки выбирается в соответствии со свойствами грунта (структурной прочностью), давлением сооружения, скоростью увеличения давления и работы грунта в зависимости от сооружения (основания сооружения, устойчивость откосов и т.д.), а также возможности подтопления водой.

Б. По скорости приложения сдвигающей нагрузки (T) выделяют схемы:

1) быстрый сдвиг, который длится 30-60 с с момента приложения b_n ,

2) ускоренный сдвиг 5-6 мин (по этим двум схемам T растет непрерывно, т.е. влажность и плотность грунта практически не меняются (сдвиг по закрытой схеме), недренированный),

3) замедленный сдвиг длительностью 20-40 мин,

4) медленный сдвиг, длящийся более 40 мин, в случае третьей и четвертой схем испытаний касательное усилие T прикладывается ступенями после полной либо условной стабилизации деформации от предыдущих ступени (сдвиг по открытой схеме, дренированный). Указанные схемы выбираются в зависимости от скорости возведения сооружения (быстрое или медленное загружение фундамента). Например, под жилой кирпичный дом, который строится медленно, надо проводить испытания по схеме А₃Б₄, для крупнопанельного дома, наоборот, быстрый сдвиг по схеме А₁Б₁ или А₁Б₂. Наиболее распространенные имеют следующие схемы испытаний:

I. КД-сдвиг (стандартный метод (А₂Б₄)) с предварительным уплотнением грунта под зданием под различными b_y до полной консолидации, $b_n = b_y$ при сдвиге, сдвиг медленный, по открытой схеме.

II. НК-сдвиг (стандартный метод (А₁Б₁)) быстрый сдвиг без предварительного уплотнения грунта или сдвиг в нестабилизированном состоянии, по закрытой схеме.

III. КН-сдвиг - уплотнение грунта под одной нагрузкой b_y . После консолидации разгрузка без возможности набухания. Затем быстрый срез под различными $b_n < b_y$ (А₃Б₁).

IV. Схема А.А.Ничипоровича КД-сдвиг израуплотненных образцов.

V. Схема испытаний в условиях незавершенной консолидации Н.Н.Маслова.

VI. Определение естественной прочности грунтов по И.П.Иванову. Быстрый сдвиг без предварительного уплотнения под нормальным давлением $\sigma_n < \sigma_n' < \sigma_n''$.

VII. Схема заданного напряженного состояния - спектрометры: уплотнение и сдвиг по заданию.

6. Сдвиговые испытания

6.1. Методика сдвиговых испытаний. Влияние конструктивных особенностей сдвиговых приборов на напряженное состояние грунта. Испытание грунтов на сдвиг при прямом срезе ведется в одноплоскостных сдвиговых приборах. Наибольшее распространение имеют приборы конструкции Маслова-Лурье и Гидропроекта. В настоящее время широкое распространение получили приборы конструкции ВСВ-25, отличающиеся большой компактностью и передачей σ_n и T не с помощью ручной передачи, а с помощью динамометров, которые используются для проведения быстрого сдвига.

Общий принцип конструкции сдвиговых приборов показан на рис.27. Образец грунта врезается в металлическое кольцо и помещается в каретку прибора, состоящую из подвижной и неподвижной обойм. Эти обоймы могут раздвигаться, создавая зазор, шириной 1-2 мм для создания плоскости наименьшего сопротивления сдвига. Зазор создается под нормальным давлением σ_n перед непосредственным испытанием. Затем ступенями прикладывается сдвигающее усилие T . Испытание при данной σ_n , считается законченным, когда происходит непрерывный сдвиг или общая деформация более 3-4 мм. При медленном сдвиге

каждая ступень сдвигающего усилия выдерживается до затухания деформации (0,01 мм/мин), а при быстром передается непрерывно до разрушения (среза) образца. В ходе испытания фиксируются горизонтальные деформации. Для получения C и ψ грунта необходимо определить

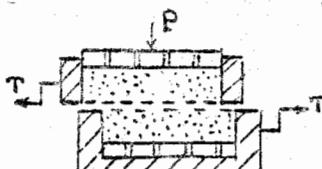


Рис.27.

сопротивление его сдвигу минимум при трех значениях σ_n . По результатам опытов строятся зависимости горизонтальных деформаций $\Delta\delta$ от T при различных σ_n , $\sigma_n' = P/F$, $\sigma_n'' = T/F$, где P и T -

вертикальная и горизонтальная нагрузки, F - площадь образца, показанные на рис.28,а. По этим зависимостям определяют максимальное сдвиговое усилие (в точке σ_n''), соответствующее стадии разрушения грунта и строят зависимости $T = f(\sigma_n)$ (рис.28,б).

Испытания на сдвиг в срезных приборах отличаются относительной простотой конструкции прибора, загрузки и проведения испытаний. В связи с этим они имеют самое широкое распространение, несмотря на целый ряд недостатков и большой разброс опытных данных.

К недостаткам этих приборов можно отнести:

- изменение площади среза по мере относительного смещения обоймы, максимально допустимая величина сдвига обойм не должна превышать больше 10% диаметра образца (5-6 мм);
- невозможность измерения порового давления в зоне сдвига, это можно сделать только в приборах двухплоскостного среза;
- неопределенность напряженного состояния в зоне сдвига.

Рассмотрим напряженное состояние грунта в плоскости сдвига. Пусть образец при данном σ_n имеет сопротивление сдвигу T . На графике сдвига (рис.29,а) этим напряжениям соответствует точка M . Построение круга Мора, касательного к графику сдвига в точке M , позволяет определить главные напряжения в зоне сдвига: σ_1 и σ_3 . Так как площадка среза горизонтальна, то проводя через точку M параллельную ей горизонтальную прямую MP , найдем полюс P . Соединяя его с точками σ_1 и σ_3 , получим направление площадок главных напряжений в зоне сдвига (рис.29,б). Из-за трения грунта о стенки кольца и действия горизонтальных сил через обоймы на вертикальные грани образца распределение σ_n по площади среза неравномерно. Часто считают, что пористость грунта в зоне сдвига определяется только действием σ_n на образец. Между тем в соответствии с принципом гидроэлемента Н.М.Герсеванова, она будет зависеть

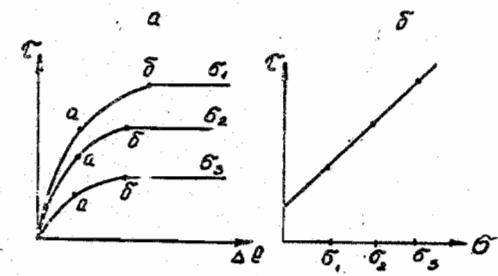


Рис.28.

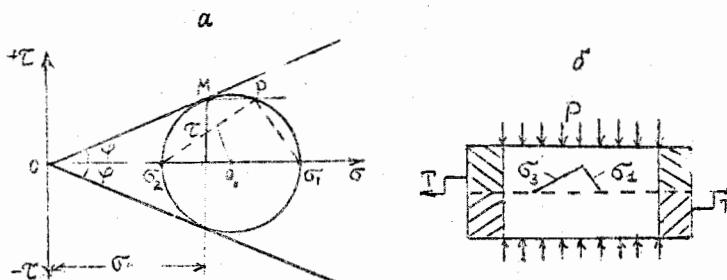


Рис.29.

от суммы главных напряжений, т.е. от боковых σ_2 со стороны стенок обоймы, поэтому по мере роста σ_2 образец должен испытывать добавочное уплотняющее воздействие. Промежуточное главное напряжение σ_3 должно оказывать не учитываемое теорией Кулона влияние на сопротивление сдвигу, но учесть это влияние в срезном приборе невозможно, так как величина σ_3 неизвестна [8].

Относительно небольшая высота образца и необходимость в разрезе не меньше 0,5 мм между обоймами при сдвиге приводит к тому, что даже ничтожно малое выжимание грунта в этот зазор может заметно влиять на результаты испытаний. Особенно сильно эффект выжимания в зазор проявляется при текучей и текучепластичной консистенции грунта. Кроме того, на напряженное состояние образца в срезном приборе влияет сжатие грунта в горизонтальном направлении стенками обоймы, за счет момента от касательных сил, в результате чего грунт еще до среза испытывает сложное косое сжатие под действием σ_3 и τ (рис.30). При этом появляются растягивающие напряжения в некоторой части плоскости среза. На распределение σ_3 оказывают влияние также силы трения по боковым стенкам обоймы. И, наконец, по мере развития деформации среза все сильнее проявляются явления дилатанции, причем распределение дилатанции по сече-



Рис.30.

нию среза неравномерно и меняется в ходе деформации. Таким образом, предположение о равномерном распределении по плоскости среза σ_3 и τ не соответствует действительности. Следует отметить, что максимальная прочность, получаемая в сдвиговых испытаниях, обычно меньше, чем прочность грунта, получаемая при сдвиге в этаже с образованием четкой поверхности скольжения, т.е. эти испытания дают заниженную прочность, что идет в запас прочности.

6.2. Характеристика основных методов сдвиговых испытаний

6.2.1. Определение естественной прочности грунтов по И.П.Иванову. Особое место среди всех вышеуказанных схем испытаний на сдвиг занимает методика определения естественной прочности, разработанная И.П.Ивановым [10]. На наш взгляд, это в настоящее время наиболее научно обоснованная и четко отработанная методика. Сущность ее заключается в определении показателей прочности сцепления C и угла внутреннего трения φ грунта, характерных для его естественного залегания или для любого исходного состояния, т.е. зависящих только от состава, структурно-текстурных особенностей и исходного напряженного состояния. Поэтому здесь ставятся задачи: 1) получение образцов с ненарушенной структурой и естественной влажностью и плотностью; 2) сохранение исходного состояния грунта во время опыта; 3) создание однородного напряженного состояния сжатия (без растяжения). Согласно И.П.Иванову, сохранение исходного физического состояния и предотвращение растягивающих напряжений возможно при условии, если σ_3 в ходе сдвига грунта будут находиться в определенных пределах. Выбор нормальных давлений при сдвиге имеет большое значение не только для методики определения естественной прочности, но и для других схем испытаний, поскольку от этого зависит получение достоверных значений C и φ грунта. Однако этому вопросу до сих пор не уделялось должного внимания. В то же время известно, что при определенных минимальных значениях σ_3 в грунте могут возникать не только сжимающие, но и растягивающие напряжения, что ведет к снижению C , а при больших значениях σ_3 возможно появление порового давления и как следствие снижение C или уплотнение грунта и соответствующее увеличение T . В результате этого при большом значении σ_3

огибающая кругов предельных напряжений Мора имеет криволинейный характер (рис.31). Общий вид этих кривых близок к параболе, ординаты которой возрастают с увеличением $\bar{\sigma}_n$, а наклон $tg\varphi$ с увеличением расстояния от начала координат стремится к нулю. Такой вид огибающей имеет у скальных и полускальных пород и твердых глин.

