

УДК 624.131.4

# ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ И ВЛАЖНОСТИ НА ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ СТАТИЧЕСКИХ И ВИБРАЦИОННЫХ НАГРУЗКАХ

ЧАН ЮН БОК\*, О.А. ВОВК\*\*, Р.А. САМЕДОВ\*\*\*

\* Технологический университет им. Ким Чека, КНДР,

\*\* Киевский Национальный технический университет "КПИ", Киев,

\*\*\* Институт гидромеханики НАН Украины, Киев

Получено 20.11.2002

Рассмотрены основные физико-механические свойства глинистых грунтов и зависимость их несущей способности от влажности, температуры и вибрационных воздействий. Показано, что прочностные характеристики этих грунтов, характеризующихся, в первую очередь, сопротивлением сдвигу  $\tau_{c\theta}$  и его производными  $C$  и  $\varphi$ , изменяются под воздействием температуры, влажности и вибровозмущений в сторону уменьшения. При повышении температуры с 14 до 40°C сцепление снижается в 1.32 раза, а угол внутреннего трения – в 1.48–1.9 раза. Влагонасыщение грунтов может привести к полной потере прочностных свойств ( $C = 0$ ,  $\varphi = 0$ ). Уменьшение сопротивления сдвигу  $\tau_{c\theta}$  при вибрационных воздействиях зависит от величины амплитуды  $2a$ , и наиболее существенно эта зависимость в диапазоне  $0.01 \leq 2a \leq 0.1$ . При фиксированном значении этого показателя увеличение уплотняющего давления (литостатическая нагрузка) приводит к росту  $\tau_{c\theta}$  в 1.35–2 раза.

Розглянуті основні фізико-механічні властивості глинистих ґрунтів і залежність їхньої несучої здатності від вологості, температури і вібраційних збурень. Показано, що така характеристика глинистих ґрунтів, як опір зсуву  $\tau_{c\theta}$ , яка визначається коефіцієнтом зчеплення  $C$  та кутом внутрішнього тертя  $\varphi$ , змінюється під впливом температури, вологості та вібрації в бік суттєвого зменшення. При підвищенні температури з 14 до 40°C зчеплення  $C$  зменшується в 1.32 рази, а  $\varphi$  – в 1.48–1.9 рази. Вологонасиченість ґрунтів може призвести до повної втрати несучої здатності ( $C = 0$ ,  $\varphi = 0$ ). Зменшення опору зсуву  $\tau_{c\theta}$  при вібраційних збуреннях залежить від величини амплітуди  $2a$ , і найбільш суттєво в діапазоні  $0.01 \leq 2a \leq 0.08$  мм. При фіксованому значенні цього показника збільшення літостатичного навантаження призводить до зростання  $\tau_{c\theta}$  в 1.35–2 рази.

The main physical-mechanical properties of the coal grounds and dependens of their stable capacity on the humidity, temperature and vibration actions have been investigated. It is shown that solid characteristics of these grounds, characterized in first turn by the resistance from displacement  $\tau_{c\theta}$  and its derevations  $C$  and  $\varphi$ , decrease under the action of temperature, humidity and vibration. Under the rise of temperature from 14 up to 40°C cohesion decreases in 1.32 times and angle of internal friction decreases in 1.48–1.9 times. Ground water – saturation can lead to full waste of the solid properties ( $C = 0$ ,  $\varphi = 0$ ). Decrease of resistance from displacement  $\tau_{c\theta}$  under the action of vibration dependens on the value of amplitude  $2a$  more essentially at range of  $0.01 \leq 2a \leq 0.08$  mm. At the fixed value of this signincrease of concentrated pressure (litastatic loading) lead to the growth of  $\tau_{c\theta}$  in 1.36–2 times.

## ВВЕДЕНИЕ

Грунтами называются все рыхлые горные породы коры выветривания каменной оболочки Земли (литосферы), несвязные (сыпучие) и связные, в которых прочность связей между минеральными частицами во много раз меньше прочности самих частиц. Связные грунты состоят из мельчайших частиц, соединенных электростатическими связями в агрегаты, которые, в свою очередь, соединяются пластичными водноколлоидными связями, превращающимися при высыхании в жесткие, но малопрочные связи, образованные выпавшими из раствора солями.

Вся совокупность грунтов может быть разбита на три основных класса: 1) крупнообломочные; 2) песчаные; 3) глинистые.

В настоящей работе будут рассмотрены грунты последнего класса.

Глинистые грунты представляют трехфазную пористую систему (твердые частицы, вода, воздух), все фазы которой находятся в определенных взаимоотношениях. В грунтах прочностные свойства зависят, в первую очередь, от структурных связей между отдельными частицами и их агрегатами. Различают следующие основные виды структурных связей:

1) водно-коллоидные (коагуляционные и конденсационные) – вязкопластичные, мягкие, обратимые;

2) кристаллизационные – хрупкие (жесткие), необратимые водостойкие и неводостойкие.

Связи между атомами в кристаллической решетке минеральной частицы могут быть ионными (полярными), ковалентными (гемополярными), металлическими, водородными и остаточными (молекулярными). Из них наибольшей энергии

ей связи обладает ионная, а наименьшей – остаточная (табл. 1).

Табл. 1. Энергия различных типов связей [2]

Вид связи	Энергия, кДж/моль
Ионная	310–1260
Ковалентная	210–1260
Металлическая	210–840
Водородная	4.2–42
Остаточная	0.42–12.6

Водно-коллоидные структурные связи тонкодисперсных нецементированных грунтов обусловлены, в основном, молекулярными и ионно-электростатическими взаимодействиями между частицами, а кристаллизационных цементованных грунтов – также и внутрикристаллическими связями химической природы.

К классификационным показателям грунтов относят вещественный состав грунтов (зерновой и минералогический, влажность и газосодержание) и характеристики физического состояния (плотность для песчаных и консистенцию для глинистых). Эти характеристики являются приближенными и не могут в полной мере определять механические свойства грунтов.

Их изменение под влиянием температуры, при изменении влажности, литостатических напряжений и других естественных и техногенных факторов представляет значительный интерес, так как существенно влияет на несущую способность, чаще всего в сторону снижения.

В настоящей работе рассматриваются результаты исследований прочностных характеристик глинистых и лессовых грунтов оснований природных и инженерных объектов в зависимости от температуры, влажности и вибрационных воздействий.

### 1. ХАРАКТЕРИСТИКА ГЛИНИСТЫХ И ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ

Глинистые грунты характеризуются наличием в составе частиц размером менее 0.002 мм, называемых глинистыми, и менее 0.0001 мм, называемых коллоидами. Последние оказывают на свойства грунта наиболее сильное влияние, так как имеют большую удельную поверхность и большие значения сил молекулярного притяжения между частицами. Глинистые частицы и коллоиды придают грунту специфические свойства: повышенную емкость поглощения, гидрофильность, влагоемкость,

пластичность, пониженную водопроницаемость и т. д. в зависимости от содержания фракции глинистых частиц. Глинистые грунты подразделяются на несколько категорий: глины (30–60%); суглинки – тяжелые (30–20%), средние (20–15%), легкие (15–10%); супеси – тяжелые (10–6%), легкие (6–3%).

Лессы и лессовые породы имеют ряд особенностей, из-за которых они выделяются среди других осадочных образований. Они отличаются относительно большой однородностью и преимущественно алевролитовым составом, т. е. преобладанием частиц диаметром 0.01–0.05 мм. В них присутствует и некоторое количество глинистых фракций (5–30%), обуславливающих агрегатированность породы [3]. Одной из особенностей лессовых пород является их недоуплотненность, как следствие характера распределения пористости по глубине (рис. 1). Согласно рисунку, коэффициент пористости  $\epsilon$  уменьшается с глубиной и при оптимальных условиях уплотнения под действием ли-

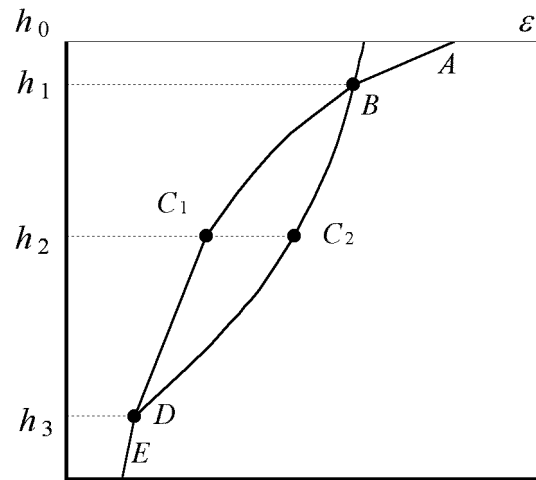


Рис. 1. Распределение коэффициента пористости  $\epsilon$  лессов с глубиной  $h$ :  $ABC_1DE$  – в условиях нормального литостатического напряжения и нормальной влажности,  $ABC_2DE$  – в условиях низкой влажности

тостатического поля распределение коэффициента  $\epsilon$  описывается кривой  $ABCDE$ . При неблагоприятных условиях, например, при малой влажности, а следовательно, при повышенных значениях прочности связей, распределение  $\epsilon$  устанавливается по кривой  $ABC_2D$ , т. е. на глубинах  $h_1-h_3$  порода будет недоуплотненной. Ниже глубины  $h_3$  уплотнение будет соответствовать фактическому литостатическому напряженному состоянию. Точка  $h_3$  может находиться на глубине до нескольких десятков метров, выше точки  $h_1$  грунт может находиться в переуплотненном состоянии. Об этом будет

сказано ниже.

