УДК 624.131

Е.Н.БОГДАНОВ, А.Е.БОГДАНОВ
ГУП Трест ГРИИ

МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ КАК ПРИЧИНА НЕТОЧНЫХ РЕШЕНИЙ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

Любому состоянию грунта свойственны определенные физико-механические свойства. Компрессионная кривая есть множество состояний грунта, поэтому ее нельзя использовать для определения модуля деформации грунта исходного состояния. Существующие методики сдвиговых и трехосных испытаний также нарушают его. Испытания должны проводиться в диапазоне давлений, соответствующему начальному (естественному или приобретенному) состоянию грунта.

Each soil state corresponds to its own physical – and – chemical properties. A compression curve represents a set of states of soil. That is why it can't be used to determine soil deformation modulus of the initial state. The existing methods of shear strength and triaxial tests violate it. The tests must be carried out over a range of pressure that corresponds the initial (natural or acquired) state of soil.

Среди многих неразрешенных проблем грунтоведения и механики грунтов тема механических свойств грунтов должна быть признана главнейшей, ибо без них не обходится ни один из расчетов оснований, фундаментов и земляных сооружений. Можно утверждать, что механические свойства грунтов определяют состояние экономики строительства в целом. Нетрудно предположить, каково это состояние, если еще в 1973 г. на Международном конгрессе по механике грунтов оно оценено как критическое и за истекшие годы не изменилось. Задачей первостепенной важности М.Н.Гольдштейн назвал совершенствование способов определения механических характеристик грунтов при необходимости повышения общего уровня инженерно-геологических изысканий [5].

Необходим всесторонний анализ существующих методов определения механических свойств грунтов с выявлением противоречий, отрицанием заведомо ложного, предложением иных решений проблем, способных объяснить природу прежних заблуждений.

Тема механических свойств грунтов сама по себе разнопланова, включает как общие проблемы, так и проблемы деформационных и прочностных свойств, причем отдельно для связных и несвязных грунтов. Каждый из них требует критического подхода и пересмотра.

Недостоверное определение механических свойств грунтов подтверждается нормативными и литературными источниками, опытом проведения инженерно-геологических изысканий. Так, прочностные свойства торфа по СНиП 2.02.01-83* [14] могут в несколько раз превышать аналогичные показатели для кембрийской глины твердой консистенции [16]. Расчетное сопротивление для супеси независимо от состояния принимается равным 3 кг/см^2, для глины текучей консистенции составляет 4 кг/см^2 [14, табл.3, прил.3]. Одновременно эти данные находятся в полном противоречии со значениями прочностных свойств, принимаемых по табл.2 прил.1 [14] или получаемых непосредственно по сдвиговым испытаниям.

Значения модуля деформации, принятые по разным нормативным документам, оказываются несопоставимыми. Полевые методы определения деформационных свойств грунтов не всегда доступны, компрессионные

испытания совсем их не отражают. Неслучайно компрессионный модуль деформации во много раз отличается от полевого.

Плохо обстоит дело с определением механических свойств песчаных грунтов. Их не определяют, а принимают по выбранному коэффициенту пористости по табл. 1 прил. 1 [14], основой которой явилась работа [11], не подвергнутая с той поры сомнению и перепроверке.

Для деформационных свойств грунтов источником кризиса следует признать компрессионные испытания. Грунт, для которого следует узнать модуль деформации, подвергается сжатию несколькими ступенями нагрузки. По итогам испытаний строится зависимость между уплотняющим давлением и относительной деформацией грунта ε или коэффициентом пористости *e*. Значение модуля деформации для того или иного интервала давлений численно равно котангенсу угла наклона прямой, заменяющей участок криволинейной зависимости.

Диапазон давлений может быть любым, что приводит к различным значениям модуля деформации. Так, В.Г.Березанцев [2] отмечал, «что модуль E для грунта является, строго говоря, величиной переменной». Поэтому СНиП 2.02.01-83* установлен диапазон давлений от 1 до 2 кг/см^2. Н.А.Цытович [18], как и многие ученые, рассматривал компрессионные испытания как поведение грунта под нагрузкой для установления закона уплотнения грунта. Мы не случайно подчеркиваем слово «грунт», так как допущенная ранее ошибка, приведшая к применению метода компрессионных испытаний для определения модуля деформации, коренится в этом слове. Достаточно было усмотреть, что каждая точка компрессионной кривой соответствует иному, отличному от исходного, состоянию грунта, обладающему своими физическими свойствами (влажностью, плотностью), а значит и механическими свойствами (сцеплением, углом внутреннего трения, модулем деформации). Иначе говоря, компрессионная кривая есть результирующая множества состояний грунта, точнее результирующая множества грунтов одного гранулометрического состава.

