



# ГЕОТЕХНИКА

---

# GEOTECHNICS

05  
'2017



**РЕДАКЦИЯ**

107076, Москва, ул. Электровзаводская, дом 60.  
Тел.: +7 (495) 210-63-90, 210-63-06.  
E-mail: info@geomark.ru

**Екатерина ТОРБИНА**

Генеральный директор  
torbinae@gmail.com

**Анатолий МИРНЫЙ**

Литературный редактор  
mirnyuAY@mail.ru

**Дарья КОБАЛЬТ**

Корректор

**Павел КРЮКОВ**

Руководитель рекламного сектора  
kpp@geomark.ru

**Григорий ЛУЗГАНОВ**

Отдел подписки и распространения  
pr@geomark.ru

**ИП Гилманов М.А.**

Дизайн и верстка

Редакция может не разделять точку зрения автора.  
За содержание рекламных материалов редакция  
ответственности не несет

Подписано в печать 29.12.17 г. Тираж 1000 экз.

Свидетельство о регистрации средства массовой  
информации ПИ № ФС77-48919 от 12 марта 2012 г.

Журнал включен в перечень ВАК

Формат издания: 50x70/8

© ООО «Геомаркетинг»

Цена свободная

**СОСТАВ НАУЧНО-РЕДАКЦИОННОГО СОВЕТА  
ЖУРНАЛА «ГЕОТЕХНИКА»****ВОЗНЕСЕНСКИЙ Е.А.**

Главный редактор журнала «Геотехника», профессор  
кафедры инженерной и экологической геологии  
геологического факультета Московского государственного  
университета им. М.В. Ломоносова, д.г.-м.н.

**БОГДАНОВ М.И.**

Заместитель главного редактора журнала «Геотехника»,  
генеральный директор ООО «ИГИИС», к.г.-м.н.

**ШАШКИН А.Г.**

Заместитель главного редактора журнала «Геотехника»,  
генеральный директор института «Геореконструкция»,  
доцент кафедры оснований и фундаментов Петербургского  
государственного университета путей сообщения  
Императора Александра I, д.г.-м.н.

**БОЛДЫРЕВ Г.Г.**

Директор по научной работе и инновациям ООО «НПП "Геотек"»,  
профессор кафедры геотехники и дорожного строительства  
Пензенского государственного университета архитектуры  
и строительства, д.т.н.

**КАПУСТИН В.В.**

Технический директор ООО «НИИ Геотех», к.ф.-м.н.

**КУБЕЦКИЙ В.Л.**

Руководитель центра мониторинга строительства зданий  
и сооружений, оснований и фундаментов ОАО «НИИМосстрой»,  
профессор кафедры зданий и сооружений на транспорте  
Московского института путей сообщения, д.т.н.

**МИРНЫЙ А.Ю.**

Старший научный сотрудник НОЦ «Геотехника» Национального  
исследовательского Московского государственного строительного  
университета, к.т.н.

**ТЕР-МАРТИРОСЯН З.Г.**

Профессор кафедры механики грунтов и геотехники  
Национального исследовательского Московского  
государственного строительного университета, д.т.н.

**ТЕР-МАРТИРОСЯН А.З.**

Руководитель НОЦ «Геотехника», профессор кафедры механики  
грунтов и геотехники Национального исследовательского  
Московского государственного строительного университета, д.т.н.

**УЛИЦКИЙ В.М.**

Заведующий кафедрой оснований и фундаментов Петербургского  
государственного университета путей сообщения Императора  
Александра I, д.т.н.

**ТРУФАНОВ А.Н.**

Заведующий лабораторией методов исследования грунтов  
НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ "Строительство"», к.т.н.

**БАРВАШОВ В.А.**

Ведущий научный сотрудник экспериментально-  
аналитического отдела НИИОСП им. Н.М. Герсеванова  
АО «НИЦ "Строительство"», к.т.н.



При поддержке:



Саморегулируемая организация



<i>Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х.</i> Исследования анизотропного поведения грунтов в условиях сложного напряженного состояния. Состояние вопроса. Часть 1. Влияние направления главного напряжения на прочность грунтов	4
<i>Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф., Волков Н.Г., Минкин М.А., Дмитриев Г.Ю., Рыжков И.Б.</i> Геотехнический контроль грунтовых оснований методом статического зондирования в криолитозоне	20
<i>Владов М.Л., Капустин В.В., Стручков В.С., Кириленко А.М., Знайченко П.А.</i> Применение сейсмоакустических методов в системе мониторинга гидротехнических сооружений	32
<i>Новак Ю.В., Макаров Г.И., Безволев С.Г., Цыба О.О.</i> Применение балочно-шпунтовых свай в качестве несущих конструкций в мостовом и гидротехническом строительстве	44
<i>Кек Д., Калугина Ю.А., Прозозин Я.А.</i> Сравнение результатов расчетов осадок оснований согласно национальным стандартам России и Германии	50
<i>Шарафутдинов Р.Ф.</i> О международном форуме высотного и уникального строительства 100+ FORUM RUSSIA 2017	62
<i>Мирный А.Ю.</i> Н.А. Цытович глазами современников	68
Список геотехнических конференций	73
Рефераты на английском языке	74
<i>Boldyrev G.G., Idrisov I.H.</i> State of the art: studies of the anisotropic behavior of soils under conditions of a complex stress state. Part 1. Effect of the principal stress direction on the soils strength	4
<i>Isaev O.N., Sharafutdinov R.F., Volkov N.G., Minkin M.A., Dmitriev G.Yu., Ryzhkov I.B.</i> Geotechnical control of soil bases by the CPT in the cryolithozone	20
<i>Vladov M.L., Kapustin V.V., Struchkov V.S., Kirilenko A.M., Znaychenko P.A.</i> Application of seismoacoustic methods in the monitoring system of hydrotechnical structures	32
<i>Novak Yu.V., Makarov G.I., Bezvolev S.G., Tsyba O.O.</i> Application of beam-piles as a bearing construction in bridge and hydrotechnical engineering	44
<i>Keck D., Kalugina Ju.A., Pronozin Ia.A.</i> Comparison of foundation settlement calculation results in accordance with the national standards of Russia and Germany	50
<i>Sharafutdinov R.F.</i> On the international Forum & Expo on high-rise and special construction 100+ Russia	62
<i>Mirnyy A.Yu.</i> N.A. Tsytovich through the eyes of contemporaries	68
List of geotechnical conferences	73
Abstracts in English	74

# ИССЛЕДОВАНИЯ АНИЗОТРОПНОГО ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ СЛОЖНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА.

Часть 1. Влияние направления главного напряжения на прочность грунтов  
STATE OF THE ART: STUDIES OF THE ANISOTROPIC BEHAVIOR OF SOILS UNDER CONDITIONS OF A COMPLEX STRESS STATE.  
Part 1. Effect of the principal stress direction on the soils strength

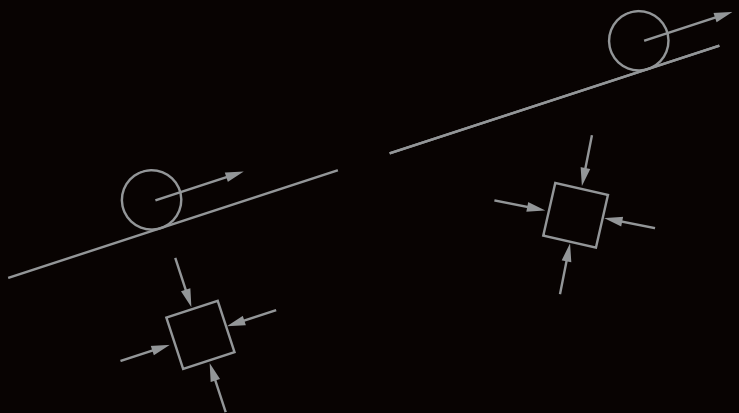


**БОЛДЫРЕВ Г.Г.**  
Директор по научной работе и инновациям ООО «НПП «Геотек»», д.т.н., г. Пенза, g-boldyrev@geotek.ru

**ИДРИСОВ И.Х.**  
Генеральный директор ООО «НПП «Геотек»», к.т.н., г. Пенза, idrisov@npp-geotek.ru

**BOLDYREV G.G.**  
Director for research and innovation of the «NPP “Geotek”» Ltd, DSc (Doctor of Science in Technics), Penza, g-boldyrev@geotek.ru

**IDRISOV I.H.**  
General director of the «NPP “Geotek”» Ltd, PhD (Candidate of Science in Technics), Penza, idrisov@npp-geotek.ru



## КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Анизотропия грунтов; вращение главных напряжений; прочность и деформируемость; испытания полых образцов.

## АННОТАЦИЯ

В статье приведен обзор состояния исследований влияния природной и наведенной анизотропии на прочность и деформируемость сыпучих грунтов. Приведены преимущества и недостатки испытаний полых образцов грунта с вращением главных напряжений при статическом и циклическом нагружении. Показано влияние граничных условий и геометрии полого образца на однородность напряжений и деформаций в стенке цилиндрического образца.

## KEY WORDS

Anisotropy of soils; rotation of principal stresses; strength and deformability; testing of hollow samples.

## ABSTRACT

The article gives an overview of the state of studies of inherently and induced anisotropy influence on the strength and deformability of sands. The advantages and disadvantages of testing hollow soil samples with rotation of the principal stresses under static and cyclic loading are given. The influence of boundary conditions and the geometry of a hollow sample on the uniformity of stresses and deformations in the wall of a cylindrical specimen is shown.