Высокая пористость, агрегатная структура с четко выраженной ориентацией макропор и капилляров, определяющих фильтрационную и прочностную анизотропию, растворимость солей, скрепляющих отдельные агрегатные элементы, обуславливают одну из характерных особенностей – высокую просадку грунтового массива под воздействием влаги либо механических усилий. Глинистые грунты характеризуются такими важнейшими параметрами как связность, прочность, сжимаемость.

Основной характеристикой прочности является сопротивление грунта сдвигу  $\tau$ . Показателями его служат сцепление  $C$  и угол внутреннего трения  $\varphi$ . Сопротивление сдвигу, как функцию нормального давления, выражают обычно линейной зависимостью Кулона

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi, \quad (1)$$

хотя в действительности эта зависимость криволинейна. Связность глинистых грунтов – это способность породы сохранять механическую прочность в воздушном состоянии. Она также характеризуется двумя прочностными показателями  $\varphi$  и  $C$ , которые могут определяться из следующих выражений:

$$\varphi = \arctg \frac{\sigma_{сж}}{\sigma_p} - 90^\circ, \quad C = \frac{\sigma_{сж} \cdot \sigma_p}{\sigma_{сж} - \sigma_p}. \quad (2)$$

Связность следует объяснять взаимодействием глинистых частиц посредством коллоидных пленок, образованных на них в результате пептизации водой гидрофильного глинистого материала. Поверхностная золь, возникающая как продукт пептизации глинистого материала, с течением времени превращается в гель и тем самым увеличивает сцепление между частицами. Наряду со способностью коллоидных пленок к застудневанию (гелеобразованию), которое им придает склеивающее свойство, оно может оказывать и смазывающее действие при смачивании водой, т. е. склеивающая способность этих пленок имеет обратную природу, что придает сцеплению упрочнения тексотропный характер. Коллоиды и влага играют наиболее активную роль в возникновении и изменении прочности глинистых грунтов, в формировании их структуры, придавая им структурную активность. При отсутствии воды грунт переходит в структурно неактивное состояние, примером которого может служить сухой лесс, превращающийся под действием нагрузки в порошок.

В рамках гипотезы о том, что все имеющиеся в природе твердые тела могут быть отнесены

либо к компрессорному, либо к дилатонному типу и при определенной (дебаевской) температуре могут переходить из одного состояния в другое, т. е. совершать компрессон-дилатонные переходы [4], глинистые грунты могут быть отнесены к третьему промежуточному типу компрессонно-дилатонному. У дилатонных материалов соседние атомы отталкиваются, так как изначально стремятся увеличить взаимное расстояние. В этой системе силы притяжения и отталкивания в каждом элементарном объеме уравниваются лишь благодаря хаотическому расположению атомов и молекул и созданию таким образом динамического равновесия всей атомно-молекулярной системы в целом. Для разрушения дилатонного материала необходимо сориентировать его атомно-молекулярные связи в произвольном поперечном сечении по направлению действия внешней силы. Тогда он распадется на части под влиянием внутреннего дилатонного давления.

В грунтах можно предполагать на микроуровне наличие компрессонных, а на макроуровне, т. е. в межагрегатных взаимодействиях, – дилатонных связей, причем, перевод в дилатонное состояние не требует столь больших усилий, как это имеет место в металлах. При рассмотрении взаимодействия двух глинистых частиц можно вычленить первичное сцепление и сцепление упрочнения.

Под первым понимается сцепление, проявление которого обусловлено влиянием сил вторичной валентности Ван-дер Ваальса (межмолекулярные силы), имеющих электрическую природу. Взаимодействие двух соседних частиц происходит при совместном воздействии сил молекулярного притяжения и расклинивающего давления [2]. Последнее может быть вызвано:

- 1) отличием химического потенциала в слое, разделяющем частицы, от его же значения в объеме;
- 2) наличием у поверхности частиц равновесных ионных атмосфер;
- 3) агрегатным состоянием полярной жидкости вблизи граничной поверхности.

Благодаря однозарядности ионных атмосфер двух соседних частиц при достаточной их близости (когда указанные атмосферы пересекаются), помимо сил молекулярного притяжения, проявляются кулоновские силы ионно-электрического отталкивания. В зависимости от соотношения этих сил будет преобладать одна из них. На рис. 2 изображены кривые изменяемости величин указанных сил в зависимости от расстояния между частицами, а также приведена кривая их суммарного воздействия. Кривая  $A$  соответствует росту

сил молекулярного притяжения,  $P$  – отталкивания,  $R = P - A$  – суммарному воздействию указанных сил. Кривая  $R$  показывает, что при достаточном сближении частиц будут превалировать силы молекулярного притяжения (при  $h < h_0$ ), при некотором удалении – силы отталкивания (эта область на графике заштрихована), а при еще большем удалении – снова силы молекулярного притяжения. Диффузные ионные слои в случае взаим-

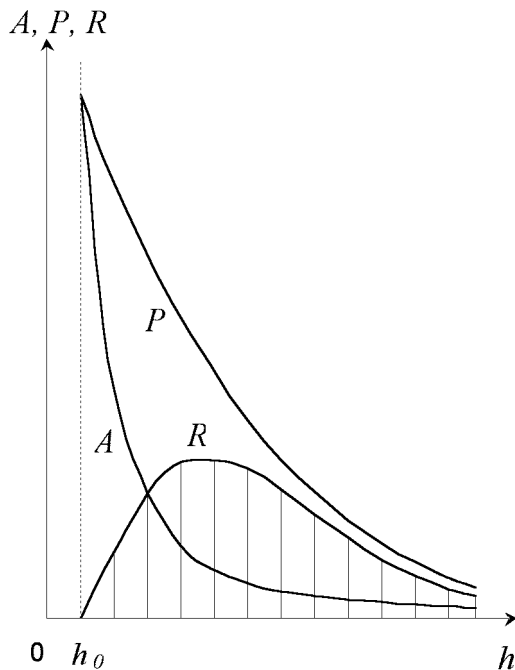


Рис. 2. Зависимость молекулярного притяжения  $A$ , электрического отталкивания  $P$  и результирующего давления  $R$  от толщины слоя между частицами  $h$

ного перекрытия способны проявлять расклинивающее действие, стремясь отталкивать соседние частицы, подтверждая дилатонный характер межмолекулярных и межагрегатных связей.

Сцепление упрочнения, представляющее собой дополнительное упрочнение связей между глинистыми частицами при отсутствии уплотнения, является следствием различных физико-химических и других процессов, особенно на границе раздела твердой и жидкой фаз. Оно проявляется в тех случаях, когда, кроме сил вторичной валентности (межмолекулярных), катионно-анионных и водородных связей, оказывают влияние также силы первичной валентности (химические связи), проявляющиеся при небольших расстояниях между атомами. Особое значение имеют адсорбированные на поверхности грубодисперсных зерен коллоидные оболочки (пленки), которые в течение определенного времени застудевают и

прочно склеивают более крупные частицы грунта.

Физические свойства глинистых грунтов влажности  $W$ , плотности  $\gamma$  характеризуют их физическое состояние, которое в основном обусловлено их влажностью. В зависимости от ее величины глинистые грунты могут находиться в состоянии твердой, пластичной и текучей консистенции. Консистенция глинистых грунтов характеризуется верхним  $\omega_L$  и нижним  $\omega_p$  пределами пластичности, разность между которыми принято называть числом пластичности  $I_p$ , т. е.

$$I_p = \omega_L - \omega_p. \quad (3)$$

Значение этих показателей для различных грунтов приводится в табл. 2.

Консистенция глинистых грунтов в естественных условиях при естественной влажности  $\omega_0$  оценивается показателем  $I_L$ , определяемых как

$$I_L = \frac{\omega_0 - \omega_p}{\omega_L - \omega_p}. \quad (4)$$

Глинистые грунты по этому показателю характеризуются данными из табл. 3 [2].

Чем больше содержание в грунте глинистых частиц, тем больше разница между предельными влажностями. Отношение влажности нижнего и верхнего пределов равно 0.5–0.6, а по величине  $\omega_p$  совпадает с максимальной молекулярной влагоемкостью.

Плотность глинистых грунтов изменяется в таких пределах: для супесей – 2.68–3.72 г/см<sup>3</sup>; для суглинков – 2.69–2.73 г/см<sup>3</sup> и для глин – 2.71–2.76 г/см<sup>3</sup>. Объемная масса скелета, т. е. объемная масса совершенно сухого грунта,  $\gamma$  изменяется в широких пределах от 1.2 до 2.2 г/см<sup>3</sup>.