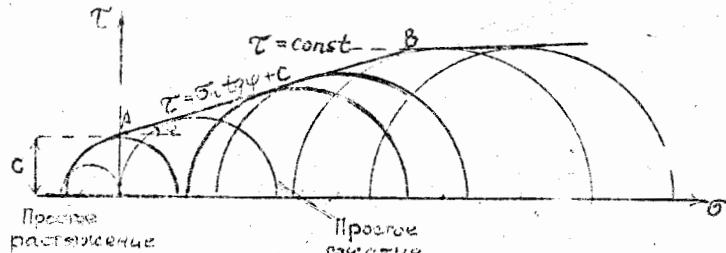


Рис.31.

Как показали исследования И.П.Иванова, для получения истинных значений C и φ , характеризующих естественное или любое исходное состояние грунта, не меняющееся в ходе испытания, значения нормальных давлений должны находиться в интервале значений $\bar{\sigma}_n$ и $\bar{\sigma}'_n$. В этом интервале будет соблюдаться линейная зависимость между τ и $\bar{\sigma}_n$.

Максимальное значение $\bar{\sigma}_n = \bar{\sigma}'_n$ соответствует нормальному давлению для круга Мора с $\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}'_1$.

Рассмотрим физическую сущность $\bar{\sigma}'_n$ и $\bar{\sigma}'_n$. Значение $\bar{\sigma}'_n$ определяется естественным напряженным состоянием и структурной прочностью грунта и пока $\bar{\sigma}_n < \bar{\sigma}'_n$, они сохраняются, и грунт не меняет свое исходное состояние. Грунты в естественном залегании могут быть 1) нормально уплотненными; 2) переуплотненными (дополнительными напряжениями - тектоническими или от веса ледника) и 3) недоуплотненными (с цементационными структурными связями), т.е. их пористость может соответствовать, быть больше или меньше по отношению к природному давлению ($\bar{\sigma}_{np}$).

Естественная прочность грунта есть продукт геологической истории, она зависит от состава, структурно-текстурных особенностей грунта и его напряженного состояния. Предельное напряжение $\bar{\sigma}'_n$

определяется условиями формирования пород.

1. Для водонасыщенных нормально уплотненных глинистых грунтов с первичными связями $\bar{\sigma}'_n = \bar{\sigma}_{np} = \bar{\sigma}_y$, где $\bar{\sigma}$ - удельный вес грунта и y - глубина залегания. При $\bar{\sigma}_n > \bar{\sigma}'_n$ происходит уплотнение грунта, что следует из принципа гидроемкости Н.М. Герсеванова, согласно которому пористость грунта в момент сдвига при его испытаниях в сдвиговом приборе определяется не действующим $\bar{\sigma}_n$, а максимальным главным напряжением $\bar{\sigma}_1$. По этой причине при сдвиговых испытаниях $\bar{\sigma}_n$ всегда должны быть меньше уплотняющего давления $\bar{\sigma}_y$, иначе при сдвиге произойдет доуплотнение грунта. Однако это требование не учитывается в стандартных методах определения прочности (метод КД, где $\bar{\sigma}_n = \bar{\sigma}_y$). Уплотнение грунта вызывает появление порового давления U и тогда вместо $\bar{\sigma}_n$ в плоскости среза будет действовать $(\bar{\sigma}_n - U)$, что приведет к снижению $\tau = (\bar{\sigma}_n - U) \operatorname{tg}\varphi + C$.

2. Для недоуплотненных глинистых грунтов (с цементационными структурными связями) $\bar{\sigma}'_n = \bar{\sigma}_{np}$ (здесь можно принять $\bar{\sigma}'_n = \bar{\sigma}'_n$).

3. Для переуплотненных глинистых грунтов, водонасыщенных с первичными (не цементационными) связями $\bar{\sigma}'_n = \bar{\sigma}_{np}$, где $\bar{\sigma}_{np}$ - когда-то существовавшие напряжения от веса ледника или действия тектонических сил.

4. Для уплотненных грунтов под $\bar{\sigma}_y$ $\bar{\sigma}'_n = \bar{\sigma}_y$.

5. Для глинистых грунтов, где $\bar{\sigma}_{np} > \bar{\sigma}_{np}$, $\bar{\sigma}'_n = \bar{\sigma}_{np}$ или $\bar{\sigma}'_n = \bar{\sigma}_{np}$. При несоблюдении условия $\bar{\sigma}_n < \bar{\sigma}'_n$ при $S_2 = I$ могут быть следующие явления:

$$\tau_1 = (\bar{\sigma}_n - U) \operatorname{tg}\varphi + C_o \quad - \text{глина с низким } K_y,$$

$$\tau_2 = (\bar{\sigma}_n - U) \operatorname{tg}\varphi + C_o + C_H \quad - \text{суглинки, супеси},$$

$$\tau_3 = (\bar{\sigma}_n - U) \operatorname{tg}\varphi + C_o + C_H - C_c \quad - \text{суглинки, супеси с вторичным скелетным (цементацией)},$$

где $C_o = C_W + C_c$, где C_W - скелетное за счет водных пленок (коагуляционные связи); C_c - за счет цементации, C_H - дополнительное скелетное за счет уплотнения.

При $S_2 < I$ при $\bar{\sigma}_n > \bar{\sigma}'_n = f(\bar{\sigma}_{np})$

$\tau = \bar{\sigma}_n \operatorname{tg}\varphi + C_W + C_H$ (для грунтов с цементационными связями), т.е. $C = C_o - C_c + C_H$.

Минимальные значения $\bar{\sigma}_n = \bar{\sigma}'_n$, при которых будут действо-

вать только сжимающие напряжения и отсутствовать растягивающие, можно получить, исходя из б/же при одностороннем с/ии обраша, т.е. $\sigma_n'' = \sigma_n$ в круге Мора, где $\sigma_1 = \sigma_{\text{жн}}$. Все $\sigma < \sigma_n''$ будут вызывать не только сжатие, но и растяжение и соответственно снимать T . Таким образом, в диапазоне напряжений от σ_n'' до σ_n' (точки А и З на рис.32) при сдвиге будет сохраняться исходное состояние грунта и не возникнут растягивающие усилия, т.е. будет однородное напряженное состояние сжатия. Таким образом, на участке АВ можно говорить о постоянстве С и φ и о физическом смысле этих показателей.

Участок АВ можно получить, если из начала координат провести прямую под углом $(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ к оси σ и из σ_n^* провести прямую под углом $(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$, т.е. направление плоскостей сдвига к $\sigma_{\text{жн}}$ и σ_n^* . Угол внутреннего трения φ можно найти срезая грунт по готовой поверхности, когда определения уже нет и определяется только φ по зависимости $T = f(\sigma_n)$.

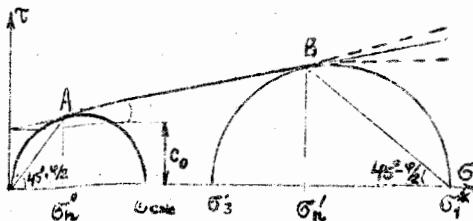


Рис.32

Авторы предложили преобразовать уравнение Кулона путем деления его правой и левой части на R :

$$T/R = \sigma_n \tan \varphi / R + C/R.$$

В координатах T/R и σ/R уравнение Кулона представляет собой прямую с наклоном к оси абсцисс под углом φ и отсекающую на оси ординат отрезок $K_\varphi = C/R$. По значениям K_φ для различных φ строится nomogramma для определения C и φ по пенетрации R_{30} и сдвигу (рис.33). Так как каждая прямая nomogramмы является выражением уравнения Кулона в относительных координатах, то все положения методики определения естественной прочности здесь сохра-

няются. Соблюдение условия $\sigma_n > \sigma_n''$

требует отделить слева рабочую область nomogramma по оси ординат ломкой линией, проведенной к оси абсцисс для каждой прямой под углом $(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$. Для выполнения условия $\sigma_n < \sigma_n'$ надо ограничить рабочую область справа. Так как при $\varphi = 0$

$$\sigma_n'/R = \sigma_n''/R,$$

диапазон σ_n сливается в точку с $K_\varphi = 0,65$. Из этой точки под углом $(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ к оси абсцисс проводятся отрезки прямых, отделяющих рабочую область справа. Для того чтобы установить диапазон σ_n при сдвиге по R , надо приближенно с точностью до 5° оценить φ пукта, выбрать для него на nomogramme диапазон σ_n/R и посчитать $\sigma_n = R \cdot \sigma_n/R$. Как видно, с увеличением φ диапазон σ_n значительно расширяется и при $\varphi > 10^\circ$ составляет от $0,15R$ до $0,8R$.

По этой же nomogramme можно определить C и φ по пенетрации и одному сдвигу, что очень целесообразно при недостатке грунта для полного объема сдвиговых испытаний и для контроля последних. Для этого надо определить R , оценить приближенно φ , выбрать для него среднее значение σ_n/R и определить $\sigma_n = R \cdot \sigma_n/R$. Затем провести сдвиг при данном σ_n и найти T . Определить T/R и σ_n/R и нанести точку на nomogrammu. Через нее провести луч в соответствии с направлением соседних лучей до пересечения с осью ординат, где отсекается K_φ , по которому определяется $C = K_\varphi R$.