## Введение

В 1944 году Казагранде и Карильо [10] ввели два понятия, связанных с анизотропными свойствами грунтов: физическая (присущая) анизотропия, обусловленная процессом формирования грунтов, и наведенная анизотропия, вызванная напряженным состоянием от внешней нагрузки.

Влияние анизотропии напряженного состояния, как правило, не учитывается при проектировании не только вследствие кажущейся ее малости, но преимущественно из-за отсутствия соответствующих приборов для исследования данного явления. Исключением из правила являются работы А.К. Бугрова, А.И. Голубева [1]; Г.М. Ломизе и А.Л. Крыжановского [2, 3].

Физическая анизотропия в песчаных отложениях явно сказывается на их сопротивлении в зависимости от направления нагружения при монотонном сдвиге. Для заданного направления нагружения прочность и деформируемость песка зависят от плотности, формы частиц и истории нагружения. Исследования [62, 76] показали, что отложения песчаных грунтов не являются изотропными. Несферические частицы песка откладываются преимущественно в направлении нормальном к плоскости отложения. В результате механические свойства песка становятся анизотропными. При нагружении частицы песка изменяют свое положение по отношению к направлению созданных напряжений. Подобная анизотропия механических свойств проявляется и у глинистых грунтов, но не только из-за отложения их минералов, а также из-за формирования структуры, прочности связей, зависящей от направления главных напряжений.

Наведенная анизотропия непосредственно связана с изменением начального положения частиц, их вращения, изменением контактов между частицами и является следствием напряженного состояния в рассматриваемом элементе грунта. Поэтому наведенная анизотропия зависит от физической анизотропии, проявляясь различным образом в зависимости от природного состояния грунтов. Из различных исследований [1, 6, 46, 74] следует, что изначально изотропные или анизотропные сыпучие грунты показывают наведенную анизотропию напряжений в течение нагружения, разгрузки и повторного нагружения.

Важной особенностью наведенной анизотропии является присущая сыпучим грунтам некоаксильность (несовпадение) направления главных напряжений и направления скорости пластической деформации. В классической теории пластичности напряжение и скорость пластической деформации предполагаются коаксильными. Большинство существующих сегодня моделей грунта основаны на теории пластического потенциала, которая предполагает коаксильность направлений главных напряжений и главных деформаций. Однако большое количество данных испытаний при различных траекториях нагружения явно показывает, что напряженное состояние в грунтах в общем случае некоаксильно [7, 11, 49, 15, 6, 61, 14, 31, 65].

Вращение направлений главных напряжений является характерной чертой во многих геотехнических задачах и может

оказывать значительное влияние на поведение грунтов. На рис. 1–3 показаны схемы потери устойчивости основания в различных задачах геотехники. Во всех частных случаях в массиве деформируемого грунта возникает различное напряженно-деформированное состояние. В зоне под нагрузкой (насыпь, фундамент, собственный вес свободно стоящего или пригруженного откоса) показанные на рисунке элементы грунта испытывают различное напряженное состояние: под нагрузкой — сжатие; на свободной поверхности — расширение и в промежуточной зоне деформирование в условиях прямого среза или простого сдвига. При этом, направление главного наибольшего напряжения изменяется от  $\alpha = 0$  до  $\alpha = 90^\circ$ . По всей видимости, впервые подобная схема изменения напряженно-деформированного состояния была сформулирована Вьетгум в 1973 году [8] и оказалась столь удачной, что впоследствии приводилась в многочисленных работах различных авторов.

Вращение главных напряжений также существует, когда на грунт воздействует циклическая нагрузка или сменяется направление внешней нагрузки. Подобная ситуация возможна в основании морских платформ, подверженных действию переменных по направлению горизонтальных нагрузок [23]. В течение землетрясения грунт подвергается действию волн сдвига, и ориентация главного напряжения изменяется непрерывно. Разжижение грунтов также является причиной изменения прочности и сопровождается изменением направления наибольшего главного напряжения. Циклическая нагрузка от транспорта (рис. 3) также приводит к изменению напряженного состояния в дорожном покрытии и насыпи [50, 24, 40, 66, 67].

## Испытания грунтов с вращением главных напряжений

Исследования влияния направления действия наибольшего главного напряжения на напряженно-деформированное поведение грунтов проводятся в приборах стандартного трехосного сжатия, истинного трехосного сжатия и путем испытаний полых цилиндрических образцов.

Приборы с полыми цилиндрическими образцами позволяют проводить испытания с независимым контролем величины трех главных напряжений и вращением их осей при различных траекториях напряжений или деформаций, в отличие от стандартных приборов трехосного сжатия (рис. 4). Наибольшее применение подобные приборы нашли при исследовании напряженно-деформированного состояния дисперсных и, в существенно меньшей степени, скальных грунтов, бетонов и асфальтобетонов [57].