Пористость, являющаяся важнейшим физическим свойством, характеризующим плотность упаковки частиц грунтов и влияющая на прочностные и деформационные характеристики, определяется коэффициентом пористости  $\epsilon$ . Он представляет собой отношение объема пор  $n_p$  к объему  $m$  твердых частиц в единице объема.

В инженерной практике необходимо знать такие свойства глинистых грунтов, как набухаемость и просадочность, главным образом лессов и лессовидных грунтов.

Набуханием называется увеличение объема вследствие дополнительного увлажнения. Оно обусловлено составом, строением, влажностью грунта, химическим составом и концентрацией водного раствора, взаимодействующего с грунтом, и величиной внешней нагрузки. Свойством набухаемости обладают те глинистые грунты,

Табл. 2. Классификация грунтов по степени пластичности [1]

Грунт	Степень пластичности	Пределы пластичности		Число пластичности, $I_p$
		Верхний, $\omega_L$	Нижний, $\omega_p$	
Глина	Высокопластичные	44–100	22–50	22–50
Глина	Пластичные	22–44	16–22	10–22
Супесь	Слабопластичные	19–26	18–16	1–10

Табл. 3. Классификация глинистых грунтов по параметру  $I_L$ 

Грунт	Консистенция	$I_L$
Супесь	Твердая	$I_L < 0$
	Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	Твердая	$I_L < 0$
	Полутвердая	$0 \leq I_L \leq 0.25$
	Тугопластичная	$0.25 \leq I_L \leq 0.50$
	Мягкопластичная	$0.50 \leq I_L \leq 0.75$
	Текучепластичная	$0.75 \leq I_L \leq 1.0$
	Текучая	$I_L > 1.0$

влажность которых меньше их максимальной молекулярной влагоемкости. При ограничении деформации объема набухающего грунта при увлажнении развивается давление набухания, опасное для фундаментов зданий и сооружений. Максимальное набухание соответствует максимальному содержанию связанной воды как гигроскопической, так и рыхлосвязанной.

Набухающими считаются грунты, у которых величина относительного свободного набухания при отсутствии бокового расширения образца  $\geq 0.04$ , т. е.

$$\delta_n = \frac{h_{н.с.} - h}{h} \geq 0.04, \quad (5)$$

где  $h_{н.с.}$  – высота образца после свободного набухания в результате замачивания до полного водонасыщения;  $h$  – природная высота образца природной влажности.

Полная влагоемкость определяется из выражения

$$\omega = \frac{E}{\gamma_s} 100\%, \quad (6)$$

где  $E$  – коэффициент пористости;  $\gamma_s$  – плотность скелета грунта.

Усадка грунта обусловлена как испарением влаги при высыхании, так и физико-химическими процессами (синерезисом). Как уже отмечалось ранее, лессовые и макропористые лессовидные суглинки с коэффициентом пористости  $E \approx 1$  обладают свойством просадочности. Она характеризуется показателем относительной просадочности

$\delta_{пр}$  и начальным просадочным давлением. Величину ее определяют путем замачивания образцов в условиях отсутствия бокового расширения под действием заданной нагрузки  $\delta$ :

$$\delta_{пр} = \frac{h^l - h_{пр}}{h_0}, \quad (7)$$

где  $h^l$  – высота образца грунта природной влажности, сжатого под давлением  $\sigma$ , равным сумме литостатического давления и напряжения, вызванного весом фундамента;  $h_{пр}$  – высота этого же образца после замачивания его до полного водонасыщения при сохранении давления  $\sigma$ ;  $h_0$  – высота того же образца природной влажности, сжатого литостатическим давлением.

По свойствам просадочности, т. е. осадкам поверхности, в Украине лессовые грунты подразделяются на 2 типа: первый – до 0.05 м, второй – более 0.05 м. Второй тип подразделяется на грунты слабо просадочные – до 0.15 м, среднепросадочные – от 0.16 до 0.5 м, сильнопросадочные – более 0.5 м. Характер и масштабы просадочности находятся в зависимости, в первую очередь, от грансостава, влажности и объемного веса скелета. Так, лессы с объемным весом скелета 1.2–1.4 г/см<sup>3</sup> с коагуляционно-кристаллизационными структурными связями, преимущественно агрегативными, имеют просадку  $\delta_{пр} = 9–14\%$ , золотые, пролювиальные и смешанные по гранулометрическому составу лессы и лессовые породы плотностью ске-

леса 1.34–1.46 г/см<sup>3</sup> обладают просадочностью  $\delta_{пр} = 3-9\%$ , пластифицированно-коагуляционные с объемным весом скелета 1.46–1.65 г/см<sup>3</sup> лессовые породы уже относятся к малопросадочным с  $\delta_{пр} < 3\%$ . Не менее важна роль влажности. При природной влажности породы менее 8–10% в ней сохраняется первоначальная микростратиграфия. Поэтому породы обладают сильно развитыми просадочными свойствами. При влажности более 10%, благодаря миграции соединений, растворимых в воде, имеет место "замазывание" микростратиграфии, потеря морфологического облика с переходом в зернистое состояние и уменьшением просадочных свойств с ростом влажности.

## 2. ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ НА ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Температура является одним из основных факторов, обуславливающих прочностные и деформационные свойства глинистых грунтов вообще и водонасыщенных в частности.

Процесс деформирования материала при определенном уровне нагружения завершается потерей их прочности, нарушением сплошности или же накоплением недопустимо больших деформаций.

Оценку прочности материала различные теории предлагают осуществлять по гипотезам главных нормальных напряжений, максимальных удлинений, максимальных касательных напряжений. Последняя предполагает условие неразрушаемости материала в случае, когда максимальное касательное напряжение  $\tau_{max}$  меньше предельного значения для данного материала  $\tau_{пр}$ .

Поскольку максимальное касательное напряжение

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \quad (8)$$

в случае трехосного сжатия (растяжения), когда  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ , исходя из условий  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ , находим, что  $\sigma_1 = \sigma_{пр}$ , а

$$\tau_{max} < \frac{\sigma_{пр}}{2} \quad (9)$$

или с учетом (8)

$$\sigma_1 - \sigma_3 < \sigma_{пр}. \quad (10)$$

Прочностные характеристики в лабораторных условиях определяются путем нахождения первого предельного напряжения, что соответствует условию, когда при  $\tau \leq \tau_{пр}^{(1)}$  конечная скорость деформации равна нулю, и второго предельного на-

пряжения  $\tau_{пр}^{(2)}$ , когда при  $\tau \geq \tau_{пр}^{(2)}$  скорость деформации ползучести имеет возрастающий характер. Таким образом, второе предельное напряжение  $\tau \leq \tau_{пр}^{(2)}$  равно сопротивлению грунта сдвигу, т. е.  $\tau \leq \tau_{пр}^{(2)} = \tau_{сд}$ . Наряду с методом испытания в условиях простого сдвига проводятся также и испытания в условиях трехосного сжатия. При испытаниях на одноосное сжатие глинистых грунтов с малым углом внутреннего трения ( $\varphi \approx 0$ ), максимальное касательное напряжение согласно неравенства (9) будет равным величине сцепления:

$$\tau_{max} = \tau_{сд} = \frac{\sigma_{пр}}{2} = C. \quad (11)$$

Для испытания влияния температуры были отобраны образцы грунта со свойствами, заданными по табл. 4.

В табл. 5 приведены результаты испытаний, а на рис. 3 – вычисленные значения параметров  $\varphi$  и  $C$ . Разумеется, изменчивость сопротивления сдвигу глинистых грунтов зависит не только от температуры, но и от дисперсности, величины влажности, пористости и т. п. Но во всех случаях имеет место общая тенденция снижения параметров  $\varphi$  и  $C$  аналогично рис. 3 с той или иной степенью интенсивности, что зависит от отмеченных выше факторов. Это связано с тем, что механизм снижения сопротивления водонасыщенных глинистых грунтов при повышении температуры является универсальным, связанным с уменьше-

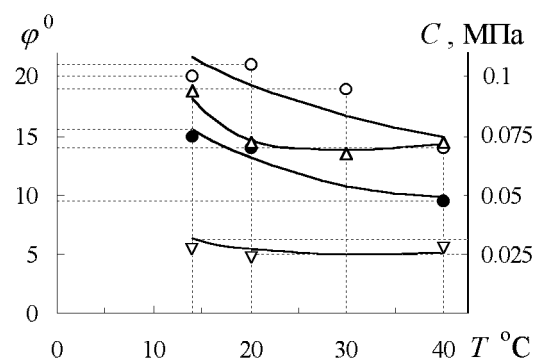


Рис. 3. Зависимость параметров сопротивления сдвигу грунтов  $\varphi$  и сцепления  $C$  от температуры:  $\circ$  –  $\varphi$  для грунта N1 (табл. 5);  $\bullet$  –  $\varphi$  для грунта N2;  $\nabla$  –  $C$  для грунта N1;  $\triangle$  –  $C$  для грунта N2

ем вязкости связанной воды в результате увеличения ее кинетической энергии. Из литературных источников известно, что вязкость воды в капиллярах, имеющих радиус меньше 0.5 мм, повышена, а с ростом температуры аномальные отклонения вязкости от обычных значений уменьшаются и исчезают при температуре 65–70°C (так называемое