Аналитические выражения для σ_n' и σ_n''

Как следует из рис.34, где показано напряженное состояние при испытании грунта на сдвиг по методике И.П.Иванова,

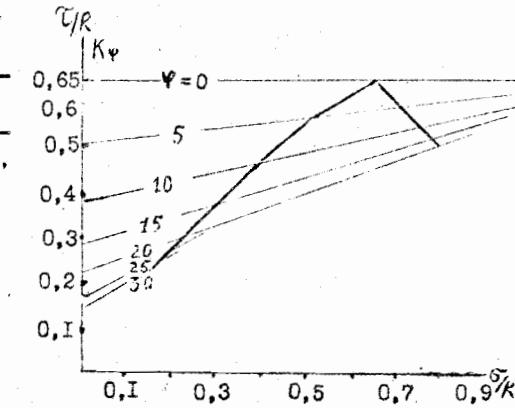


Рис.33.

В то же время определение прочностных характеристик должно проводиться при условии постоянства физических свойств и состояния грунта при каждом σ_n , действующем в опыте. Поэтому здесь устанавливается зависимость между сопротивлением сдвигу и уплотняющим давлением, по которой нельзя определить параметры прочности грунта.

2) Исходя из принципа гидравлическости Н.М.Герсеванова, недопустимо равенство нормального и уплотняющего давления, что приводит к доуплотнению грунта в ходе медленного сдвига.

3) Уплотнение грунта под водой во всех случаях и наперед заданные нагрузки, не связанные с давлением от сооружения, являются неоправданными.

4) В случае если нормальное давление меньше давления набухания ($\sigma_n < \sigma_{n\phi}$), происходит набухание грунта, т.е. его разуплотнение и разупрочнение. При $\sigma_n > \sigma_{n\phi}$ идет уплотнение грунта и соответствующее упрочнение (на рис.36 показаны зависимости τ от σ_n по результатам ЕП- и КД-сдвигов).

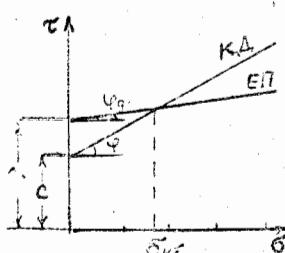


Рис.36.

При нагрузках от сооружений $\sigma_{soor} < \sigma_{n\phi}$ создается дополнительный запас прочности, так как здесь имеет место эффект разуплотнения грунта. При $\sigma_{soor} > \sigma_{n\phi}$ действительный запас меньше предположенного, так как здесь будет доуплотнение грунта.

5) Неоправданной является большая продолжительность КД-испытаний.

6) Данная методика наиболее приемлема для искусственных насыщенных сооружений, в откосах которых $\sigma_n \neq const$ и все характеристики меняются по глубине.

Учитывая все указанные замечания, можно предложить другую схему КД-сдвига: 1) уплотнение образцов при одинаковой нагрузке, равной давлению от сооружений ($\sigma_y = \sigma_{soor}$).

2) Вместо медленного сдвига можно использовать быстрый сдвиг при $\sigma_n'' < \sigma_n < \sigma_n'$, поскольку показатели прочности при этом будут одинаковыми.

6.2.3. Неконсолидированно-недренированный сдвиг (НН-сдвиг). Согласно ГОСТ 12248-78 этот метод применяется для определения прочностных свойств в условиях нестабилизированного состояния водонасыщенных глинистых грунтов при $S_2 \geq 0,75$ и $J_L \geq 0,5$, а также просадочных грунтов после их замачивания.

Сущность методики неконсолидированного сдвига заключается в быстром сдвиге без предварительного уплотнения грунта. Рекомендуемые значения нормального давления изменяются в зависимости от консистенции грунта J_L . Для глинистых грунтов с $0,5 < J_L < 1,0$ рекомендуется σ_n , равные 0,05; 0,1; 0,15 МПа и для илов и глинистых грунтов с $J_L \geq 1,0 - 0,025; 0,075; 0,125$ МПа. Если грунт под давлением выдавливается в зазор, то максимальное значение σ_n рекомендуется уменьшать на 0,025 МПа. Таким образом, в этой методике, как и в предыдущей, давление от сооружения не учитывается. Рекомендуемая скорость среза 2-3 мм/мин. НН-сдвиг следует проводить на срезном приборе конструкции ВСВ-25, где нормальное и касательное давления передаются через динамометры, а не через рычаг. Зависимости между сдвиговыми деформациями $\Delta\ell$ и τ , а также τ и σ_n для НН-сдвига приведены на рис.37. Как видно, здесь влажность грунта не изменяется ($W = const$), так как при быстром сдвиге вода не успевает отжаться (закрытая система). Однако при значительной водопроницаемости грунта часть воды может отжаться, поэтому НН-сдвиг лучше проводить в стеклометрах, где можно полностью предотвратить отток воды из грунта.

Для водонасыщенных грунтов ($S_2 = 1$) при отсутствии цементационного сцепления ($C_c = 0$) в случае $\sigma_n > \sigma_n' = f(\sigma_{n\phi})$ появляется поровое давление, т.е. результаты испытаний будут удовлетворять уравнению $\tau = (\sigma_n - c) \operatorname{tg} \varphi + c$ (рис.38).

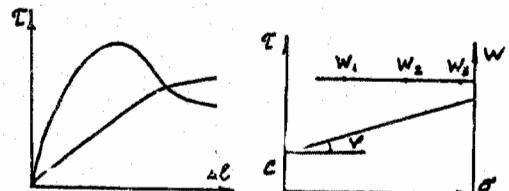


Рис.37.

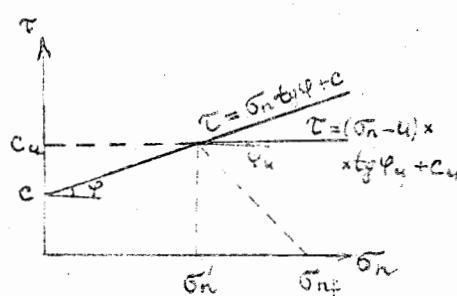


Рис.38.

для неводонасыщенных грунтов ($\beta_c < 1$). имеющих цементационные структурные связи ($c \neq c_u$) при $\sigma_n > \sigma_n' = \frac{c}{\beta_c} (\sigma_{n\text{ср}})$ эти связи разрушаются, но остаются связи, обусловленные водными пленками (c_u) и появляется дополнительное сцепление за счет доуплотнения грунта c_h

$$T = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c_w + c_h - c_c .$$

НН - сдвиг обычно рекомендуется проводить для определения показателей прочности слабых грунтов или для любых грунтов при быстром их нагружении, а также для тех случаев, когда вообще отсутствует давление, например, в вилемках, карьерах [15]. При этом значения σ_n' при сдвиге назначаются без какой-либо связи с давлением от сооружений, сохраняя лишь тенденцию к их снижению с повышением коэффициента консистенции грунта (ГОСТ 12248-78). Однако, как указывалось выше, в зависимости от соотношения σ_n и σ_n' напряженное состояние грунта при сдвиге может значительно изменяться. Так, в водонасыщенных слабопроницаемых глинистых грунтах при $\sigma_n > \sigma_n'$ будет возникать поровое давление, в результате чего сопротивление сдвигу (T) будет уменьшаться. При значительной водонапоримости грунта поровое давление будет сравнительно быстро рассеиваться, плотность грунта возрастать и T соответственно увеличиваться. Чаще всего по результатам НН-сдвига, благодаря появление порового давления при $\sigma_n > \sigma_n'$ получают зависимость T от σ_n в виде горизонтальной или близкой к ней прямой, что соответствует $\varphi = 0$. Такой же характер имеет конечный участок оги-

По мнению И.П.Иванова, в результате сдвиговых испытаний по методам НН- и ЕП-сдвигов можно рассчитать значение порового давления.
 $T_1 = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c; T_2 = (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi + c,$
 $T_1 - T_2 = u \operatorname{tg} \varphi; u = (T_1 - T_2) / \operatorname{tg} \varphi .$

башней предельных кругов Мора в области высоких значений σ_n для твердых глин (см.рис.31).

При сравнении методик НН- и ЕП-сдвигов можно видеть, что они отличаются лишь по требованиям к величине σ_n при сдвиге, что обеспечивает сохранение в последнем случае исходного состояния грунта, а соответственно и постоянство параметров сдвига. В то же время опыты показывают, что во всех случаях показатели прочности, полученные по результатам НН-сдвига в отличие от ЕП-сдвига характеризуются более высокими значениями сцепления и более низкими значениями углов внутреннего трения. Однако, расчеты несущей способности грунтов по результатам НН- и ЕП-сдвигов, проведенные Е.Н.Богдановым, показали, что полученные значения практически одинаковы. Это позволяет утверждать, что для характеристики прочностных свойств водонасыщенных глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии можно использовать методику ЕП-сдвига. Проведение же НН-сдвигов является менее целесообразным ввиду неопределенности напряженного состояния грунта при сдвиге и невозможности во многих случаях создания закрытой системы.

В результате рассмотрения трех основных методов сдвиговых испытаний (ЕП-, КД- и НН-сдвигов) можно сделать вывод, что наиболее научно обоснованным и универсальным является метод определения естественной прочности грунтов (ЕП-сдвиг), позволяющий достаточно надежно оценить прочность любых грунтов в их исходном состоянии.

Учитывая рассмотренные выше недостатки КД- и НН-сдвигов и предложения по их устранению можно рекомендовать вместо трех две основные методики сдвиговых испытаний, полностью отражающие работу грунта в качестве основания или среды для сооружения:

1) определение естественной прочности грунтов (ЕП-сдвиг) по И.П.Иванову для характеристики прочности любых грунтов в их исходном состоянии, в том числе и в нестабилизированном состоянии (быстроый сдвиг без уплотнения при $\sigma_n'' < \sigma_n < \sigma_n'$),

2) модернизированный КД-сдвиг для любых грунтов при медленном загружении основания (уплотнение образцов под одной нагрузкой, $b_y = b_{y\text{ср}}$ и быстрый сдвиг при $\sigma_n'' < \sigma_n < \sigma_n'$).

Для определения диапазона значений σ_n при сдвиге можно рекомендовать nomограмму Е.Н.Богданова (определение σ_n'' и σ_n' по величине удельного сопротивления пенетрации).

Как научный, так и практический интерес представляют классические методы сдвиговых испытаний нормально-уплотненных, переуплотненных и недоуплотненных грунтов, разработанные Ф.П.Саваренским, А.А.Ничипоровичем, Н.Н.Масловым.