Эти приборы стали дальнейшим развитием приборов трехосного сжатия, но, в отличие от них, испытания проводятся с полыми цилиндрическими образцами, создавая дополнительно вращение верхнего нагрузочного штампа и давление как с внутренней, так и с внешней стороны полого образца. За рубежом эти приборы получили сокращенное наименование НСА от «Hollow Cylinder Apparatus».

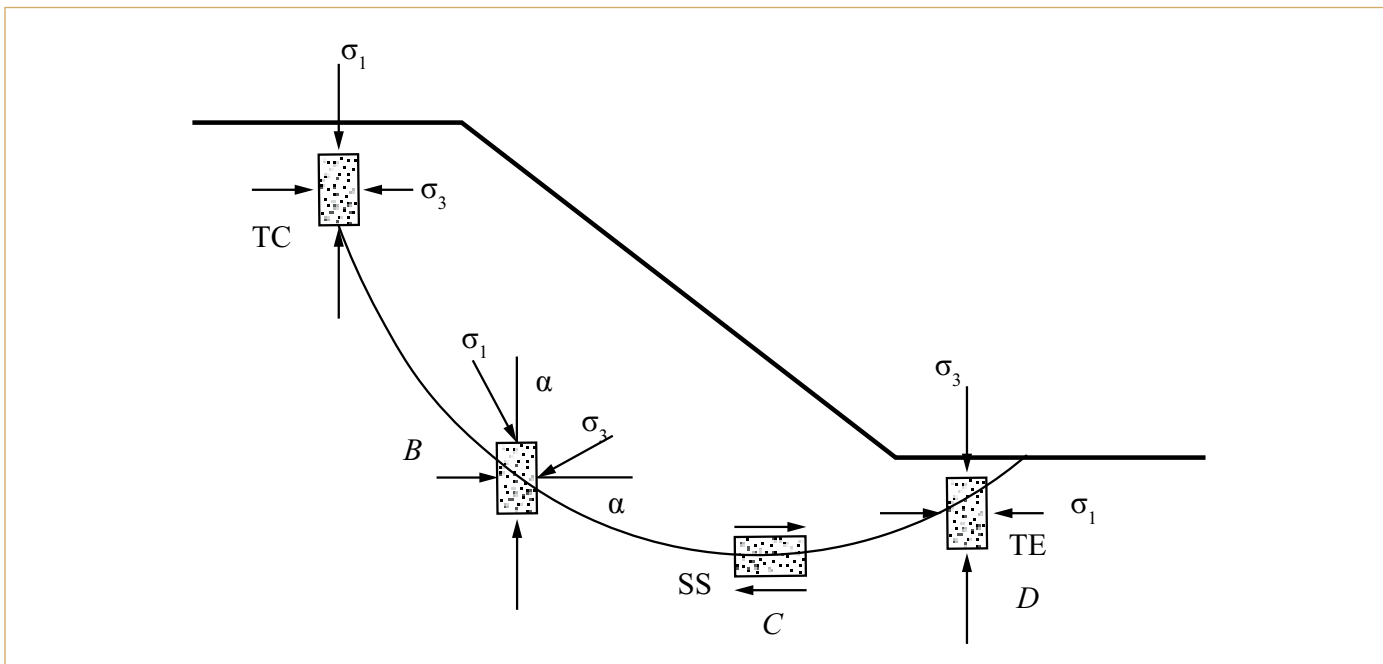


Рис. 1. Изменение напряженного состояния при потере устойчивости откоса [75]. Здесь  $\alpha$ , угол между вертикалью и направлением наибольшего главного напряжения; TC — трехосное сжатие; TE — трехосное расширение; SS — простой сдвиг или прямой срез