С этой точки зрения становится понятным, что любые теоретические обоснования метода неверны, а компрессионные испытания принципиально не могут быть использованы для определения модуля деформации грунта первоначального (исходного) состояния.

При теоретическом обосновании метода, рассматривающим грунт как линейно-деформируемое тело, модуль деформации был принят за постоянную, независимую от диапазона давлений величину, что явилось другой, глубоко ошибочной причиной, повлиявшей на долгое применение порочного метода.

Метод компрессионных испытаний имеет одно применение (для которого и создавался) – установление закона уплотнения грунта под нагрузкой, если уплотнение будет иметь место в натуре, и определение модуля деформации уплотненного до того или иного состояния грунта по известному значению E грунта исходного состояния и зависимости $E = f(e)$.

Для прочностных свойств грунтов причина кризиса также очевидна, несмотря на то, что никем из исследователей не оказалась замеченной. Причина в сдвиговых (и в трехосных) испытаниях, проводимых по правилам, ущербность которых видна при внимательном рассмотрении.

По существующим взглядам [6, 15] методики сдвиговых (и трехосных) испытаний грунтов складываются из методик подготовки и проведения испытания. Подготовка предполагает отсутствие или наличие предварительного уплотнения, причем уплотнение образцов грунта может вестись одним или несколькими уплотняющими давлениями. Проведение испытаний ведется при нормальных давлениях, назначаемых в зависимости от состояния грунта, и при скоростях сдвига в зависимости от методики испытаний. Получаемые по разным методикам значения прочностных свойств существенно отличаются, что послужило поводом считать прочностные свойства чем-то непонятным, зависящим от методики испытаний [1, 12, 15] и даже лишенным какого-либо физического смысла [13, 18, 17].

Исследователи относят получаемые по разным методикам результаты к первоначальному состоянию грунта, которое в действительности не сохраняется. Как и в компрессионных испытаниях, при каждой методике сдвиговых (трехосных) испытаний имеем дело с разными грунтами одного гранулометрического состава. Зависимость τ-σ превращается в результирующую ряда состояний грунта, параметры которой в таком случае и не могут называться прочностными свойствами грунта.

Можно не сомневаться, что все существующие методики сдвиговых и трехосных испытаний изменяют исходное состояние грунта.

Как предполагается, методики испытаний моделируют работу грунта в основании сооружения. Поэтому в методике консолидированно-дренированного испытания проводятся после предварительного уплотнения разными давлениями, что абсолютно недопустимо – после уплотнения испытываются грунты с разными физическими свойствами. К тому же принимаемые значения давлений ничего общего не имеют с фактическими давлениями, возникающими в грунте от веса сооружения, тем более с учетом рассеяния напряжений по глубине (к примеру 1; 2; 3 кг/см^2 для всех глинистых грунтов с $J_L \le 0{,}5$ по ГОСТу).

При наличии доказательства уплотнения грунта под весом сооружения все образцы грунта, подготавливаемые к испытаниям, должны быть уплотнены одной конкретной, передаваемой на грунт с учетом рассеяния напряжений, нагрузкой. При этом сдвиги должны вестись меньшими, чем уплотнение, давлениями. В противном случае, в процессе испытания на главной площадке в результате сложения σ_n и τ появляются главные напряжения, приводящие вновь к изменению достигнутого уплотнением состояния грунта.

Методика неконсолидированно-недренированных испытаний, моделируя некую работу грунта в основании сооружения, предварительного уплотнения не предусматривает, хотя значения σ_n или σ_2 принимаются без учета фактических давлений и постоянными для широкого диапазона состояний грунта. Так, по ГОСТу для грунтов с $J_L < 0{,}5$ $\sigma_n = 1; 1{,}5; 2$ кг/см^2. Нетрудно предположить, и опыт подтверждает это, что при таком подходе возможно появление порового давления, разрушение грунта и даже выдавливание его в зазор прибора с изменением исходного состояния.