Табл. 4. Показатели характеристик физических свойств образцов

Номера образцов	Объемная масса, г/см <sup>3</sup>	Плотность, г/см <sup>3</sup>	Влажность, %	Пределы пластичности, %			<i>l</i>	<i>S<sub>r</sub></i>
				$\omega_L$	$\omega_p$	<i>I<sub>p</sub></i>		
N 1	1.69	2.62	26.18	46.84	25.71	21.13	0.736	0.969
N 2	1.77	2.64	37.13	52.63	23.34	29.29	0.997	0.904
N 3	2.04	–	23.2	–	–	–	–	–
N 4	2.07	–	22.8	–	–	–	–	–
N 5	2.11	–	22.7	–	–	–	–	–

Табл. 5. Результаты испытания образцов грунтов на сдвиг при различных уплотняющих нагрузках  $\sigma_z$  и температурах

$\sigma_z$ , МПа	Грунт N1		Грунт N2		Грунт N3	Грунт N4	Грунт N5	<i>T</i> <sup>0</sup> С
	<i>M<sub>ПР.КР</sub></i> 10 Н*	$\tau_{СТ}$ , МПа	<i>M<sub>ПР.КР</sub></i> 10 Н*	$\tau_{СТ}$ , МПа	$\tau_{с\partial}$ , МПа	$\tau_{с\partial}$ , МПа	МПа	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.1	–	–	–	–	0.084	–	–	20
0.15	343.65	0.144	171.6	0.072	–	–	–	14
	304.5	0.128	156.0	0.066	–	–	–	20
	287.1	0.121	–	–	–	–	–	30
	243.6	0.102	124.8	0.052	–	–	–	40
0.24	448.05	0.188	288.6	0.121	–	–	–	14
	395.85	0.166	218.4	0.092	–	–	–	20
	343.65	0.144	–	–	–	–	–	30
	326.25	0.137	195	0.082	–	–	–	40
0.3	–	–	–	–	–	0.099	–	20

“разжижение”). В различных грунтах это явление может иметь место до температур 50–60°С, а по данным Месчана С.Р. “разжижение” наблюдалось и при температурах, достигающих 80°С [5].

Следует указать и на то, что с увеличением температуры воды образуется дополнительное количество водяного пара, содержание которого обычно не превышает 0.0001 % от массы грунта, но играет важную роль в формировании механических свойств грунта. Под действием температурных градиентов он может передвигаться в грунте, будучи свободно сообщающимся с атмосферой, увеличивая его водопроницаемость, в частности, снижая величину начального градиента напора.

### 3. ВЛИЯНИЕ ВЛАЖНОСТИ НА ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ И ЛЕСОВЫХ ГРУНТОВ

Помимо консистенции глинистых грунтов, характеризующей их прочностные и пластические свойства, важное значение имеет такой параметр, как влагонасыщение. Известно, что вода в глини-

стых грунтах может находиться в виде водяного пара, гигроскопической, пленочной, гравитационной и химически связанной воды, а также в твердом состоянии (лед). Таким образом, вода может присутствовать в любом агрегатном состоянии – газообразном, жидком и твердом. Предельно возможное содержание в грунте связанной, капиллярной и гравитационной воды при полном заполнении всех его пор называют полной влагоемкостью грунта  $\omega_{П}$ . Воду, которая связывается сверх максимальной гигроскопической, называют осмотически впитанной и подразделяют на рыхло- и очень рыхлосвязанную, т. е. осмотическую. Последняя обладает способностью сообщить грунту пластические свойства. Отношение объема воды в грунте ко всему его объему называется объемной влажностью  $\omega_0$ , а относительное содержание воды в объемах пор – степенью водонасыщения  $S_r$ , которая определяется из выражения

$$S_r = \frac{\omega}{\omega_{П}} = \frac{\omega \gamma_s}{e} 100\%, \quad (12)$$

где  $\omega$  – весовая естественная влажность грунта;  $\gamma_s$  – плотность, т. е. отношение массы твердых

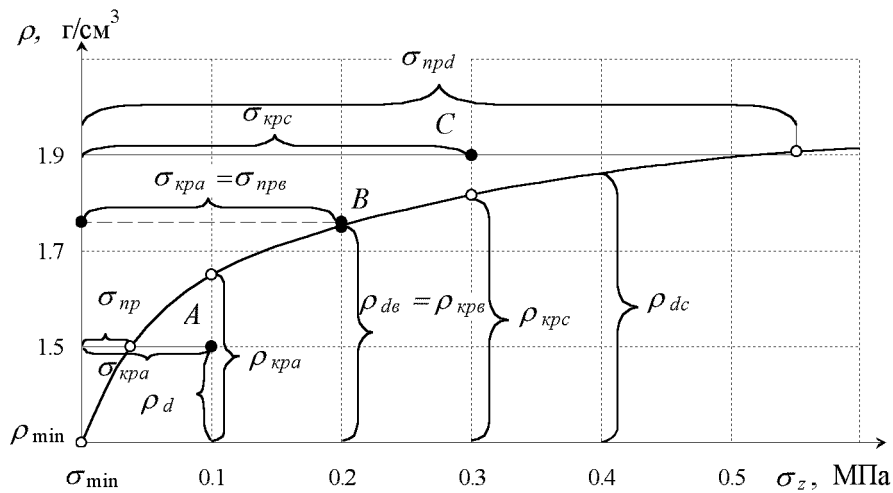


Рис. 4. Диаграмма механического состояния влажного суглинка: А – грунт недоуплотнен; В – нормально уплотнен; С – переуплотнен и недогружен

частиц  $g_v$  к их объему  $V_I$ ;  $e$  – пористость.

При оценке глинистого грунта, как основания, среды и материала для возведения земляных сооружений, большое значение имеет водопрочность, т. е. способность грунта сохранять механическую прочность при статическом и динамическом воздействии воды. В первом случае грунт может размокать, набухать, подвергаться усадке в результате испарения влаги или статических или динамических силовых воздействий. Плотность сложения связных грунтов в строительной механике оценивается по критерию А. Косагранде параметром механического состояния  $N_\theta$ , равным отношению плотности грунта естественного сложения при заданных граничных условиях по напряжениям  $\rho_d$  к критической плотности  $\rho_{кр}$  при заданном уровне напряженного состояния, т. е.

$$N_\theta = \frac{\rho_d}{\rho_{кр}}. \quad (13)$$

Критической плотностью называется такая плотность, при которой в процессе сдвига грунта объемные деформации равны нулю. При  $N_\theta = 1$  грунт является нормально уплотненным, при  $N_\theta > 1$  грунт переуплотнен, при  $N_\theta < 1$  грунт находится в недоуплотненном состоянии (см. рис. 1).

Для значений  $N_\theta = 0.95$  характерны объемные деформации порядка 2–3%, при  $N_\theta = 0.9 - 0.95$  деформации достигают 5% и при менее 0.9 деформации составляют до 10% от мощности грунтового слоя. Прочностные свойства в состоянии кинематического предельного равновесия являются величинами постоянными, т. е.  $\varphi_{кр} = \text{const}$ ,

$$C_{кр} = \text{const}.$$

Критическое значение сдвиговых деформаций с учетом зависимости (1) будет:

$$\tau_{кр} = (\sigma_{кр} + \sigma_n^l) \text{tg} \varphi_{кр}, \quad (14)$$

где  $\sigma_n^l = C_{кр} / \text{tg} \varphi_{кр}$ . В недоуплотненном и переуплотненном грунте прочностные свойства определяются по зависимости

$$\tau = N_\sigma (\sigma_{кр} + \sigma_n) \text{tg} \varphi_{кр}, \quad (15)$$

где  $N_\sigma$  – параметр поля напряжений,

$$N_{\sigma_i} = \frac{\sigma_i}{\sigma_{кр}}, \quad (16)$$

$\sigma_i$  – составляющие тензора напряжений на  $i$ -ый блок.

Параметр  $N_\sigma$  характеризует степень недогрузки или перегрузки исследуемого элемента грунта по отношению к нормально нагруженному состоянию, которое определяется соотношением  $\sigma_{np_i} = \sigma_{кр_i}$ . Если  $\sigma_{np_i} > \sigma_{кр_i}$ , то грунт недогружен, при  $\sigma_{np_i} < \sigma_{кр_i}$  – грунт перегружен. Приведенная на рис. 4 диаграмма механического состояния описывается равенством

$$\theta = (1 - N'_\theta) \pm (1 - N_\theta), \quad (17)$$

где  $N'_\theta$  – отношение плотности  $\rho_{min}$  к  $\rho_{кр}$ .

Зависимость предельных напряжений  $\sigma_{np}$  от влажности лессовых суглинков приводится в табл. 6, а влияние напряжений и влажности на значение критической плотности – на рис. 5 и 6. На рис. 7 изображены графики зависимости прочностных характеристик от влажности, вычисленных по данным испытаний образцов на срез в



условиях завершеного уплотнения по методике, изложенной в [2].