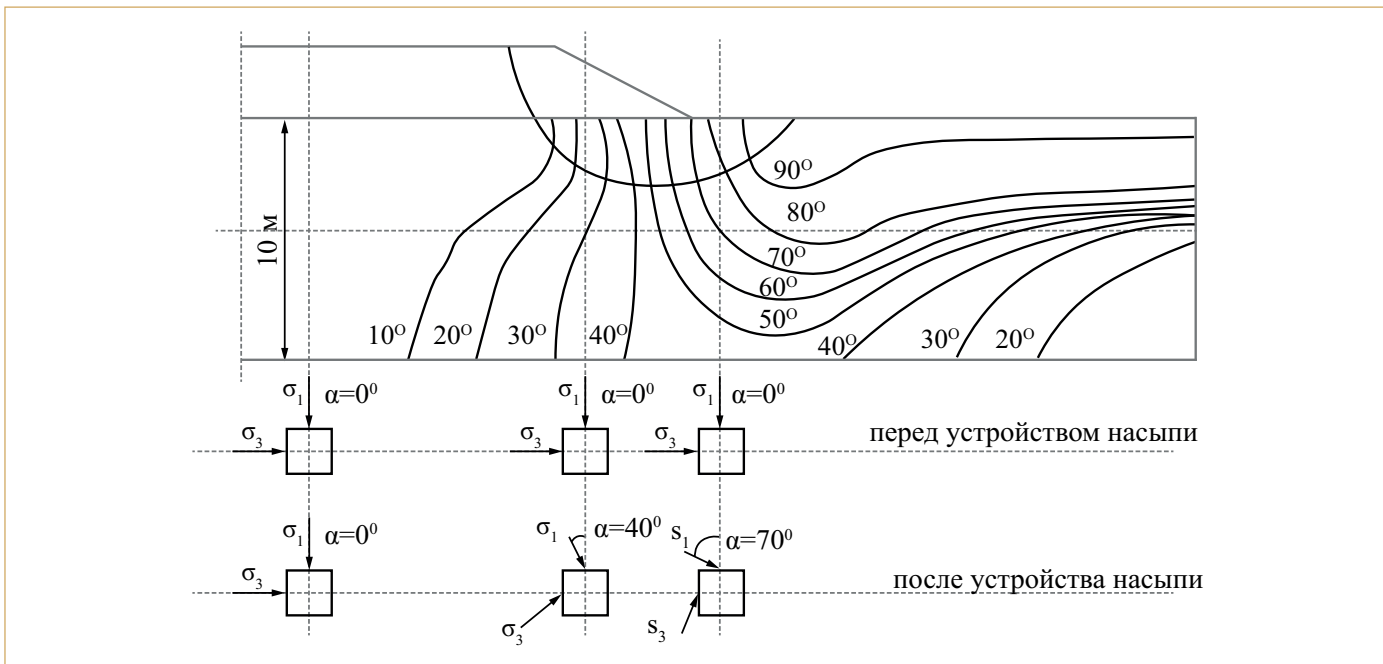


Рис. 2. Контуры частных значений вращения направления главного напряжения при сооружении насыпи на мягкой глине из нелинейного анализа [26]

Подобные испытания стали проводить с середины 60-х годов XX века. Для этой цели сплошные цилиндрические образцы грунта заменили полыми. По всей видимости, первыми были работы М.В. Малышева [4] и W. Kirpatrick в 1957 г. [27], в которых предлагалось проводить испытания грунтов с образцами в виде полого цилиндра. В отличие от стандартного трехосного сжатия этот способ позволяет провести испытания

при различной комбинации между главными напряжениями, действующими на торце, внутренней и внешней боковой поверхности полого цилиндрического образца не только грунта, но и других материалов.

В работе Hight et al. в 1983 г. [21] приведен краткий обзор состояния исследований с полыми цилиндрическими образцами. Они отметили, что, скорее всего, первые работы в этом



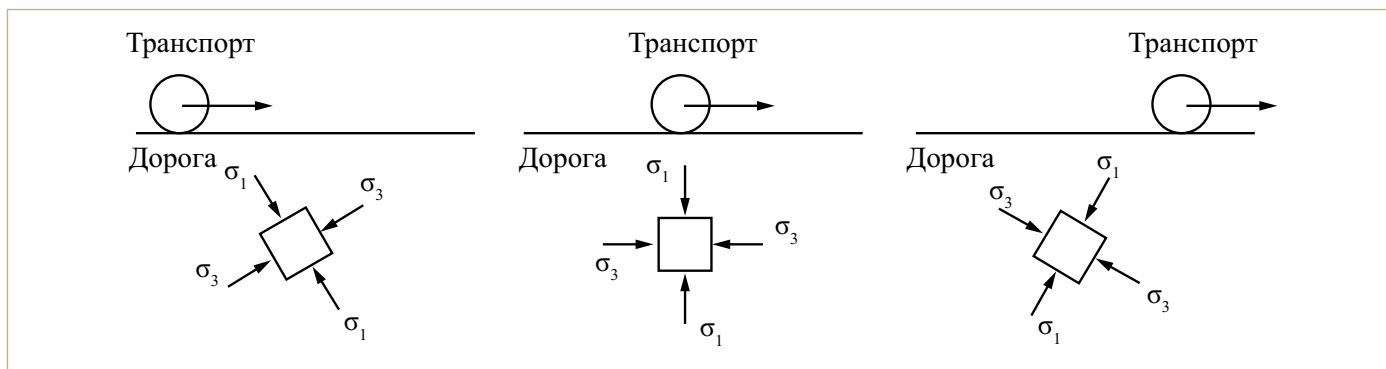


Рис. 3. Вращение главных осей напряжений в покрытии дорог [32]

направлении были выполнены Taylor & Quinney в 1931 г. [64] и Goode & Helmy в 1967 г. [17], которые провели испытания металлических и бетонных элементов, соответственно, при комбинированном действии осевой нагрузки и крутящего момента.

Преимуществом испытаний полых образцов, включая их кручение, является: минимальное влияние нагрузочных штампов, возможность создания условий анизотропной консолидации и полная определенность напряженного состояния, которое может быть точно измерено. Как следствие, в последние годы уделяется повышенное внимание к лабораторным испытаниям образцов грунтов на кручение при статическом или циклическом нагружении. К недостаткам можно отнести сложность изготовления пологого образца грунта. Песчаные образцы подготавливаются обычным образом с использованием вакуума как для поддержки резиновых оболочек, так и самого образца.