Как видно, существующие взгляды на моделирование работы грунта в основании сооружения некорректны, к тому же отрицается сама возможность определения прочностных свойств грунтов при отсутствии сооружения или вне сферы его действия.

Особенностью сдвиговых и трехосных испытаний является их проведение при двух внешних усилиях. В отличие от опытов с одним внешним усилием (одноосное сжатие, сдвиг в клиновых обоймах, пенетрация, вращательный срез), для которых величина внешнего усилия определяется лишь внутренним сопротивлением грунта исходного состояния, результаты сдвиговых (и трехосных) испытаний будут целиком зависеть от выбранных величин нормального (бокового) давления. Как следствие, при испытаниях на прочность должны быть установлены правила назначения внешних давлений.

Подводя итоги, скажем, что при подготовке и проведении испытаний грунтов на прочность необходимо моделировать напряженное состояние, которым обладает грунт, находящийся в условиях естественного залегания (сооружение отсутствует или давление от веса сооружения не оказывает уплотняющего воздействия на грунт), либо возникает от предварительного уплотнения грунта или веса сооружения с учетом рассеяния напряжений по глубине, длительности действия нагрузок и достигнутой грунтом к концу строительства или к концу эксплуатационной загрузки степени консолидации.

Таким образом, сдвиговые испытания грунтов естественного сложения или уплотненных будут отличаться лишь диапазоном нормальных давлений, установленным по определенным правилам, и подготовкой – без уплотнения для природных грунтов или с уплотнением одной, глубоко обоснован-

ной нагрузкой всех образцов подвергаемого уплотнению грунта. Уплотнение с целью устранения последствий нарушения природного состояния относится к нерешенным задачам, так как отсутствует подход к оценке напряженного состояния грунта.

Впервые понятие естественной прочности грунтов ввел в 1964 г. И.П.Иванов [9], им же установлены в первом приближении условия для выбора диапазона нормальных давлений, проведение сдвиговых испытаний в котором обеспечивает неизменность исходного состояния грунта. Получаемые при этом значения угла внутреннего трения и сцепления отвечают физическим свойствам испытуемого грунта и обретают физический смысл.

Из механики грунтов известно основное уравнение предельного равновесия грунта, выражающее отношение между главными (σ_1 и σ_2) напряжениями и показателями прочностных свойств грунта (φ и c) на площадке скольжения,

$$\sigma_1 = \sigma_2 tg^2(45 + \varphi/2) + 2c tg(45 + \varphi/2). \quad (1)$$

Уравнение может быть записано в виде

$$\sigma_1 = \sigma_{1п} + \sigma_{сж}, \quad (2)$$

где $\sigma_{1п}$ – сопротивление состояния покоя, $\sigma_{сж}$ – сопротивление сжатию.

В пределе, за которым происходит изменение состояния грунта, условие превращается в

$$\sigma_{1(max)} = \sigma_{1п(max)} + \sigma_{сж}. \quad (3)$$

Непосредственно из этих уравнений следуют правила:

1. Предельное состояние грунта характеризуется кругами Мора.

2. Второе главное напряжение σ_2 численно равно сопротивлению сжатия $\sigma_{сж}$, т.е. $\sigma_{2(max)} = \sigma_{сж}$.

Из правил вытекают следствия:

1. Сдвиговые испытания необходимо проводить в диапазоне нормальных давлений, ограниченном предельными давлениями $\sigma_{п(min)} \le \sigma_п \le \sigma_{п(max)}$.

2. При проведении трехосных испытаний диапазон боковых давлений должен подчиняться условию $0 \le \sigma_2 \le \sigma_{сж}$.

3. Для грунтов с $\varphi = 0$ между $\sigma_{1(min)}$, $\sigma_{сж} = \sigma_{2(max)}$, $\sigma_{пп(max)}$ и $\sigma_{1(max)}$ выполняется соотношение 1:2:3:4.

4. Выполнение сдвиговых испытаний при $\sigma_п < \sigma_{п(min)}$ (круг Мора выходит за начало координат) сопровождается работой грунта на растяжение и неизбежно ведет к занижению сопротивления сдвигу τ и необоснованному завышению угла внутреннего трения (иногда до 40-60°). Сдвиговые испытания при $\sigma_п = 0$, принятые рядом методик [15, 10], недопустимы.