На практике часто глинистые грунты, как основания фундаментов сооружений и других объектов, помимо гравитационных статических нагрузок различной природы (литостатические, строительные), подвергаются воздействию динамических силовых полей, существенно влияющих на их прочностные свойства. В частности, водонасыщенные грунты под влиянием вибронгрузок склонны к консолидации с нарушением струк-

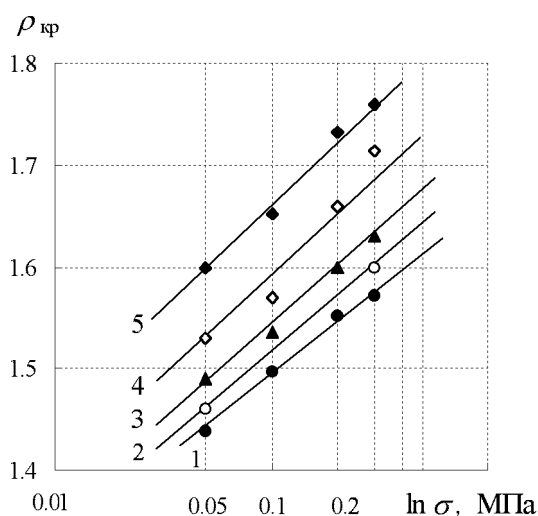


Рис. 5. Зависимость критической плотности от напряжений 1 – 5 при степени влажности соответственно 0.2; 0.3; 0.4; 0.6; 0.8

туры.

Для анализа явлений, возникающих при консолидации, первоочередной интерес представляет связь между деформацией твердого скелета или горной породы и движением поровой жидкости.

Исследования физико-механических процессов в насыщенных жидкостью пористых средах представляют сложную проблему, которая изучается как методами континуальной механики, так и с использованием феноменологического подхода. Анализ моделей напряженно-деформированного состояния насыщенных пористых грунтов указывает на необходимость их обобщения, в особенности в направлении учета упругопластических деформаций и фильтрационного взаимодействия твердой и жидкой фаз среды.

Для расчета оснований по предельной прочности земляных сооружений, работающих в условиях вибрационных воздействий, главным параметром, подлежащим определению, является сопротивление сдвигу, так как эти колебания приводят к снижению этого параметра. Длительное

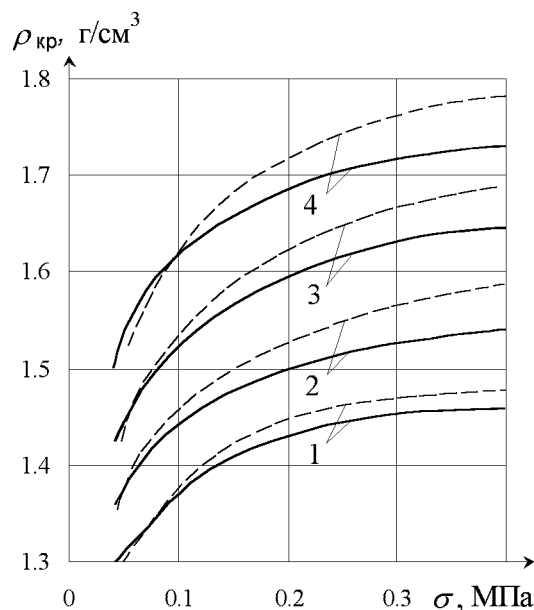


Рис. 6. Зависимость критической плотности лессовидного суглинка от напряжений и степени влажности: сплошная – статическая нагрузка; штриховая – динамическая нагрузка (частота колебаний 15–50 Гц, амплитуда – 33–160 мкм); 1, 2, 3, 4 – степень влажности, равная соответственно 0.2; 0.4; 0.6; 0.8

воздействие этих нагрузок может привести к разжижению грунтов, т. е. к потере сопротивляемости ( $\varphi = 0$  и  $C = 0$ ).

Наибольшую часть энергии, распространяющейся в грунте от внешних динамических возмущений, несут волны длиной 10–60 м. На удалении  $0.5\lambda_R$ , где  $\lambda_R$  – длина волны, амплитуды этих волн быстро затухают, плотность потока энергии убывает за счет геометрической, физической и локальной диссипации. При этом наиболее интенсивно убывают амплитуды колебаний высокочастотной части спектра. Взаимодействие динамических возмущений с грунтами оснований оценивают по множеству параметров: скорости распространения продольных и поперечных волн, скорости и ускорению смещения грунта, амплитуде, периоду и частотному спектру сигнала, коэффициентам поглощения и некоторым другим. Чтобы оценить степень влияния вибрации с помощью указанных параметров, необходимо получение в лабораторных условиях в первую очередь прочностных свойств через определение сопротивления сдвигу при комплексном литостатическом, строительном и вибрационном воздействии.

Испытания образцов глинистых грунтов могут проводиться при воздействии горизонтальных и вертикальных виброколебаний. Вибрационная установка состоит из прибора для определения со-

Табл. 6.

Грунт	Глубина, м	Степень влажности	Плотность сухого грунта, г/см <sup>3</sup>	Предельные напряжения $\sigma_{пр}$ , МПа
Песок мелкозернистый глинистый	0.9	0.4	1.65	0.17
	1.9	0.4	1.65	0.27
	6.1	0.4	1.65	0.67
	10.9	0.4	1.65	1.3
Лессовидный суглинок (средний)	1.0	0.8 + 0.9	1.4	0.04
	2.6	0.8 + 0.9	1.4	0.06
	4.5	0.8 + 0.9	1.4	0.11
	9.2	0.8 + 0.9	1.4	0.16
	14.1	0.8 + 0.9	1.4	0.18
	30.6	0.8 + 0.9	1.4	0.25
То же	0.85	0.8 + 0.9	1.5	0.05
	1.8	0.8 + 0.9	1.5	0.09
	3.8	0.8 + 0.9	1.5	0.17
	8.0	0.8 + 0.9	1.5	0.28
	12.5	0.8 + 0.9	1.5	0.37
	26.0	0.8 + 0.9	1.5	0.65
То же	0.6	0.8 + 0.9	1.6	0.64
	1.5	0.8 + 0.9	1.6	0.13
	3.2	0.8 + 0.9	1.6	0.22
	7.0	0.8 + 0.9	1.6	0.38
	11.1	0.8 + 0.9	1.6	0.5
	24.0	0.8 + 0.9	1.6	0.86
То же	0.56	0.8 + 0.9	1.7	0.093
	1.17	0.8 + 0.9	1.7	0.17
	2.7	0.8 + 0.9	1.7	0.28
	5.95	0.8 + 0.9	1.7	0.5
	9.18	0.8 + 0.9	1.7	0.68
	20.2	0.8 + 0.9	1.7	1.24

противления грунта сдвигу, вибратора, приводимого в движение электродвигателем постоянного тока, и самопишущего прибора для записи колебаний и деформаций сдвига. Исследованию подвергались глинистые грунты естественного и нарушенного сложения плотностью скелета 2.65 г/см<sup>3</sup>, объемным весом соответственно 1.78 и 1.88 г/см<sup>3</sup> и влажностью 25.2 % и 32 %. Определение вибросопротивления грунтов сдвигу выполнялось при частотах  $\omega = 30$  Гц и различных значениях амплитуды колебаний  $2a$ . Величина ускорения и относительное ускорение колебаний находились по формулам:

$$G_{max} = G_Q = Q\omega_0^2, \quad \text{м/с}^2, \quad (18)$$

$$G_0 = \frac{G_Q}{g}, \quad (19)$$

где  $\omega_0 = 2\pi n$  – круговая частота колебаний;  $n$  – число оборотов двигателя;  $g$  – ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>.

Образцы первоначально были уплотнены действием нормального напряжения  $\sigma_z = 0.3$  МПа, а затем частично разгружены и испытаны на сдвиг при  $\sigma_z = 0.1, 0.2$  и  $0.3$  МПа после полной стабилизации деформации уплотнения с фиксацией изменений  $\tau_{c\partial} = f(2a)$  при этих трех значениях  $\sigma_z$ . В табл. 7 приведены результаты этих испытаний.

Для учета величины уплотняющего давления  $\sigma_z$  были предусмотрены эксперименты по определению изменяемости сопротивления грунта сдвигу от амплитуды колебаний  $\tau_{c\partial} = f(2a)$  при трех значениях  $\sigma_z$ , равных 0.1, 0.2 и 0.3 МПа. Путем построения диаграммы сдвига  $\tau_{c\partial} - \tau_z$  строились диаграммы для значений амплитуд колебаний  $\omega_0 = 0; 2a = 0.01; 0.04$  мм и  $2a = 0.08$  мм при  $\omega_0 = 30$  Гц.