Основным отличием данного типа испытаний от испытаний в приборе истинного трехосного сжатия (кубические или прямоугольные образцы) является то, что в последнем невозможно реализовать испытания с непрерывным вращением главных напряжений. Кроме того, в приборах с кручением можно провести испытания до деформации, измеряемой сотнями процентов, что наблюдается при потере устойчивости откосов и склонов. Явление физической и механической анизотропии достаточно сложно исследовать как в приборах истинного трехосного сжатия, так и в стандартных приборах трехосного сжатия. Более предпочтительны испытания с полыми образцами, когда возможно изменение наклона главных напряжений путем комбинации осевого усилия и крутящего момента.

Исторический обзор развития метода испытаний полых цилиндрических образцов грунта приведен в работе Saada 1988 г. [50, 51]. Примечательно то, что в данной работе имеется ссылка на статью Г.М. Ломизе [36], который работал в то время на кафедре «Механика грунтов, основания и фундаменты» бывшего Московского инженерно-строительного института (МИСИ им. В.В. Куйбышева), ныне НИУ МГСУ.

Многочисленные исследования (см. список литературы) показывают, что прочность грунтов существенным образом зависит от условий нагружения: сжатие, расширение, простой

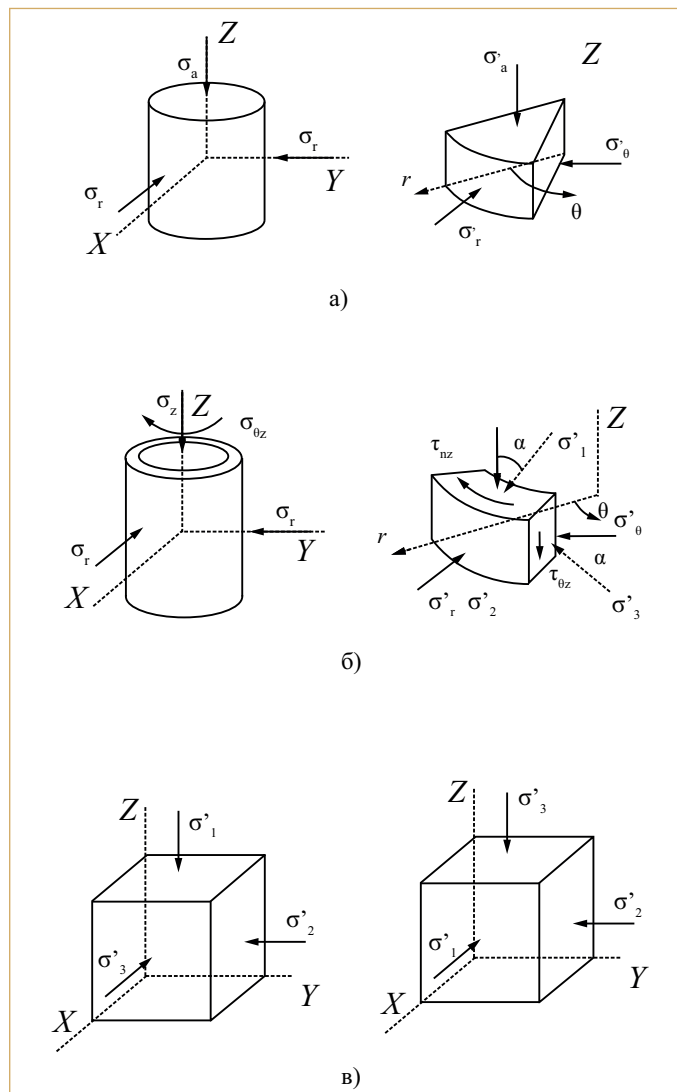


Рис. 4. Напряженное состояние элемента грунта в трех методах испытаний: а — стандартное трехосное сжатие; б — комбинация осевого нагружения и кручения; в — истинное трехосное сжатие с вращением главных напряжений на 90°

сдвиг или прямой срез. При этом явно прослеживается зависимость прочности грунтов, порового давления и угла внутреннего трения от вращения наибольшего главного напряже-