6.2.4. Методика нормально уплотненных грунтов по Ф.П.Саваренскому. По этому методу предварительному уплотнению под водой подвергаются 8-10 образцов. Каждая пара образцов уплотняется при одинаковой для данной пары, но разной для различных пар нагрузках (σ_y). Из двух образцов, уплотненных под одинаковой σ_y , один срезается под той же $\sigma_n = \sigma_y$, а другой без σ_n . Предполагается, что первый срез (при наличии σ_n) преодолевает сцепление и угол внутреннего трения (C и φ), а второй - только сцепление.

Таким образом испытывают 4 или 5 пар образцов. По данным опытов строят график (рис.39), где по оси абсцисс откладывают вертикальные σ , а по оси ординат - сдвиговые усилия S при сдвиге под σ_n и сдвиговые усилия C при сдвиге без σ_n . Проводят соответствующие прямые $S_1 - S_4$ и $C_1 - C_4$, затем для каждой пары образцов находят разность $S - C$ и наносят ее значение на тот же

график. Через полученные точки проводят прямую, угол наклона которой к оси абсцисс принимают за φ . Величина сцепления для каждого σ_y оказывается разной и равна величине сдвигового усилия при сдвиге без σ_n (т.е. C_1, C_2, C_3 и C_4).

Этот метод по сравнению со стандартным дает для каждого σ_y свое сцепление, а не одно C и φ для разных σ_y . Это более правомерно, так как с уменьшением пористости (с уплотнением грунта) более всего изменяется именно сцепление. Однако и значения φ также будут изменяться при разных σ_y , что не учитывается, т.е. здесь, как и в стандартном методе испытывается фактически разные грунты и получается зависимость не T от σ_n , а T от σ_y . Таким образом, этот метод имеет те же недостатки, что и

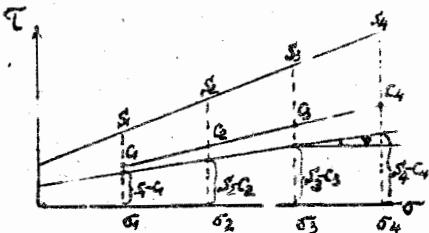


Рис.39.

для каждого σ_y свое сцепление, а не одно C и φ для разных σ_y . Это более правомерно, так как с уменьшением пористости (с уплотнением грунта) более всего изменяется именно сцепление. Однако и значения φ также будут изменяться при разных σ_y , что не учитывается, т.е. здесь, как и в стандартном методе испытывается фактически разные грунты и получается зависимость не T от σ_n , а T от σ_y . Таким образом, этот метод имеет те же недостатки, что и

метод консолидированного сдвига, хотя получение различных показателей сцепления для разных σ_y делает его более достоверным чем последний.

6.2.5. Методика испытания переуплотненных грунтов по А.А.Ничипоровичу. Определение сопротивления глинистых грунтов сдвигу производится при постоянной влажности-плотности. Суть этого метода сводится к условиям подготовки опытных образцов. Как известно, обратная ветвь компрессионной кривой (разгрузки) при $\sigma = 0,05 + 0,1$ МПа имеет малый наклон к оси абсцисс, что указывает на небольшие изменения плотности при разгрузке. Это свойство кривой разуплотнения дает возможность использовать ее для получения образцов породы с практически одинаковой плотностью (рис.40,а).

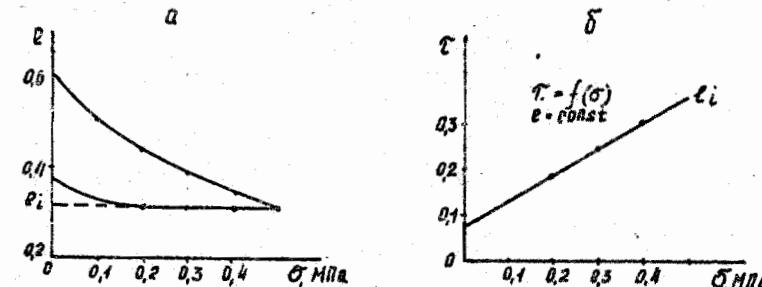


Рис.40.

Для этого серии образцов уплотняют под максимальным давлением, при котором будет испытываться порода ($\sigma_y = \sigma_{max}$) до полной консолидации. Сдвиг же образцов производится под разными σ_n , первого - при $\sigma_n = \sigma_y$, а остальных - при $\sigma_n < \sigma_y$. Испытания ведутся по схеме медленного сдвига (рис.40,б).

Если провести несколько циклов опытов при разных σ_y (т.е. с разной исходной пористостью), то получается следующий график (рис.41). Из этого графика видно, что относительная роль трения и сцепления в общем сопротивлении грунта сдвигу изменяется с изменением его плотности. При повышении последней возрастает сцеп-

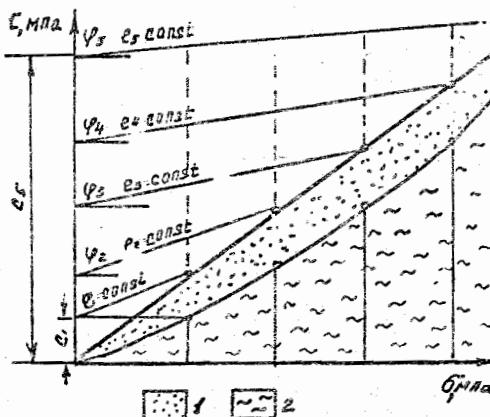


Рис. 41.

ное состояние не сохраняется, так как во время длительных испытаний при $\sigma_n > \sigma_n'$ может идти дополнительное уплотнение грунта.

2. При $\sigma_n < \sigma_n'$ возникают растягивающие напряжения в зоне сдвига, что ведет к снижению сопротивления сдвигу образцов.

3. Утверждение об уменьшении φ с увеличением плотности не отвечает действительности.

6.2.6. Методика испытаний недоуплотненных грунтов или сдвиг в условиях незавершенной консолидации по Н.Н.Маслову. Метод сводится к определению C и φ для образцов с различной плотностью-влажностью ($\sigma_d - W$), которая может быть получена при разной степени консолидации грунта в основании сооружения. Н.Н.Маслов при этом предлагает использовать уравнение Кулона в виде

$$\tau_{\sigma_d} = C_W + \sigma_{coor} \operatorname{tg} \varphi_W,$$

где τ_{σ_d} – сопротивление сдвига в зависимости от σ_{coor} и достигнутой в данный момент влажности W , C_W и φ_W – сцепление и угол внутреннего трения при данной W .

К началу приложения давления от сооружения σ_{coor} :

$$\tau_{\sigma_{min}} = C_{W_{min}} + \sigma_{coor} \operatorname{tg} \varphi_{W_{min}}.$$

Уменьшение грунта и уменьшается величина трения. При снижении плотности относительная роль сцепления грунта (2) уменьшается, а роль трения (1) возрастает (см.рис. 41).

Замечания к методу

1. Формально испытания проводятся на образцах с одинаковой влажностью-плотностью и, следовательно, с одинаковой прочностью, но по существу исход-

К концу для момента достижения полной стабилизации уплотнения грунта от σ_{coor} $\tau_{\sigma_{max}} = C_{W_{max}} + \sigma_{coor} \operatorname{tg} \varphi_{W_{max}}$.

Промежуточные значения лежат между $\tau_{\sigma_{min}}$ и $\tau_{\sigma_{max}}$ и соответствуют различному времени от начала строительства.

Ход испытаний

1. В уплотнители загружаются несколько образцов под различными уплотняющими нагрузками σ_y .

2. Испытания производятся для каждой серии образцов через определенное время $t = 0,5; 15,30$ мин, 2 час, 2 сут и вплоть до консолидации. В результате получают образцы с разной влажностью-плотностью.

3. Срез образцов производят по схеме быстрого сдвига при $\sigma_n = \sigma_y$.

4. По результатам испытаний строятся графики зависимости τ от W при одинаковых значениях σ (рис.42,а). По значениям τ для образцов с одинаковой W , полученным по $\tau = f(W)$, строят зависимости τ от σ (рис.42,б). Затем строят зависимости $C = f(W)$ и $\varphi = f(W)$ (рис.43).

Замечания к методу

1) Здесь используется методики сдвига от НН до КД, причем испытание идет почти все время с участием порового давления U , так как $\sigma_n = \sigma_y$ со всеми вытекающими последствиями:

$$\tau = (\sigma_n - U) \operatorname{tg} \varphi + C.$$

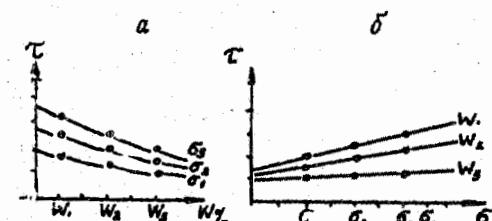


Рис. 42.

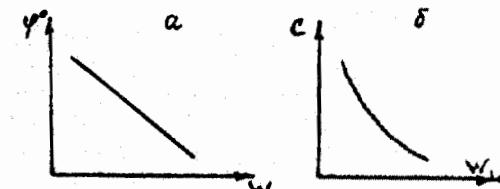


Рис. 43.

- 2) Трудоемкость метода, связанная с необходимостью проведения большого количества опытов для получения C и Ψ .
- 3) Для практических целей лучше определить W при данной стадии консолидации грунта и при ней определить $\sigma = f(\sigma_n)$.
- 4) Метод является эффективным для исследования зависимостей C и $\Psi = f(W)$ для научных целей, но при условии правильного выбора σ_n .

7. Стабилометрические испытания

В условиях естественного залегания грунты обычно находятся в сложном объемном напряженном состоянии, обусловленном влиянием веса вышележащих пород и тектонических сил. Под воздействием сооружений напряжения в грунтах могут уменьшаться или возрастать за счет перераспределения грунтовых масс и воздействия внешних нагрузок. При изучении прочности грунтов важно правильно смоделировать их напряженное состояние в естественных условиях залегания, что в наилучшей степени достигается в приборах трехосного скатия, называемых стабилометрами.