Статическое сопротивление сдвигу определялось по стандартной методике на приборе ГГП-30 при  $\sigma = 0.25$  МПа. Плотность грунта в образце

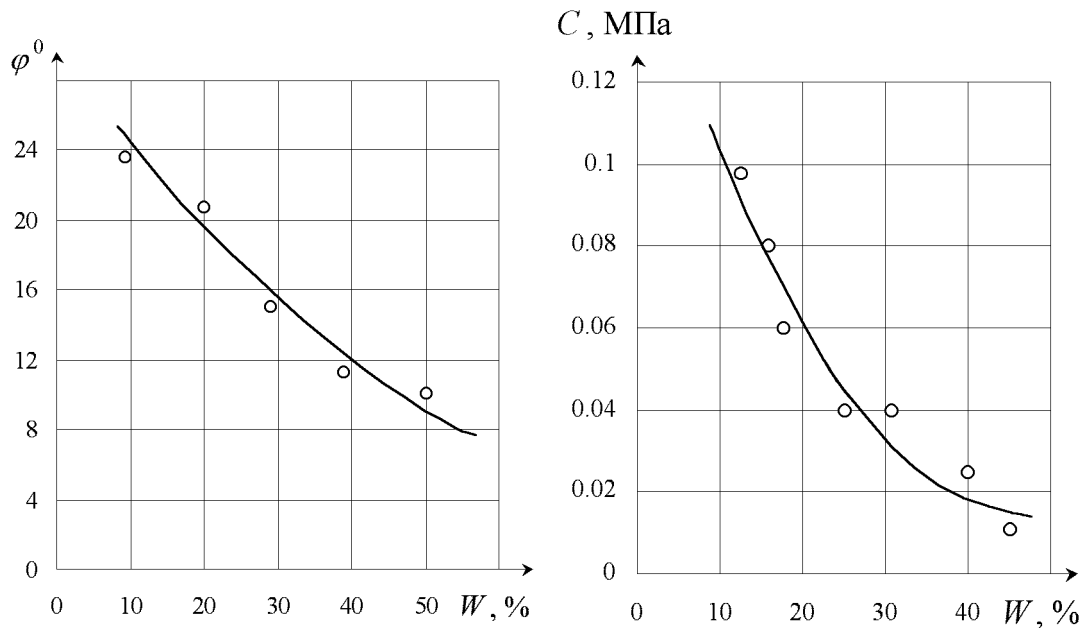


Рис. 7. Зависимость  $\varphi$  и  $C$  от влажности грунтов

Табл. 7. Результаты испытаний на вибросопротивление сдвигу [2]

$2a, \text{мм}$	$\tau_{c\partial}, \text{МПа}$ при разных $\sigma_z, \text{МПа}$		
	0.1	0.2	0.3
0.0	0.071	0.084	0.122
0.008	–	0.086	–
0.011	0.51	–	–
0.05	–	–	0.105
0.03	–	0.074	–
0.04	0.043	–	–
0.05	–	–	0.094
0.08	0.33	–	0.94
0.1	–	0.059	–

равнялась  $2.58 \text{ г/см}^3$ , объемная масса  $1.92 \text{ г/см}^3$ , начальная влажность  $\omega_0 = 26.42 \%$ . Параметры сопротивления сдвигу  $\varphi$  и  $C$ , входящие в уравнение Навье, вычислялись по формулам метода наименьших квадратов.

По результатам испытаний при различных значениях  $\sigma_z$ , приведенных в табл. 8 для трех образцов, построен график  $\tau_{c\partial} = f(\sigma_z)$ , на котором точка пересечения графика с осью координат отсекает величину сцепления  $C$ , а угол наклона к оси абсцисс является углом внутреннего трения  $\varphi$  (рис. 8, б).

На рис. 9 приведены зависимости  $\tau_{c\partial} = f(2a)$  при различных значениях уплотняющего давления, имитирующего метастатические и техноген-

ные напряжения (в левой части рисунка показаны сплошными линиями). Затем эти зависимости построены в координатах  $\tau_{c\partial} - \sigma_z$  (левая часть рис. 9) для четырех значений амплитуды колебаний –  $a = 0; 2a = 0.01; 0.04$  и  $0.08$ ). При частоте  $\omega = 30 \text{ Гц}$  параметры  $\varphi$  и  $C$  определены по формулам метода наименьших квадратов и сведены в табл. 8, а на рис. 10 приведены графики этих зависимостей.

Кривые  $C = C(2a)$  и  $\varphi = \varphi(2a)$  на рис. 10 аппроксимированы следующими выражениями:

$$C(2a) = \frac{A}{B + (2a)^N} - C_k, \quad (20)$$

$$\varphi(2a) = \varphi_0 + K(2a), \quad (21)$$

где  $A = 0.00109; B = 0.0211; N = 1.22; K = 27.5; C_k = 0.01063$ .

Параметры  $\varphi$  и  $C$ , вычисленные по формулам (20) и (21), сведены в табл. 10. В ней приведены величины стандартного сопротивления грунта сдвигу в двух вариантах – с учетом переменности  $\varphi$  и при среднем его значении  $\varphi = 15^\circ 24'$ .

В первом случае вычисления проводились по формуле

$$\tau_{c\partial}(2a) = C(2a) + \sigma_z \text{tg} \varphi(2a) \quad (22)$$

и во втором – по формуле

$$\tau_{c\partial}(2a) = C(2a) + \sigma_z \text{tg} \varphi(2a). \quad (23)$$

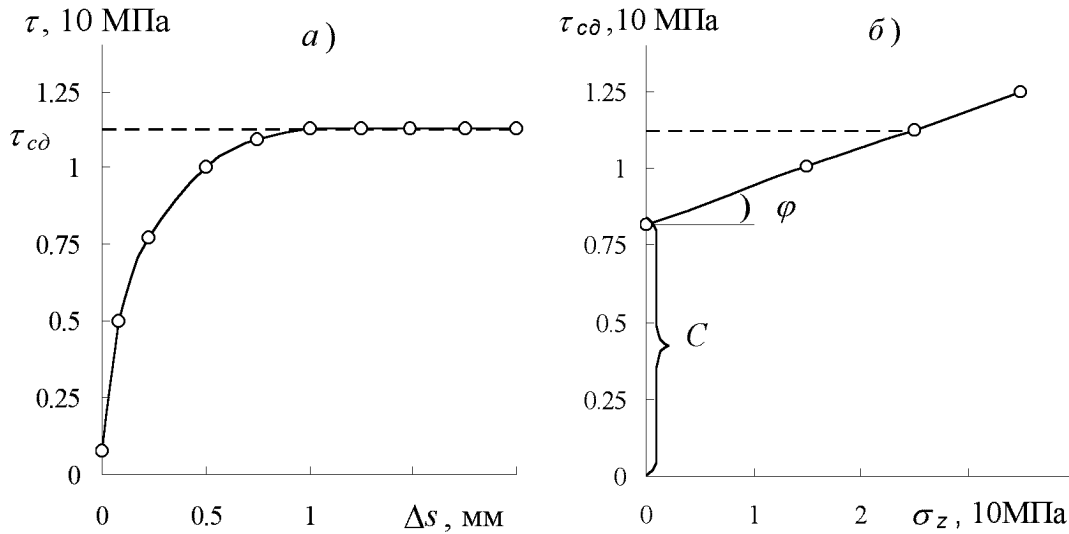


Рис. 8. Экспериментальная кривая  $\tau - \Delta s$  (а) и диаграмма сдвига (б), построенная по данным испытания образцов на приборе ГПП-30

Табл. 8. Результаты определения стандартного сопротивления грунта сдвигу

Уплотняющая нагрузка $\sigma_z$ , МПа	Сопротивление сдвигу $\tau_{СТ}$ , МПа	Коэффициент внутреннего трения, $\text{tg}\varphi$	Угол внутреннего трения, $\varphi$	Сцепление $C$ , МПа
0.15	0.10	0.12	$6^{\circ}50'$	0.082
0.25	0.112			
0.35	0.124			

Табл. 9. Результаты определения параметров вибросопротивления глинистого грунта сдвигу [2]

Параметры		Амплитуда колебаний $2a$ , мм				
		0	0.01	0.04	0.08	Среднее значение
$C$ , МПа	Эксперимент	0.041	0.030	0.012	0.003	–
	по (20)	0.041	0.030	0.012	0.003	–
$\varphi$ , град.	Эксперимент	$14^{\circ}18'$	$14^{\circ}48''$	$15^{\circ}36'$	$16^{\circ}42'$	$15^{\circ}21'$
	по (21)	$14^{\circ}30'$	$14^{\circ}47''$	$15^{\circ}36'$	$16^{\circ}42'$	$15^{\circ}41'$

Анализируя данные экспериментов и результаты вычислений, приведенных в табл. 7 – 9, 11 и на рис. 9, 10, можно отметить следующее.

Выражение (20) справедливо в диапазоне значений  $0 \leq 2a \leq 0.105$  мм, так как при  $a = C(\theta) = C$ , а при  $2a = 0.105$  мм  $C(2a) = 0$ . Экспериментальные данные свидетельствуют о том, что на параметры  $\varphi$  и  $C$  оказывают наибольшее влияние такие показатели, как амплитуда колебаний, уплотняющее давление и влажность, в частности,

согласно табл. 10, при увеличении уплотняющего давления с 0.1 до 0.3 МПа сопротивление сдвигу при  $2a = 0.01$  мм увеличивается в два раза, при  $2a = 0.08$  мм – в 1.35 раза. Рост амплитуды колебаний с 0.01 до 0.08 приводит к снижению  $\tau_{сд}$  в 1.3 – 1.9 раза. Вибрационные нагрузки приводят к увеличению плотности грунта, т. е. объемной деформации.