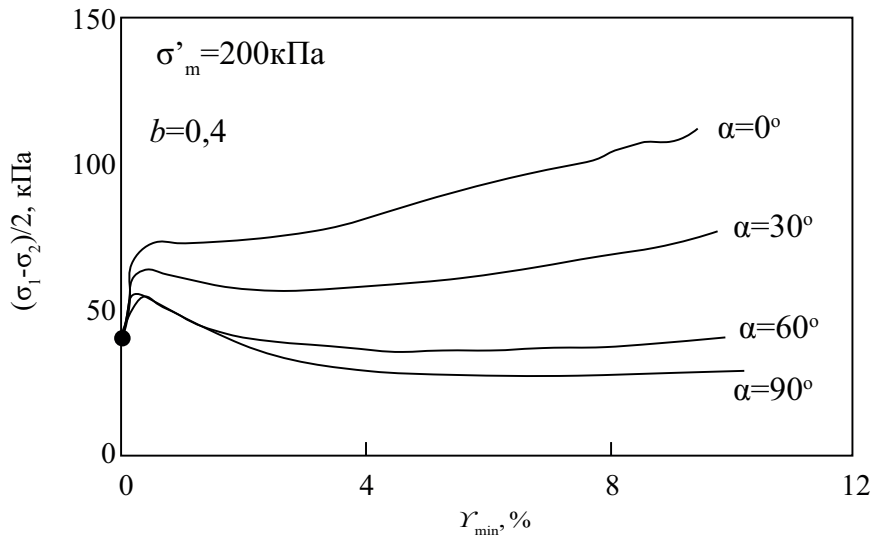


Рис. 5. Влияние направления наибольшего главного напряжения  $\alpha$  на недренированную прочность песка [73]

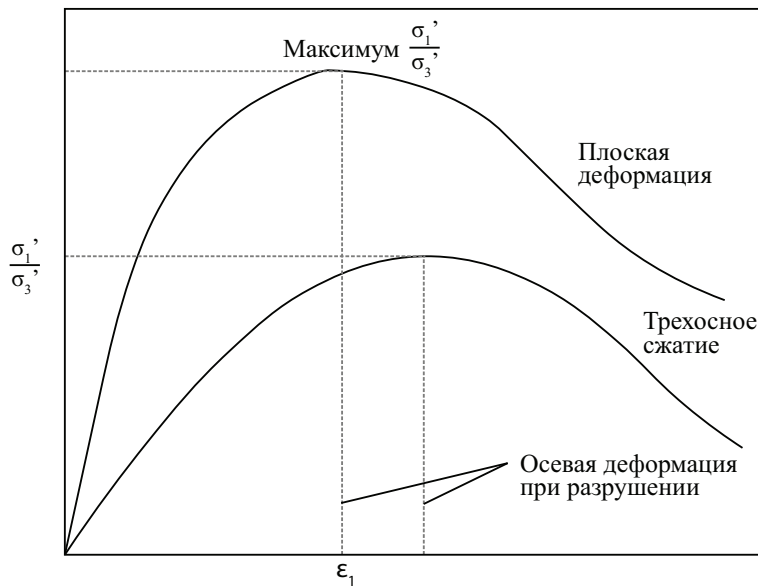


Рис. 6. Зависимости между напряжениями и деформациями в условиях плоской деформации и трехосного сжатия [41]

ния ( $\sigma_1$ ) и промежуточного главного напряжения ( $\sigma_2$ ) [13, 60, 47, 12, 28, 42, 71, 72, 19, 68, 69, 81, 83, 58, 59, 33, 31, 35, 84].

На рис. 5 приведены результаты исследований Vaid et al. 1990 и 2002 гг. [72, 73], где  $\alpha$  — угол между вертикальной осью и направлением наибольшего главного напряжения  $\sigma_1$ . Видно, что изменяется не только прочность, но и вид кривых деформирования: от деформирования с упрочнением ( $\alpha = 0^\circ$ ) до деформирования с разупрочнением ( $\alpha = 60^\circ$  и  $90^\circ$ ).

Как было отмечено выше, исследований изменения напряженно-деформированного состояния грунтов было выполнено значительное количество. Остановимся на основных из них, упоминаемых в большинстве публикаций.

Впервые испытания полых цилиндрических образцов были выполнены с целью исследования поведения металла при действии крутящей нагрузки. В 1936 г. Cooling & Smith [21] провели испытания при действии осевой нагрузки и крутящего момента полого цилиндрического образца грунта.

Испытания полых образцов грунтов стали проводить позднее Saada в 1967, 1968, 1980 гг. [52, 54], Saada & Zamini в 1969 г. [53] с использованием специально разработанных приборов.

По всей видимости, Broms & Casbarian в 1965 г. [9] впервые исследовали эффекты поворота осей главных напряжений на прочность и поровое давление в каолиновой глине. Экспериментальные данные показали, что вращение наибольшего



главного напряжения вызывает увеличение коэффициента порового давления с уменьшением девиатора напряжений. Они обнаружили, что эффективная траектория напряжений, коэффициент порового давления и эффективный угол внутреннего трения являются функциями наклона главных напряжений в полых образцах каолиновой глины. Эффект поворота наибольшего главного напряжения на примере каолиновой глины также исследовали в 1989 г. Hong & Lade [22]. В результате выполненных экспериментальных исследований они пришли к выводу, что теория изотропной упруго-пластической среды может быть применена для моделирования поведения глины во время вращения главного напряжения.