5. Выполнение испытаний при $\sigma_п > \sigma_{п(max)}$ или $\sigma_2 > \sigma_{2(max)}$ меняют исходное состояние грунта, приводя к проявлению порового давления, разрушению или уплотнению грунта.

6. Для грунтов с $\varphi > 0°$ могут быть установлены следующие зависимости между предельными давлениями, сопротивлением одноосному сжатию и прочностными свойствами грунта.

Минимальное давление при сдвиге

$$\sigma_{п(min)} = c\cos\varphi = \sigma_{сж}(1 - \sin\varphi)/2. \quad (4)$$

При коэффициенте Пуассона

$$\mu = (1 - \sin\varphi)/2,$$

$$\sigma_{п(min)} = \mu\sigma_{сж}. \quad (5)$$

Решая уравнения (4), (5), имеем $\sigma_{сж} = 2c\cos\varphi/(1 - \sin\varphi)$. В некоторых источниках [7, 18] это выражение выдается, и как видим, ошибочно, за структурную прочность грунта.

Максимальное нормальное давление при сдвиге:

$$\sigma_{п(max)} = c\cos\varphi(3 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi) =$$

$$= c\cos\varphi(2 - \mu)/\mu = (2 - \mu)\sigma_{сж}. \quad (6).$$

Сопротивление состояния покоя

$$\sigma_{1,п(max)} = \sigma_2 tg^2(45 + \varphi/2) =$$

$$= c\cos\varphi(1 - \mu)/\mu^2 = \sigma_{сж}(1 - \mu)/\mu. \quad (7).$$

По нашему мнению эта характеристика должна выступать в качестве показателя напряженного состояния грунта в условиях естественного залегания и использоваться для предварительного уплотнения грунтов с целью восстановления природного сложения.

Предельное сопротивление грунта сдвигу:

$$\sigma_{1(max)} = c\cos\varphi/\mu^2 = \sigma_{сж}/\mu.$$

Все зависимости сводятся к виду $\sigma = kc$ или $k^1\sigma_{сж}$. Значения коэффициентов пропорциональности k и k^1 по уравнениям (4)-(7) в зависимости от угла внутреннего трения приведены в табл.1 и 2.

Таблица 1

Коэффициенты пропорциональности k

φ, град	$k = \sigma/c$				
	$\sigma_{п\,(min)}$	$\sigma_{п\,(max)}$	$\sigma_{сж} = \sigma_{2\,(max)}$	$\sigma_{1п\,(max)}$	$\sigma_{1\,(max)}$
0	1,000	3,000	2,000	2,000	4,000
10	0,985	3,820	2,384	3,385	5,769
20	0,940	4,773	2,856	5,826	8,682
30	0,866	6,062	3,464	10,392	13,856

Таблица 2

Коэффициенты пропорциональности k^1

φ, град	$k^1 = \sigma/\sigma_{сж}$			
	$\sigma_{п\,(min)}$	$\sigma_{п\,(max)}$	$\sigma_{1п\,(max)}$	$\sigma_{1\,(max)}$
0	0,500	1,500	1,000	2,000
10	0,413	1,586	1,420	2,420
20	0,329	1,671	2,040	3,040
30	0,250	1,750	3,000	4,000

Таким образом, каждому состоянию грунта соответствует свой диапазон нормальных давлений при сдвиге. Слабым грунтам отвечает настолько малый диапазон нормальных давлений $c \le \sigma_п \le (3-4)c$ при $c < 0{,}1$ кг/см^2, $\sigma_п \le 0{,}3$ кг/см^2, что сдвиговые испытания становится затруднительно выполнить. Для грунтов любой прочности до проведения испытаний (сдвиговых или трехосных) требуется начальное представление о диапазоне давлений. Здесь неоценимую помощь могут оказать испытания на одноосное сжатие, пригодные не для всех состояний грунтов, и пенетрационные испытания, таких ограничений не имеющие. Некоторые соображения по выбору диапазона давлений изложены ранее в работах [3, 4, 8, 9,].