На рис. 11 приведены графики зависимости объемной деформации от ускорения (рис. 11, а) и ча-

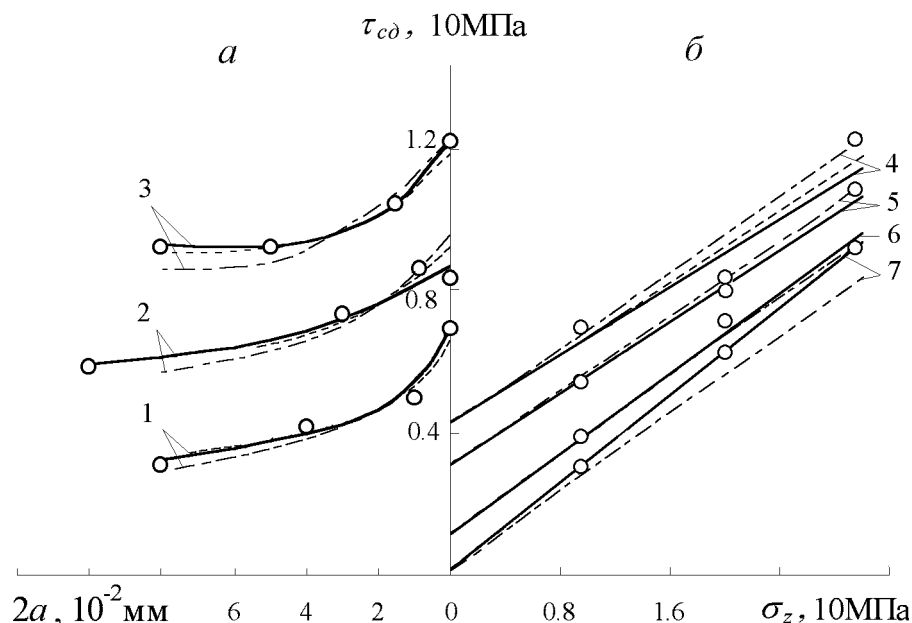


Рис. 9. Диаграмма сдвига при различных постоянных амплитудах колебаний (а) и график изменяемости сопротивления грунта сдвигу в зависимости от амплитуды колебаний при различных значениях уплотняющего давления  $\sigma_z$  (б): 1 –  $\sigma_z = 0.1$  МПа; 2 –  $\sigma_z = 0.2$  МПа; 3 –  $\sigma_z = 0.3$  МПа; 4 –  $2a = 0$ ; 5 –  $2a = 0.01$  мм; 6 –  $2a = 0.04$  мм; 7 –  $2a = 0.08$  мм

Табл. 10. Результаты определения стандартного сопротивления глинистого грунта сдвигу  $\tau_{сд}$  по выражениям (22) и (23) с учетом (20) и (21)

2a	При значениях $\varphi$ по (22)			При средних значениях $\varphi$ по (23)		
	Значения $\sigma_z$ , МПа			Значения $\sigma_z$ , МПа		
	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
0	0.067	0.092	0.119	0.068	0.096	0.123
0.1	0.056	0.083	0.109	0.057	0.085	0.112
0.04	0.040	0.068	0.096	0.039	0.067	0.094
0.08	0.063	0.063	0.093	0.093	0.058	0.085

стоты виброколебаний. Анализируя данные этого графика, видим, что наиболее высокие показатели деформации водонасыщенного массового суглинка характерны для диапазонов частот 10–15 и 55–60 Гц.

Как следует из табл. 10, величина внешних нагрузок влияет на прочностные и деформационные свойства грунтов. Не меньшее значение имеет и характер нагружения. На рис. 12 приведены зависимости объемной деформации при воздействии на образец независимых статических внешних нагрузок (пульсационных безынерционных воздействий) и объемных динамических инерционных сил, действующих по синусоидальному закону. Рис. 12 иллюстрирует зависимости объемной деформации от характера нагружения образца в ко-

ординатах  $\sigma \sim \theta$ . Анализируя графики на рис. 12, можно отметить следующее. При воздействии на образец колебаниями с постоянным ускорением ( $a = \text{const}$ ) и приращением динамических напряжений  $\Delta\sigma = a^*/g$  пропорционально статической нагрузке  $\sigma$  и уплотнению ( $\theta$ ) имела место практически линейная зависимость  $\theta = \theta(\sigma)$  (на рисунке прямая 2). Инерционные силы вызывают максимальные деформации уплотнения при  $\sigma = 0$  (кривая 1) с уменьшением до нуля, т. е. прекращение деформаций при  $\sigma = \sigma_0$ .

При комплексном воздействии всей системы нагружений максимальное уплотнение наблюдается при  $\sigma = 0$ , затем с ростом  $\sigma$  уплотнение сначала снижается, а на определенном этапе роста статических  $\sigma$  и, пропорционально им, динамических

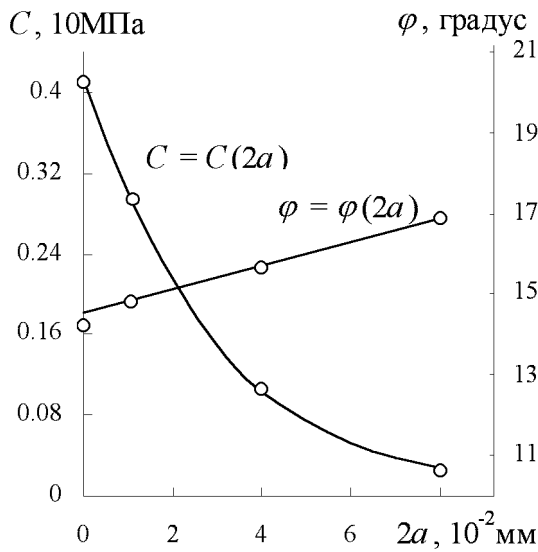


Рис. 10. Кривая изменяемости параметров  $\varphi$  и  $C$  в зависимости от амплитуды колебаний

$\Delta\sigma$  возрастает (кривая 3). Из анализа кривых на рис. 12 видно, что при значительных статических нагрузках, т. е. на достаточно большой глубине от поверхности, остаточные деформации определяются в основном пульсацией напряжений, тогда как инерционные силы мало влияют на устойчивость обжатой статической нагрузкой структуры. Следует отметить, что имеются экспериментальные данные о более существенном влиянии инерционных сил с увеличением глубины, в виду чего величина критической статической нагрузки  $\sigma_{\theta}$ , очевидно, может рассматриваться как условная, требующая экспериментального подтверждения.

Для оценки изменения  $\tau_{c\theta}$  вследствие вибрационных воздействий может быть использовано понятие коэффициента вибрации  $\delta$ , значение которого определяется из соотношения

$$\delta = \frac{\tau_{c\theta} - \tau_{c\theta}(2a)}{\tau_{c\theta}}, \quad (24)$$

где  $\tau_{c\theta}$  – сопротивление грунта сдвигу без вибраций.

На рис. 13 приведены графики зависимости коэффициента вибрации от амплитуды при различных статических нагрузках. Как видно из рисунка, с ростом амплитуды значение этого коэффициента имеет тенденцию к стабилизации, при этом с ростом статического давления она наступает при меньших амплитудах.

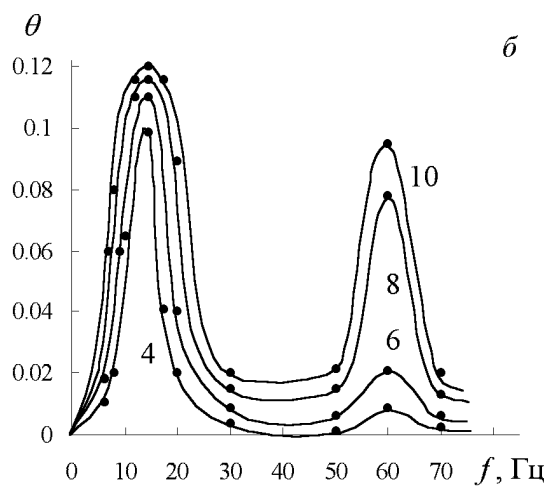
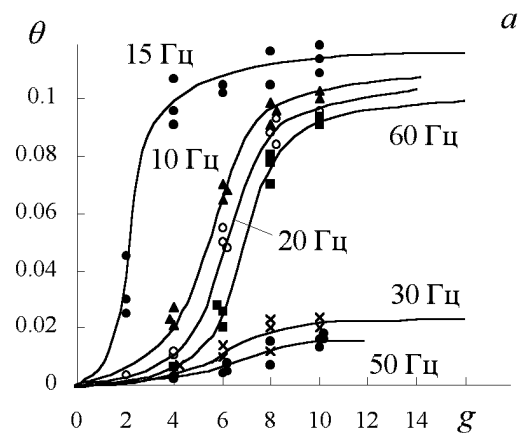