7.1. Конструктивные особенности стабилометров. В настоящее время разработано много различных моделей стабилометров. Несмотря на различия в конструкции этих приборов их можно подразделить по принципу работы на два основных типа: А и Б (рис.44). В обоих типах конструкций цилиндрический образец грунта 7 в тонкой резиновой оболочке 5 устанавливается между верхним и нижним пустотельными поршнями и помещается в герметически закрытую камеру 4. Поверхности поршней перфорированы, чтобы пропускать воду. Внутренние полости поршней при помощи трубок 3 соединены с устройством для насыщения грунта водой и приема воды, откачиваемой во время опыта. Эта же система служит для вакуумирования песчаных грунтов и измерения порового давления. С помощью кранов 1 можно закрыть систему (исключить выход воды из внутренних полостей поршней). Всестороннее давление на образец передается в стабилометрах типа А при помощи жидкости (обычно воды, реже глицирина) или воздуха, нагнетаемых в камеру. Имеется специальное устройство для создания и регулирования всестороннего давления. Через шток 6 передается при помощи пресса осевое давление, т.е. $\sigma_1 = \sigma_b + P$ и $\sigma_2 =$

$= \sigma_3 = \sigma_b$, измеряются осевые и поперечные деформации образца.

Для определения прочностных характеристик в стабилометрических испытаниях производится разрушение образца, что достигается или увеличением σ_1 при $\sigma_3 = \text{const}$ или снижением σ_3 при $\sigma_1 = \text{const}$, либо меняя σ_1 и σ_3 . Обычно цилиндрические образцы имеют диаметр $d = 4-6$ см и высоту $h = 10-15$ см. В малых стабилометрах: $d = 3$ см и $h = 7,5$ см, для грунтов с крупнообломочными включениями $d = 25-35$ см и $h = 75-100$ см. Камеры малых и средних стабилометров делаются из плексигласа для визуальных наблюдений за деформациями образца. В больших стабилометрах, где высокие σ_b , вместо плексигласа часто используют металл.

В стабилометре типа А образец находится под всесторонним давлением, равным боковому. Следовательно, осевое давление не может быть меньше бокового ($\sigma_1 \geq \sigma_3$). Объем жидкости в камере меняется за счет бокового расширения грунта и входления в камеру части штока. Эти стабилометры используются, в основном, для определения C и Ψ , а также E .

В стабилометрах типа Б боковое давление не является одновременно всесторонним, т.е. осевое давление может задаваться независимо от бокового и может быть меньше последнего ($\sigma_1 \leq \sigma_3$). Здесь объем жидкости меняется только за счет расширения грунта,

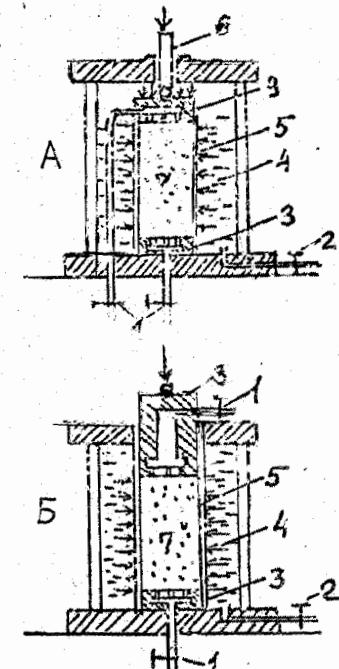


Рис.44.

что возможно только при соответствующем удалении части воды, заполняющей камеру. При закрытом кране 2 вода не выходит из камеры и, так как она герметична, то боковое расширение образца невозможно. Давление, возникающее в воде, измеряется манометром 8, оно равно боковому давлению грунта при компрессии. Таким образом, на приборах типа Б может производиться компрессия грунта и определяться коэффициент бокового давления. Но сейчас есть дополнительные устройства для создания и регулирования бокового давления, что позволяет производить в них разрушение образцов. Такие универсальные приборы позволяют проводить наиболее полные комплексные исследования характеристик прочности и деформируемости грунтов. Но они являются более сложными, причем требуется большая герметичность и удаление пузырей воздуха из воды и манометра, поэтому они используются редко.

В настоящее время наиболее распространены стабилометры конструкции типа А Н.Н.Сидорова (ЛНИИТ), М.И.Гольдштейна (ЛНИИТ), ВНИИ и др. типа Б конструкции Е.И.Медкова.

Приведенные схемы относятся к гидравлическим системам стабилометров, которые используются для исследования скальных, глинистых и слабых пород. Для испытания песков М.И.Гольдштейном была предложена идея вакуумирования образцов для создания всестороннего σ_3' при трехосном сжатии. Им же предложена конструкция первого вакуумного стабилометра. Затем появился конструкции Н.Н.Сидорова (ЛНИИТ) различных вакуумных стабилометров для испытания песка и других несвязанных грунтов. Вакуумные стабилометры предназначены для испытания несвязанных сухих грунтов при боковых давлениях менее 0,1 МПа. Конструкция их отличается тем, что в пространстве грунта создается вакуум, для чего из образца через пустотельные порши откачивается воздух с помощью насоса. В результате грунт подвергается всестороннему давлению наружного воздуха, равному разряжению от 0,01 до 0,095 МПа. Надобность в герметичной камере отпадает, что значительно упрощает конструкцию стабилометра. В зависимости от прочности город применяют различные стабилометры, позволяющие испытывать грунты при различных σ_3' . По величине σ_3' стабилометры делятся на группы: 1) при σ_3' до 0,6 МПа (среднее боковое давление), 2) при σ_3' до 6,0 МПа (высокое).

3) при σ_3' больше 6 МПа (сверхвысокое). В большинстве случаев при испытании грунтов достаточно стабилометра при средних σ_3' . Применение приборов для высоких σ_3' требуется для проектирования высоких плотин, фундаментов глубокого заложения, метро и т.д. Сверхвысокие σ_3' используются для исследований под строительство шахт.

Испытания в условиях трехосного сжатия проводятся в два этапа: 1) приложение всестороннего давления ($\sigma_1 = \sigma_3$, так как образец цилиндрической формы); 2) подача осевого давления ступенями до разрушения.

7.2. Основные схемы стабилометрических испытаний. При определении прочностных свойств грунтов на приборах трехосного сжатия используются три основные методики испытаний.

1) Недренированные испытания (закрытая система; быстрое испытание, не допускается уплотнение под σ_3' и затем при подаче осевого давления P . Здесь поровое давление U не рассеивается).

2) Консолидированно-недренированные испытания (КН). Консолидация образца под σ_3' , затем быстрая подача осевого давления P . Отвод воды допускается только в процессе уплотнения за счет всестороннего давления (σ_3'). Приложение осевого давления идет без возможности оттока воды.

3) Дренированные испытания (медленные). Отток воды допускается в ходе всего испытания. Поэтому вначале идет уплотнение под всесторонним давлением (σ_3') до стабилизации, а потом при медленной подаче осевого давления P идет рассеивание порового давления.

Применение этих схем зависит от характера исследуемых грунтов и задач исследования.

Ia) Недренированные испытания водонасыщенных грунтов ($S_2 = 1$). Они проводятся с целью изучения прочности грунтов при сохранении их естественной плотности-влажности. Как показали результаты исследования различных авторов, здесь $\sigma_1' - \sigma_3' = \text{const}$ и не зависит от их абсолютных значений. Следовательно, круги напряжений имеют одинаковые диаметры и огибающая параллельна оси σ_3' (рис. 45). Тогда $\varphi = 0$ и $C = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$. Если измерить поровое давление во время опытов, то можно построить круги при эффективных напряжениях: $\sigma_{3,\text{eff}} = \sigma_3' - U$ и $\sigma_{3,\text{app}} = \sigma_3' - U$. Но и

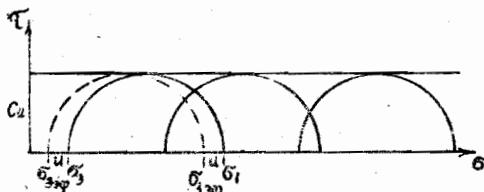


Рис. 45.

здесь получается только один круг эффективных напряжений и, следовательно, нельзя определить $C_{\text{эфф}}$ и $\varphi_{\text{эфф}}$. Для этого надо проводить опыты по схеме дренированных испытаний. Указанная зависимость $\tau = f(\sigma)$

возникает, когда уже первое значение σ_3 оказывается больше природного давления. Тогда все последующие значения σ_3 будут называть поровое давление (U).

1б) Недренированные испытания неводонасыщенных грунтов ($S_2 < I$). Здесь с увеличением σ_3 растет $\sigma_1 - \sigma_3$, что связано со сжатием воздуха и переходом его в раствор. Когда S_2 увеличивается до I , то испытания пойдут по схеме 1а. Поэтому отгибаемая кругов Мора будет не прямая, а ломаная линия и значения C и φ надо брать в определенном диапазоне σ_n (рис. 46, а). Эта схема дает возможность

определить $C_{\text{эфф}}$ и $\varphi_{\text{эфф}}$, которые соответствуют дренированному опыту, если при испытании ведется определение U (рис. 46, б).

2. Консолидированно-недренированные испытания (КН). По этой методике грунтовый образец предварительно уплотняется под всесторонним давлением, т.е. $\sigma_4 = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Затем осевое

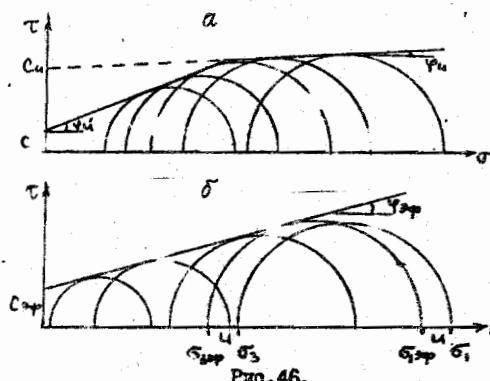


Рис. 46.

давление дается быстро в условиях недренированных испытаний (по закрытой системе). Графики зависимости $W = f(\sigma_4)$ и $\tau = f(\sigma_n)$ показаны на рис. 47.

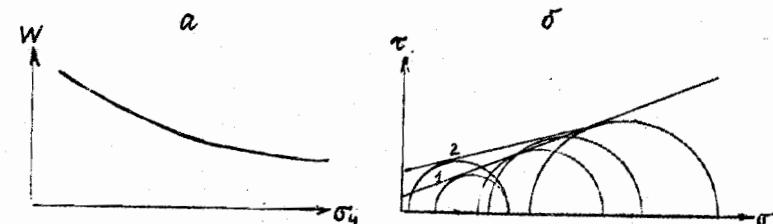


Рис. 47.