Вопрос, относящийся к испытаниям грунтов естественного сложения на прочность, включая сдвиговые испытания, связан с продолжительностью проведения опыта. Испытания следует проводить в быстром режиме без излишних затрат времени, удобном для наблюдения за ходом сдвига грунта, так как скорость сдвига при неизменном исходном состоянии грунта не сказывается на конечных результатах. Кроме того, необходимо отказаться от применения сдвиговых приборов со ступенчатым приложением касательного усилия, на которых испытание не может быть выполнено иначе как грубо.

Расчетные сопротивления грунта, определенные по прочностным свойствам для естественного основания, соответствует безопасному давлению на грунт от веса сооружения. Темпы возведения сооружения до этого давления могут быть быстрыми. С превышением сопротивления состояния покоя $\sigma_{1п\,(max)}$ дальнейший рост нагрузок приводит к развитию деформации сдвига и в конечном итоге к достижению грунтом предельного сопротивления $\sigma_{1(max)}$, потере основанием прочности и устойчивости. Повысить несущую способность грунтов основания возможно лишь после изменения их состояния посредством уплотнения.

Любая попытка (по незнанию, небрежности, в расчете на уплотнение) передать на грунт нагрузку от веса сооружения в процессе его строительства или в эксплуатационный период, превышающую несущую способность грунта естественного сложения, без перевода грунта в иное уплотненное состояние, соответствующее этой нагрузке, приводит к значительным деформациям либо к разрушению сооружения.

Именно область вынужденной работы грунта за пределами естественной прочности при быстром загружении основания и при отсутствия условий для уплотнения должна быть отнесена к области неконсолидированного, фактически аварийного, а потому недопустимого состояния грунта. Примерами работы грунта по неконсолидированной схеме являются разрушения таких сооружений, как элеваторы, баки, крытые

склады, теряющие устойчивость в момент их загрузки.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Абелев М.Ю.* Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М.: Стройиздат, 1983.

2. *Березанцев В.Г.* Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Трансжелдориздат, 1961. 340 с.

3. *Богданов Е.Н.* Сравнительные испытания глинистых грунтов сдвигом и пенетрацией / Е.Н.Богданов, И.Е.Руднева // Вестник ЛГУ. 1977. № 24. С.67-71.

4. *Богданов Е.Н.* Применение пенетрации при сдвиговых испытаниях грунтов естественной прочности / Е.Н.Богданов, И.П.Иванов, И.Е.Руднева; Современные методы определения механических характеристик слабых грунтов. Л.: Изд-во ЛДНТП, 1978. С.27-32.

5. *Гольдштейн М.Н.* Механические свойства грунтов и совершенствование методов их исследования // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1982. № 3. С.21-23.

6. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Изд-во стандартов, 1997.

7. *Дашко Р.Э.* Механика грунтов в инженерно-геологической практике / Р.Э.Дашко, А.А.Каган. М.: Недра, 1977.

8. *Иванов И.П.* Инженерно-геологические исследования в горном деле. Л.: Недра, 1987.

9. *Иванов И.П.* Определение показателей сопротивления сдвигу грунтов характеризующих их естественную прочность // Вестник ЛГУ. 1975. № 6. С.73-79.

10. *Коломенский Н.В.* Инженерная геология. Т.1. М.: Госгеолиздат, 1951.

11. *Польшин Д.Е.* Об углах внутреннего трения песчаных грунтов / Д.Е.Польшин, С.И.Синельщиков; Механика грунтов: Сб. трудов НИИ оснований и фундаментов. М.: Стройиздат, 1953. № 21. С.27-50.

12. Решения и инструктивные указания совещания Гидропроекта по унификации методов исследований грунтов / Гидропроект. М., 1964. 55 с.

13. *Сидоров Н.Н.* Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов / Н.Н.Сидоров, В.П.Сипидин. Л.: Стройиздат, 1972. 135 с.

14. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. М., 1985.

15. *Солодухин М.А.* Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства. М.: Недра, 1985. 224 с.

16. *Строганов А.С.* Анализ причин аварии жилого дома, возведенного на глинистых водонасыщенных грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1984. № 1. С.8-10.

17. *Флорин В.Л.* Основы механики грунтов. Т.1. М.-Л.: Госстройиздат, 1959.

18. *Цытович Н.А.* Механика грунтов. М.: Высшая школа, 1983. 287 с.