Рис. 11. Результаты вибрационных испытаний водонасыщенной лессовой породы, представленные в координатах ускорение – деформация (а) при  $f = \text{const}$  и в координатах частота – деформация (б) при  $g = \text{const}$ : 4; 6; 8; 10

#### 4. ОБСУЖДЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ

Сопротивление сдвигу грунта  $\tau_{c\theta}$  является основным прочностным показателем глинистых грунтов. По нему рассчитываются основания и земляные сооружения (по предельной прочности), проверяются устойчивость откосов и естественных склонов. При уменьшении этого параметра в грунтах оснований возможна потеря несущей способности, деформация фундаментов зданий и сооружений и потеря устойчивости откосов и естественных склонов. Наибольшее влияние на изменение прочностных показателей глинистых грунтов оказывает при фиксированном значении гранулометрического состава влажность и темпера-

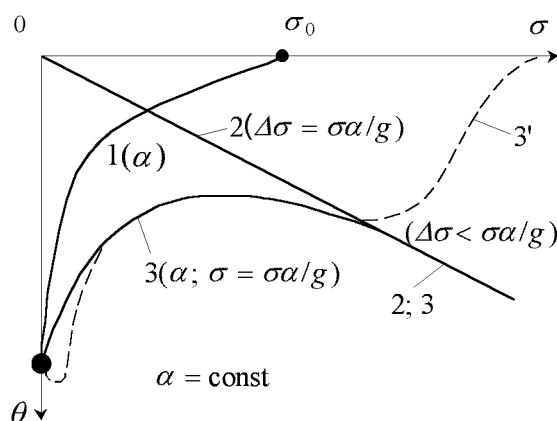


Рис. 12. Изменение плотности грунта под влиянием вибрационных нагрузок: 1 – уплотнение под действием инерционных сил; 2 – при приращении динамических напряжений пропорционально статической нагрузке; 3 – при комплексном воздействии системы нагружения

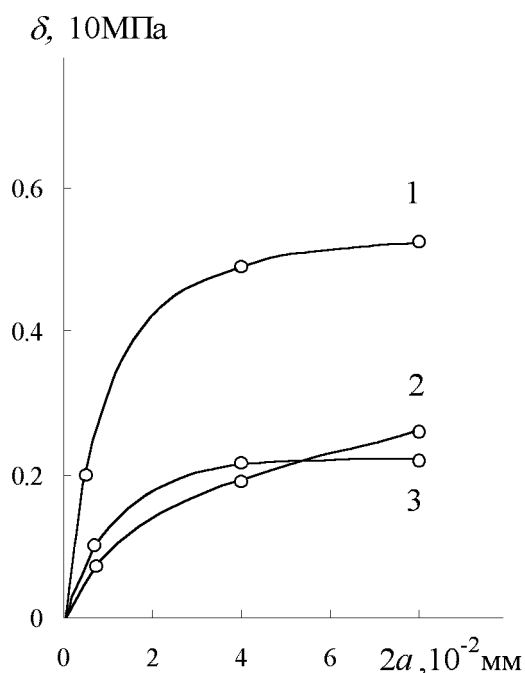


Рис. 13. Зависимость коэффициента вибрации  $\delta$  от амплитуды виброколебаний при: 1 –  $\sigma_z = 0.1$  МПа; 2 –  $\sigma_z = 0.2$  МПа; 3 –  $\sigma_z = 0.3$  МПа

тура. Известно, что даже незначительное изменение температуры приводит к существенному изменению  $\tau_{c\partial}$ . При малых значениях нормального напряжения  $\tau_{c\partial}$ , в основном, обусловлено сцеплением. По мере возрастания нормальной нагрузки наблюдается возрастание доли трения и уменьшение доли сцепления на величину сдвиговых напряжений.

Влияние температуры на прочностные, а так-

же деформационные свойства глинистых грунтов весьма существенно, и при этом установлено, что с повышением температуры имеет место снижение прочности грунта, а зависимость между логарифмом прочности и влажностью образцов во всем диапазоне изменения температур линейная [2]. Под влиянием отрицательных температур прочность глинистых грунтов возрастает, особенно при температурах ниже  $-20^\circ\text{C}$ , однако, в настоящей работе этот вопрос не рассматривался. Снижение сопротивления глинистого грунта сдвигу при повышении температуры обусловлено, в первую очередь, уменьшением вязкости связанной воды, особенно в начальный период. При дальнейшем росте аномальные отклонения вязкости от обычных значений, например, при температуре  $10\text{--}14^\circ\text{C}$ , уменьшаются и исчезают при достижении температуры  $60\text{--}80^\circ\text{C}$ . Еще большее влияние на прочностные и деформативные свойства глинистых грунтов оказывает влажность. Согласно [3] изменение влажности лессовых грунтов с 5 до 9% радиус полости при взрыве заряда, однозначно характеризующий деформативные характеристики, увеличивается на 15% при плотности скелета 1.35 и на 8% – при плотности 1.5. Увеличение влажности до 25% в первом и до 20% во втором случае приводит к увеличению радиуса полости соответственно в 2.2 и 1.57 раза. Если объемная деформация, например, в лессовых суглинках влажностью 7.5–7.9% по данным Черного Г.И. составляла 0.02, то в суглинках 0.5–0.7 от полного водонасыщения она составляла 0.08–0.25, т. е. увеличилась в 4–12 раз. С увеличением влажности лессовых грунтов предельные сдвиговые деформации могут умень-

шаться с 1.6 до 0.8 кг/см<sup>2</sup>, т. е. в 2 раза.

В лессовых грунтах влажность влияет на прочностные и просадочные свойства благодаря растворению солей на контактах частиц, скрепляющих агрегаты, что приводит к понижению структурной прочности.

При впитывании воды глинистый грунт может полностью терять связность и превращаться в рыхлую породу с потерей несущей способности. Это особенно активно проявляется при воздействии на грунт вибровозмущений. Изменение сопротивления грунта сдвигу в сторону уменьшения зависит как от амплитуды и частоты колебаний, так и от литостатических напряжений, моделируемых в лабораторных условиях уплотняющим давлением  $\sigma_z$ . Вибросопротивление сдвигу зависит от амплитуды колебаний, как это видно из рис. 9 и 10 – уменьшается с ростом амплитуды колебаний до значений  $2a \approx 0.1$  мм, затем постепенно стабилизируется, причем тем раньше, чем больше уплотняющее давление  $\sigma_z$ . Из рис. 13 видно, что при  $\sigma_z = 0.3$  МПа значение коэффициента вибрации  $\delta$  стабилизируется уже при  $2a = 0.08$  мм, что может быть объяснено интенсивной консолидацией частиц грунта при этих значениях амплитуд.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании изложенного можно сделать следующие выводы.

1. При расчетах несущей способности глинистых грунтов определяющим прочностным показателем может выступать сопротивляемость грунта сдвигу  $\tau_{сд}$ , характеризующаяся согласно Л.Навье величиной трения и сцепления, т. е. сопротивления сдвигу при нормальном напряжении  $\sigma = 0$ .

2. Предельное сопротивление сдвигу, при котором полностью исчерпывается прочность грунта, снижается под действием температуры. В частности, при повышении температуры с 14 до 40°C сцепление  $C$  уменьшается в 1.32 раза, а угол внутреннего трения  $\varphi$  – в 1.48–1.9 раза.

3. Увеличение влажности глинистых грунтов может привести к снижению прочностных показателей в несколько раз, вплоть до полной потери связности и несущей способности ( $C = 0$  и  $\varphi = 0$ ).

4. При воздействии вибрационных нагрузок глинистый грунт интенсивно изменяет свои прочностные свойства в зависимости от величины амплитуды  $2a$ . При этом коэффициент вибрации  $\delta$  стабилизируется при  $\sigma_z = 0.3$  МПа и амплитуде  $2a = 0.08$  мм. С ростом уплотняющего давления  $\sigma_z$  с 0.1 до 0.3 МПа сопротивление сдвигу  $\tau_{сд}$  увеличивается в 1.35 – 2 раза.

5. Под воздействием вибронгрузок грунт изменяет деформационные свойства в сторону увеличения объемной деформации. Максимальные их значения обнаружены в диапазоне частот 10–15 Гц.

1. Вовк А.А., Лучко И.А. Управление взрывным импульсом в породных массивах.– К.: Наук. думка, 1985.– 216 с.
2. Месчан С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов.– М.: Недра, 1978.– 207 с.
3. Вовк О.А. Исследование параметров в лессовых грунтах // Прикладна гідромеханіка.– 2002.– 4(76),N21.– С. 12–17.
4. Чан Юн Бок, Вовк О.А. Влияние упругих возмущений на физико-механические свойства породного массива // В сб. материалов международной конференции "V Jubillusowa Szkola Geomechaniki".– Gliwice-Ustron, 2001.– С. 23–34.
5. Месчан С.Р., Галастьян Р.Р. Исследование ползучести глинистого грунта при сдвиге с учетом температурных эффектов // Изв. АН Арм.ССР. Механика.– 1973.– 26, N22.– С. 74–84.