3. Дренированные испытания. Здесь грунт предварительно уплотняется при всестороннем давлении. Затем осевое давление подается при малой скорости (по открытой системе), т.е. $\sigma_3 = \sigma_4$; $U = 0$; $\sigma_1 = \sigma_{\text{эфф}}$ (рис. 48).

Анализируя стандартные методы стабилометрических испытаний, важно отметить, что здесь, как и при сдвиговых испытаниях для сохранения исходного состояния грунта при сдвиге следует соблюдать вышеописанные

принципы выбора нормальных или боковых давлений. Поскольку в результате создания бокового давления σ_3 в ходе стабилометрических испытаний деформации растяжения отсутствуют, то при проведении последних следует соблюдать лишь одно условие: $\sigma_n < \sigma'_n$, где σ'_n — нормальное давление в круге Мора при $\sigma_1 = \sigma'_1 = f(\sigma_{\text{спр}}, \sigma_{\text{фр}}, \sigma_4)$. В связи с тем, что σ_n при трехосном сжатии всегда значительно больше, чем σ_3 , то это условие здесь должно выполняться более жестко, нежели в сдвиговых испытаниях. Таким образом, условием сохранения исходного состояния грунта при стабилометрических испытаниях является $\sigma_3 < \sigma_{\text{спр}} (\sigma_{\text{фр}}, \sigma_4)$. Нарушение этого условия при проведения КН-сдвига и особенно НН-сдвига, как указывалось выше, ведет к появлению порового давления и снижению значений угла внутреннего трения (φ) и увели-

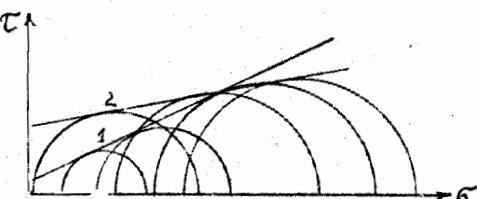


Рис. 48.

чению сцепления (C), а в последнем случае и к появлению горизонтальной зависимости между τ и σ_3 , т.е. снижению φ до нуля.

Что касается методики КД-сдвига при трехосных испытаниях, то следует отметить, что она имеет те же недостатки, что и КД-сдвиг в одноплоскостных сдвиговых приборах. А именно, уплотнение образцов при трех различных давлениях и сдвиг при $\sigma_3 = \sigma_y$, в результате чего определяется зависимость не между τ и σ_y , а между τ и σ_3 и, кроме того, происходит доуплотнение грунта за счет $\sigma_3 > \sigma_y$. Поэтому для правильного моделирования работы грунта в основании сооружения и сохранения его исходного состояния следует уплотнять образцы под одним и тем же давлением $\sigma_y = \sigma_3 = \sigma_{\text{coop}}$ и вести испытание при $\sigma_3 < \sigma_y$.

Таким образом, для проведения стабилометрических испытаний, так же как и для сдвиговых, можно рекомендовать две основные методики:

- определение естественной прочности грунта, т.е. быстрый сдвиг без уплотнения при $\sigma_3 \ll \sigma_{\text{ст}} (\sigma_y)$;
- КД- или КН-сдвиг (уплотнение образцов под одним давлением $\sigma_y = \sigma_{\text{coop}}$ и быстрый сдвиг при $\sigma_3 \ll \sigma_y$).

7.3. Проведение испытаний в стабилометрах конструкции ЛИИГА.
Вырезается цилиндрический образец с размерами $h = 2d$, $d = 3,5-4$ см, покрывается резиновой оболочкой и вставляется в камеру прибора (предварительно определяются его влажность и плотность). В камере при помощи гидравлической системы создается боковое или всестороннее давление заданной величины. В зависимости от схемы испытания (КД, НН, КН) определяется время уплотнения образца под всесторонним давлением σ_3 : а) для дренированных и КН-испытаний - до полной консолидации, т.е. $\epsilon_c = 0$ (для ускорения консолидации образец можно обернуть фильтровальной бумагой), для глин требуется 16-18 час и для песка 0,5-1 час; б) при частичной консолидации - до заданной величины ϵ_c ; в) для недренированных испытаний $t = 0$.

После истечения заданного времени подается осевая нагрузка через рычаг. Здесь необходимо выбрать ступени нагрузки и продолжительность опыта. По рекомендации ННИСа для слабых грунтов ступень $\Delta P = 0,05-0,1 \sigma_3$, для уплотненных $\Delta P = 0,2-0,5 \sigma_3$.

В зависимости от консолидации грунтов рекомендуются следующие ступени осевого давления: 1) для мягкоэластичных грунтов - 0,025-0,01 МПа; 2) для пластичных 0,05-0,015 МПа; 3) полуторвенных 0,1-0,05 МПа; 4) твердых 0,2-0,1 МПа; 5) песчаных - 0,05 МПа.

Продолжительность испытаний зависит от заданной схемы: а) для НН- и КН-испытаний ≈ 10 мин; б) для дренированных испытаний после затухания деформаций от предыдущей осевой нагрузки P , $\epsilon_c = 0$.

Наблюдения во время испытаний: а) условия стабилизации от σ_3 , б) измерение ϵ_c от σ_3 , в) рост осевого давления P , г) постосевую деформацию (наблюдение через 1-2 мин), д) измерение τ от P .

Наблюдение за ростом деформации производится из расчета двух опытов от каждой ступени σ_3 .

По результатам опытов строятся зависимости: $\tau_z = f(\sigma_3 = \sigma_y)$; $\tau_z = f(P)$ (рис.49).

Определение разрушительного давления. За разрушительное принимают первое давление P : а) вызывающее деформацию $\epsilon_c = 25-20\%$ от ϵ_c ; б) первое

определение прочностных характеристик грунтов: а) по диаграмме Мора (рис.50),

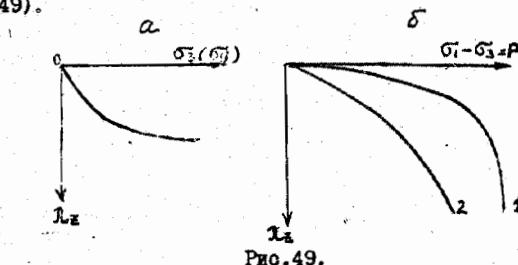


Рис.49.

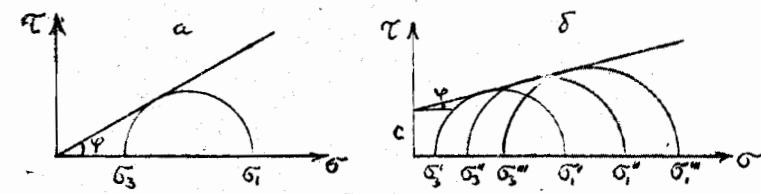


Рис.50.

б) по условиям предельного равновесия.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{tg} \varphi} = \sin \varphi, \quad (1)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45 + \varphi/2). \quad (2)$$

Из (1) получаем $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi + c \cos \varphi$.

Как видим, это уравнение прямой линии типа $y = ax + b$ (рис. 51, а), здесь $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = y$; $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 = x$;

$$\varphi = \arcsin \alpha; \operatorname{tg} \varphi = \alpha / \cos \varphi = \alpha / \sqrt{1 - \sin^2 \varphi} = \alpha / \sqrt{1 - \alpha^2};$$

$$\varphi = \arctg \frac{\alpha}{\sqrt{1 - \alpha^2}}; c = b / \cos \varphi = b / \sqrt{1 - \sin^2 \varphi} = b / \sqrt{1 - \alpha^2}.$$

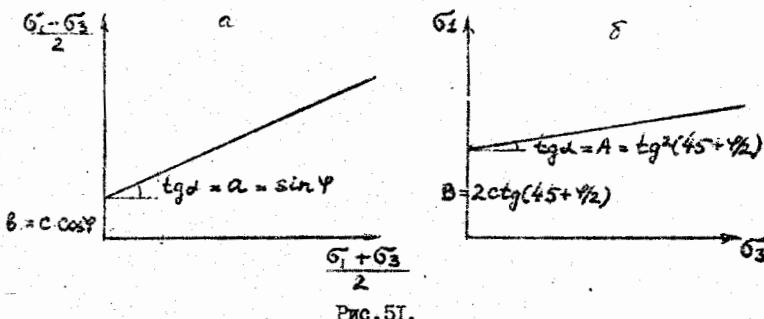


Рис. 51.

Из формулы (2) получаем $\sigma_1 = A\sigma_3 + B$, где $A = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2)$; $B = 2c \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)$ (см. рис. 51, б), $\varphi = 2 \arctg \frac{\alpha}{\sqrt{1 - \alpha^2}} - 90^\circ$; $c = B/2A$.

8. Особенности определения прочностных свойств песков

Как известно, консолидация чистых песков, не содержащих глинистых частиц и органических остатков, протекает быстро. К моменту эксплуатации сооружения рыхлые пески уплотняются, а плотные практически не изменяются.

Согласно теории, уравнение Кулона для песков имеет вид

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi.$$

Однако эксперименты показывают, что зависимость τ от σ_n для песчаных и крупноблочных грунтов выражается кривой, проходящей через начало координат и направленной выпуклостью вверх. Но для

практических целей зависимость может быть аппроксимирована ломаной линией, описываемой уравнением Кулона с различными параметрами (рис. 52). Так, для песков в интервале σ_n от 0 до 0,1 МПа $\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$, при $\sigma_n > 0,1$ МПа $\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + C_3$, где $\tau = \tau_{\max}$, C_3 и φ – параметры сдвига.

Сопротивление сдвигу песков в значительной степени зависит от начальной пористости. Для рыхлого песка с ростом деформации смещения τ увеличивается (кривая 2 на рис. 53, а), приближаясь при $\Delta \varepsilon / \varepsilon_0 = 15-20\%$ к

$\tau_{\text{уст}}$ (τ_{\max}). Для плотного песка τ по мере смещения возрастает более интенсивно и при $\Delta \varepsilon / \varepsilon_0 = 5-10\%$ достигает максимального (пикового) значения, при дальнейшем росте смещения τ снижается, приближаясь к $\tau_{\text{уст}}$ (кривая 1 на рис. 53, а). Из результатов испытаний песка разной плотности можно определить два характерных значения

угла внутреннего трения: φ_{\max} и $\varphi_{\text{уст.}} (\varphi_{\min})$ (рис. 53, б). Разница между ними тем больше, чем плотнее песок.

Угол внутреннего трения φ , являющийся основным параметром прочности песков, зависит от 1) зацепления-сопротивления, оказываемого частицами при их выходе из положения равновесия (сопротивление структуры) – φ_3 ; 2) трения частиц друг о друга при их взаимном смещении φ_t , которое зависит от минерального состава песка; 3) сопротивления срезу (сколу) частиц и их раздроблению φ_c .

$$\text{Таким образом, } \varphi = \varphi_3 + \varphi_t + \varphi_c.$$

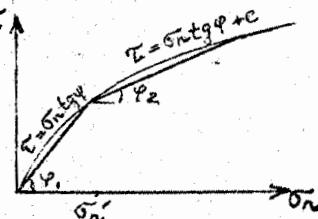


Рис. 52.

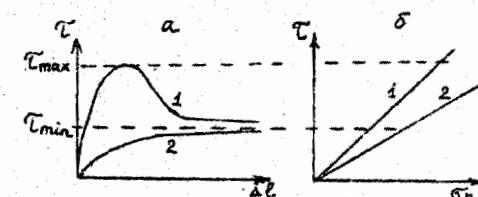


Рис. 53.

метром прочности песков, зависит от 1) зацепления-сопротивления, оказываемого частицами при их выходе из положения равновесия (сопротивление структуры) – φ_3 ; 2) трения частиц друг о друга при их взаимном смещении φ_t , которое зависит от минерального состава песка; 3) сопротивления срезу (сколу) частиц и их раздроблению φ_c .

Зашелление частиц играет здесь главную роль, возрастая с увеличением размера частиц и плотности упаковки. При σ_n от 0,1 до 0,8 МПа C_3 изменяется для песков от 0,05 до 0,01 МПа. И.Н. Гольдштейн на основе фактического материала считает, что изменение φ в песках с достаточной для практических целей точностью можно определить по формуле:

$$\varphi = \varphi_p + m D,$$

где φ_p - угол внутреннего трения песка в рыхлом состоянии, m - коэффициент, зависящий от гранулометрического состава и формы зерен песка, D - степень плотности песка. Для скатанного и достаточно однородного песка $m = 6, 7^\circ$, для угловатого - 12° .

Угол внутреннего трения рыхлого песка φ_{min} близок по величине к углу естественного откоса α . Для плотного песка $\varphi_{max} > \alpha$ на $4-6^\circ$ для хорошо скатанного песка и на $12-15^\circ$ для плохо скатанного.

Влияние влажности на сопротивление сдвигу песка проявляется через изменение величины трения между частицами, а для полностью водонасыщенных - через изменение их напряженного состояния. Считается, что влияние влажности наиболее заметно проявляется для пылеватых песков, а в других случаях она не оказывает заметного влияния. Однако проведенные нами исследования [II] и другие более поздние показали, что влажность играет значительную роль в формировании прочности песков. Было установлено, что с увеличением влажности W возрастает как сопротивление сдвигу T , так и C_3 и песков, которые достигают максимальных значений при $S_z = 0,7$. При $S_z > 0,7$ показатели прочности уменьшаются и при $S_z = 1$ становятся минимальными. Это объясняется следующим образом. Если для плотного сухого песка $T_c = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + C_3$, то при его увлажнении появляется капиллярное напряжение и T увеличивается

$$T_k = (\sigma_n + \sigma_w) \operatorname{tg} \varphi + C_k.$$

При максимальном количестве менисков $T_k = T_{max}$

$$T_k^{max} = (\sigma_n + \sigma_w^{max}) \operatorname{tg} \varphi + C_k^{max}.$$

С дальнейшим увеличением влажности капиллярные мениски уничтожаются и T падает. При полном водонасыщении песка капиллярная прочность теряется и в определенных условиях появляется поровое давление u , тогда $T_{min} = (\sigma_n - u_{max}) \operatorname{tg} \varphi$. Если $u = 0$, тогда $T_{min} = T_{dry}$.

При расчетах несущей способности по СНиПам сцепление-зашелление песка идет в запас прочности, что является не справедливым, так как ведет к значительному перерасходу стройматериалов и удороожанию строительства. Например, старые фундаменты, построенные на песках в Санкт-Петербурге, имеют ширину в 1 м, а новые делают до 3 м, т.е. увеличивают запас прочности в 3 раза.

Прочностные характеристики песков определяют методом быстрого или ускоренного сдвига на приборах ВСВ-25 при естественной или заданной плотности без уплотнения при $\sigma_n = \sigma_{copt}$. Хорошие результаты дают стабилометрические испытания песков особенно в вакуумных стабилометрах.

9. Существующие рекомендации по выбору методики свидиговых испытаний грунтов

Вопрос о выборе методики определения прочности грунтов является весьма сложным и до настоящего времени его нельзя считать окончательно решенным. В практике изысканий пользуются различными ведомственными указаниями и рекомендациями, но во многих лабораториях испытания ведутся только по ГОСТам.

М.А. Соловухин [15] на основании этих рекомендаций и своего опыта рекомендует следующие основные схемы испытаний:

1) Быстрый или ускоренный сдвиг без уплотнения (НН) для илов, супесей, суглинков и глии текучепластичной и текучей консистенции. Для случаев когда к концу строительства не ожидается полной консолидации грунтов и при быстром загружении основания (насыпи, элеваторы, нефтебаки, крупнопанельное строительство), или когда нет давления (внешки, карьеры и т.д.).

2) Ускоренный сдвиг с предварительным ограниченным или свободным набуханием или с насыщением водой без возможности набухания соответственно для случаев: а) $\sigma_{copt} > \sigma_{n,g}$, б) в котлованах, выемках, в) для просадочных грунтов в котлованах, откосах. Эти методы применяют для глинистых грунтов с $S_z < I$ и просадочных грунтов.

3) Замедленный или медленный сдвиг без уплотнения применяется для глинистых грунтов с $S_z \leq I$ в полутвердой и твердой консистенции и просадочных грунтов с естественной влажностью. Для случаев когда к концу строительства зданий и сооружений ожидается практи-

чески полная консолидация грунтов и в основании допускаются лишь ограниченные деформации: $\bar{B}_{coor} < \bar{B}_{str}$.

4) Замедленный или медленный сдвиг с предварительным уплотнением под одной нагрузкой, при полном водонасыщении рекомендуется для глинистых грунтов с $\bar{s}_t < 0,5$ и для мягкопластичной и текучепластичной консистенции для случаев, когда к концу строительства ожидается полная консолидация грунта ($\bar{B}_{coor} > \bar{B}_{str}$).

Р.Э.Дашко и А.А.Каган [9] предлагают следующие схемы испытаний.

I. Для водонасыщенных грунтов ($\bar{s}_t = 1$)

A. $\bar{B}_{str} > \bar{B}_{coor}$. При этом возможны два случая: 1) нет набухания; 2) возможно набухание.

Если набухания нет, то поровое давление (U) не появится и уплотнять грунт не надо, $\bar{B}_n^{\max} = \bar{B}_{coor}$. Здесь сдвиг и стабилометр дают одинаковые результаты, но для хрупких грунтов лучше использовать стабилометр.

При развитии набухания возможны два случая:

а) Возникает при быстрой замене массы грунта, вынутой из котлована, массой сооружения и $\bar{B}_{coor} < \bar{B}_{nb}$. Поэтому грунт набухает в период эксплуатации сооружений, что характерно для активных глин с высоким \bar{B}_{nb} . Здесь необходимо провести набухание (разуплотнение) грунта под $\bar{B} = \bar{B}_{coor}$ и срезать грунт по закрытой системе (быстрый сдвиг) при $\bar{B}_n^{\max} = \bar{B}_{coor}$.

б) При медленной замене вынутого грунта массой сооружения, когда возможно его свободное набухание, образец также следует подвергнуть свободному набуханию, тогда прочность его станет близкой к нулю.

B. $\bar{B}_{str} < \bar{B}_{coor}$. Здесь также два случая:

1) для грунтов с низкой водопроницаемостью, где поровое давление медленно рассеивается ($K_f \leq 10^{-6}$ см/с), как и для предыдущего случая необходимо проводить сдвиг без уплотнения (НН) при условии консервации порового давления. Последнее можно осуществить в стабилометре по закрытой системе, а в сдвиговом приборе возможен оттиск воды. $\bar{B}_n^{\max} = \bar{B}_{coor}$.

2) для грунтов с $K_f > 10^{-6}$ см/с. Здесь U быстрее рассеивается и если темпы строительства невысоки, и к концу строитель-

ства возможна полная консолидация грунта, то необходимо предварительное уплотнение образца под $\bar{B}_y = \bar{B}_{coor}$, затем медленный сдвиг (КД) при $\bar{B}_n^{\max} < \bar{B}_y$. При высоких темпах строительства (при наполнении емкостей и т.д.) основание сооружения оказывается в разуплотненном состоянии, поэтому здесь надо применять НН-сдвиг под $\bar{B}_n^{\max} \leq \bar{B}_{coor}$.

II. Для водоненасыщенных грунтов ($\bar{s}_t < 1$)

A. $\bar{B}_{str} > \bar{B}_{coor}$. Здесь методика испытаний аналогична пункту I.A.I, т.е. быстрый сдвиг без уплотнения с $\bar{B}_n^{\max} = \bar{B}_{coor}$.

B. $\bar{B}_{str} < \bar{B}_{coor}$. Здесь надо определить давление \bar{B} , при котором грунт становится водонасыщенным. Если это $\bar{B} < \bar{B}_{coor}$, т.е. под \bar{B}_{coor} грунт становится водонасыщенным, то будут такие же варианты как в I группе. Если это $\bar{B} > \bar{B}_{coor}$, то надо уплотнить грунт при $\bar{B}_y = \bar{B}_{coor}$, не переводя его в водонасыщенное состояние.

Как видно, высказанные рекомендации по выбору методики испытаний грунта на прочность позволяют моделировать его работу, исходя из его состава, строения и свойств, с одной стороны, и давления от сооружения и скорости строительства, с другой. Однако существенным недостатком этих рекомендаций является то, что они не учитывают такой важный с методической точки зрения вопрос, как выбор диапазона нормальных давлений \bar{B}_n при сдвиге, позволяющий получить достоверные значения показателей прочности C и φ .

От этого недостатка свободна общая схема сдвиговых испытаний, предложенная Е.Н.Богдановым. Она представлена на рис.54 в виде графиков зависимости τ от \bar{B}_n , полученных для одного и того же грунта по основным схемам сдвиговых испытаний: определения естественной прочности (ЕП), КД- и НН-сдвигов и сдвига в условиях ненавершенной консолидации (НК). При этом схема КД-сдвига здесь модернизирована: уплотнение грунта проводится при одном $\bar{B}_n = \bar{B}_{coor}$ и $\bar{B}_n^{\max} < \bar{B}'_n$, т.е. исправлены основные недостатки этого метода.

Прямая AB соответствует зависимости τ от \bar{B} по методу определения естественной прочности (ЕП) в диапазоне \bar{B}_n от \bar{B}'_n в точке A, до \bar{B}_n' в точке B. Прямая CD отражает зависимость τ от \bar{B}_n по методу консолидированного сдвига (КД) в диапазоне \bar{B}_n от \bar{B}_n'' в точке C до \bar{B}_n' в точке D.

Результаты сдвиговых испытаний по методике НН-сдвига неконсолидированно-недренированного при $\bar{B}_n > \bar{B}_n'$ представлены прямой

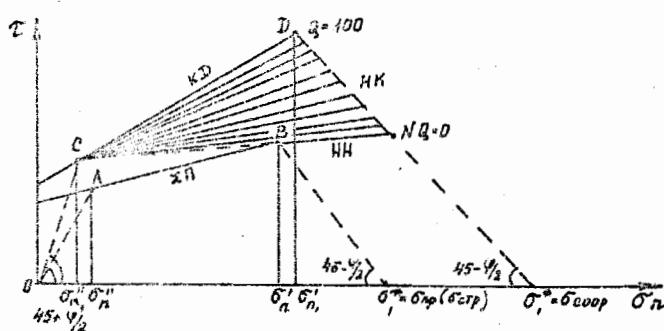


Рис. 54.

БН , которая в зависимости от состояния грунта может иметь различный угол наклона φ , но чаще всего здесь $\varphi \rightarrow 0$, что связано с развитием порового давления.

Точка С характеризует минимальную прочность C консолидированного уплотненного при $\sigma_u = \sigma_{cop}$ образца, испытанного по методике КД-сдвига. Точка В соответствует минимальному значению C при НН-сдвиге.

Таким образом, СВН представляет собой линию минимальной прочности грунта при КД- и НН-сдвигах. Тогда можно принять, что в точке N степень консолидации грунта (A) от веса сооружения σ_{cop} равна нулю, а в точке Д, характеризующей C_{max} при КД-сдвиге, $A = 1$ или 100%. Разделив отрезок ND на 10 частей, где A равно соответственно 10, 20, 30, ..., 100% и соединив эти точки с точкой С, получим зависимость C от σ_c в условиях незавершенной консолидации, для любой степени консолидации грунта.

Исходя из графической схемы сдвиговых испытаний Е.Н. Богданова, можно дать следующие рекомендации по использованию различных методик.

1) Метод определения естественной прочности грунтов по И.П. Иванову (ЕП-сдвиг) целесообразно использовать для оценки прочностных показателей на начальной стадии проектирования, для сравнения естественной прочности грунтов (при составлении региональных таблиц), для расчета устойчивости грунтов без дополнительного σ , при $\sigma_{cop} < \sigma_{cr}$, а также при быстром загружении основания.

2) НН-сдвиг (на схеме – это продолжение испытаний по методу ЕП-сдвига при $\sigma_c > \sigma_c'$). Эту схему можно рассматривать как аварийную и, по мнению Е.Н. Богданова, использование ее является нецелесообразным по вышеуказанным причинам (см. п. 6.2.3).

3) КД-сдвиг (модернизированная методика) следует использовать при $\sigma_{cop} > \sigma_{cr}$ для сооружений, к концу строительства которых ожидается полная консолидация грунтов.

4) Сдвиг в условиях незавершенной консолидации грунтов (НН) от давления сооружения σ_{cop} можно применять при невысоких темпах строительства и низких K_f грунта. По схеме Е.Н. Богданова, используя результаты КД- и ЕП-сдвигов можно для данной степени консолидации грунтов, достигнутой к концу строительства, графически получить зависимость C от σ_c и рассчитать показатели φ и C .

Следует отметить, что если рассматривать методы проведения сдвиговых испытаний по двум основным компонентам: методики проведения самого испытания (скорость приложения скимающих усилий и выбор значений нормальных давлений) и способа подготовки грунта к испытанию (уплотнение грунта или его отсутствие, предварительное полное или частичное набухание и т.д.), то, согласно рекомендациям Е.Н. Богданова, во всех случаях следует применять методику ЕП-сдвига. Способ же подготовки грунта к испытаниям надо выбирать в зависимости от условий работы грунта при взаимодействии с сооружением. При быстром нагружении основания – без уплотнения, при медленном – с уплотнением под одной нагрузкой, равной весу сооружения, для набухающих грунтов – при свободном или ограниченном набухании.

Можно видеть, что схемы, рекомендуемые М.А. Солодухиным, Р.З. Данко и А.А. Каганом фактически укладываются в общую схему Е.Н. Богданова, причем в отличие от первых в ней соблюдается принцип постоянства C и φ в ходе испытания для данного исходного состояния грунта как естественного, так и уплотненного. Кроме того, схема Е.Н. Богданова позволяет оценить прочность грунта для случаев незавершенной консолидации очень простым графическим способом в отличие от сложной и трудоемкой методики Н.Н. Маслова. Все это позволяет считать эту схему наиболее объективной и научно обоснованной. И, наконец, она отличается простотой и наглядностью, что делает ее весьма удобной для практического использования.

ЛИТЕРАТУРА

1. ЕРЗЕЗАНЦЕВ В.Г. Предельное равновесие связы... среди под сферическими и коническими штампами // Изв. АН СССР. Сер. техн. науки. 1955, № 7. С.
2. БИМОН А., ХЕНКЕЛЬ Л. Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях. М., 1961.
3. БОГДАНОВ Е.Н. Исследование инвариантности удельного сопротивления проникновения связных грунтов // Грунтоведение и инженерная геология. Вып. I. Л., 1975.
4. БОГДАНОВ Е.Н. Определение прочностных свойств связных грунтов методом проникновения // Современные методы определения механических характеристик слабых грунтов. Л., 1978.
5. БОЙЧЕНКО Н.О. Определение пределов пластичности и консистенции глинистых грунтов методом конуса. Л., 1964.
6. ГЕРСЕВАНОВ Н.М. Основы динамики грунтовой массы. М.; Л., 1933.
7. ГОЛЬДШТЕЙН М.Н. Механические свойства грунтов. М., 1971.
8. ГОЛЬДШТЕЙН М.Н. Механические свойства грунтов. М., 1979.
9. ДАНКО Р.Э., КАДАН Н.А. Механика грунтов в инженерно-геологической практике. М., 1977.
10. ИВАНОВ И.П. Определение показателей сопротивления сдвигу грунтов, характеризующих их естественную прочность // Вестн. ЛГУ. 1975, № 6. С.
11. ИВАНОВ И.П., ИВАНИКОВА Н.П., КОРОБКОВА О.П. Формирование прочности влажных песков // Грунтоведение и инженерная геология. Вып. 2. Л., 1980.
12. ИВАНОВ И.П., РУДНЕВА И.Е., БОГДАНОВ Е.Н. Применение проникновения при сдвиговых испытаниях грунтов естественной прочности // Современные методы определения механических характеристик слабых грунтов. Л., 1978.
13. ЛОМТАДЗЕ В.Д. Инженерная геология. Инженерная петрология. Л., 1984.
14. РАЗОРНОВ В.Ф. Проникновение грунтов. М., 1980.
15. СОЛОДУХИН М.А. Инженерно-геологические исследования для промышленного и гражданского строительства. М., 1975.
16. СУРСА В.М. Строительные свойства грунтов района Ленинграда. Л., 1975.
17. ЦЫТОВИЧ Н.А. Механика грунтов. М., 1963.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
Часть I. ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ	
I. Основные показатели деформируемости грунтов и их взаимосвязь	7
2. Сжимаемость грунтов. Анализ компрессионной зависимости	11
3. Определение показателей набухания, структурной прочности и просадочности грунтов	16
4. Графический способ проверки компрессионных кривых по методу Н.К. Работникова	21
5. Эффективное и поровое давление. Процессы консолидации грунтов под давлением	23
6. Определение коэффициента фильтрации грунтов в фильтрационно-компрессионных приборах прямым методом и по кривой консолидации косвенным методом	27
7. Основные достоинства и недостатки метода компрессионных испытаний	31
Часть II. ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ	
1. Этапы разрушения и стадии деформирования грунтов под нагрузкой	33
2. Условия разрушения грунтов и формы условий предельного равновесия	37
3. Общая классификация методов определения прочностных свойств грунтов	42
4. Методы определения прочности, основанные на одном внешнем усилии	43
4.1. Метод одноосного сжатия (43). 4.2. Метод соосных пулансонов (45). 4.3. Косой сдвиг или метод скользования (46).	
4.4. Метод вращательного среза (47). 4.5. Метод пентерации (49)	
5. Особенности методов определения прочности, основанных на двух внешних усилиях	54
5.1. Принцип эффективных напряжений (54). 5.2. Классификация методов определения прочности по условиям моделирования грунта в основании сооружения (56)	
6. Сдвиговые испытания	58
6.1. Методика сдвиговых испытаний. Влияние конструктивных особенностей сдвиговых приборов на напряженное состояние грунта (58). 6.2. Характеристика основных методов сдвиговых испытаний (61)	
7. Стабилометрические испытания	76
7.1. Конструктивные особенности стабилометров (76). 7.2. Проведение испытаний в стабилометрах (82)	
8. Особенности определения прочностных свойств песков	84
9. Существующие рекомендации по выбору методики сдвиговых испытаний грунтов	87
Литература	92