Г.М. Ломизе и др. в 1969 г. провели испытания кубических образцов грунтов в условиях истинного трехосного сжатия с вращением главных напряжений на  $90^\circ$  и отметили то же явление, что и в работе зарубежных исследователей Broms & Casbarian [9] 1965 г.

В 1975 г. Lade [29] опубликовал результаты испытаний, выполненных с полыми цилиндрическими образцами песка с целью исследования его поведения при вращении главных напряжений. Позднее, в 1988 г., Saada [50, 51] описал преимущества и ограничения в испытаниях полых цилиндрических образцов при осевом нагружении и кручении.

В 1983 г. Hight et al. [21] представили основные требования к конструкции прибора для испытаний полых образцов и описали эффект вращения наибольшего главного напряжения. Те же авторы в 1984 г. [60] опубликовали результаты нескольких испытаний полых цилиндрических образцов с вращением главного напряжения. Эти исследователи из Имперского колледжа Лондона были первыми, кто провел испытания полых цилиндрических образцов при различном внутреннем и внешнем давлении.

Несколько позднее, в 1986 г., Miura et al. [37, 38] провели испытания песка с образцом в виде полого цилиндра, используя работы Имперского колледжа с различными углами вращения главного напряжения. Влияние неоднородности напряжений поперек стенки образца рассмотрено также в работах Ishibashi & Sherif [24], Saada & Townsend [54].

Оценке влияния природной анизотропии песчаных отложений на их прочность и деформируемость посвящено большое количество работ. В 1982 г. Tatsuoka et al. [62, 63] исследовали поведение образца плотного песка в виде полого цилиндра и выявили влияние физической анизотропии песка на его прочность и деформируемость. Исследования в этом направлении продолжаются и в настоящее время. В работах Albert et al. [5]; Rolo [48]; Lin & Penumadu [34]; Nishimura et al. [44]; Lade et al. [31]; Wrzesiński & Lechowicz [78–80]; Xiong et al. [81] показано влияние вращения наибольшего главного напряжения на угол внутреннего трения, недренированную прочность на сдвиг, вид зависимости между напряжениями и деформациями, локализацию деформаций.

### Влияние главного промежуточного напряжения

Как показано на рис. 6, прочность на сдвиг сухого песка в условиях плоской деформации отлична от подобной, полу-

ченной из испытаний в условиях трехосного сжатия. Наглядно видно, что коэффициент отношения главных эффективных напряжений  $\sigma_1'/\sigma_3'$  больше в условиях плоской деформации, и максимальное значение данного коэффициента получено также при меньшей осевой деформации по сравнению с данными испытаний в условиях трехосного сжатия. Подобные результаты были получены многими другими советскими исследователями: Г.М. Ломизе, А.Л. Крыжановским в 1966, 1968 гг.; М.В. Малышевым, 1969 г., и зарубежными авторами, такими как Bjerrum & Kummeneje в 1961 г.; Cornforth в 1964 г.; Vaid & Campanella в 1974 г.; Yoshimine et al. в 1998 г.; Sayao & Vaid в 1991 г.

Оказалось, что большое различие между результатами трехосных испытаний и испытаний в условиях плоской деформации вызвано влиянием главного промежуточного напряжения  $\sigma_2$  [70].

Эффект влияния промежуточного главного напряжения  $\sigma_2$  на механические свойства грунтов принято оценивать параметром:

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (1)$$

Этот параметр был впервые в 1953 г. введен Nabib [20] в исследованиях параметров прочности песчаных и глинистых грунтов в стандартных трехосных испытаниях с кручением образца. Параметр  $b$  прямым образом учитывает величину промежуточного главного напряжения по отношению к наибольшему и наименьшему главным напряжениям. Значение  $b$  изменяется от 0 до 1. В опытах, в условиях стандартного трехосного сжатия,  $b = 0$ , а при трехосном расширении  $b = 1$ .

Результаты испытаний по траектории напряжений, соответствующей стандартному трехосному сжатию, используются для определения характеристик прочности и деформируемости грунтов при проектировании оснований. Однако не всюду в массиве основания напряжения и деформации являются трехмерными, в некоторых случаях имеет место плоско-деформированное состояние. Например, в основании ленточных фундаментов, подпорных стен и склонов. В последнем случае параметр  $b \approx 0,2-0,3$ . Как видно из рис. 7, угол внутреннего трения песка зависит от величины промежуточного главного напряжения.

### Параметры, контролируемые и измеряемые в процессе испытаний полых цилиндрических образцов

В отличие от стандартного прибора трехосного сжатия, в полых цилиндрических образцах боковое давление на образец может быть различным на внутренней и внешней сторонах образца грунта (рис. 8). Осевая нагрузка может прикладываться через шток на штамп или, при фиксированном положении штампа, быть функцией давления на внутренней и внешней поверхности цилиндрического образца грунта.

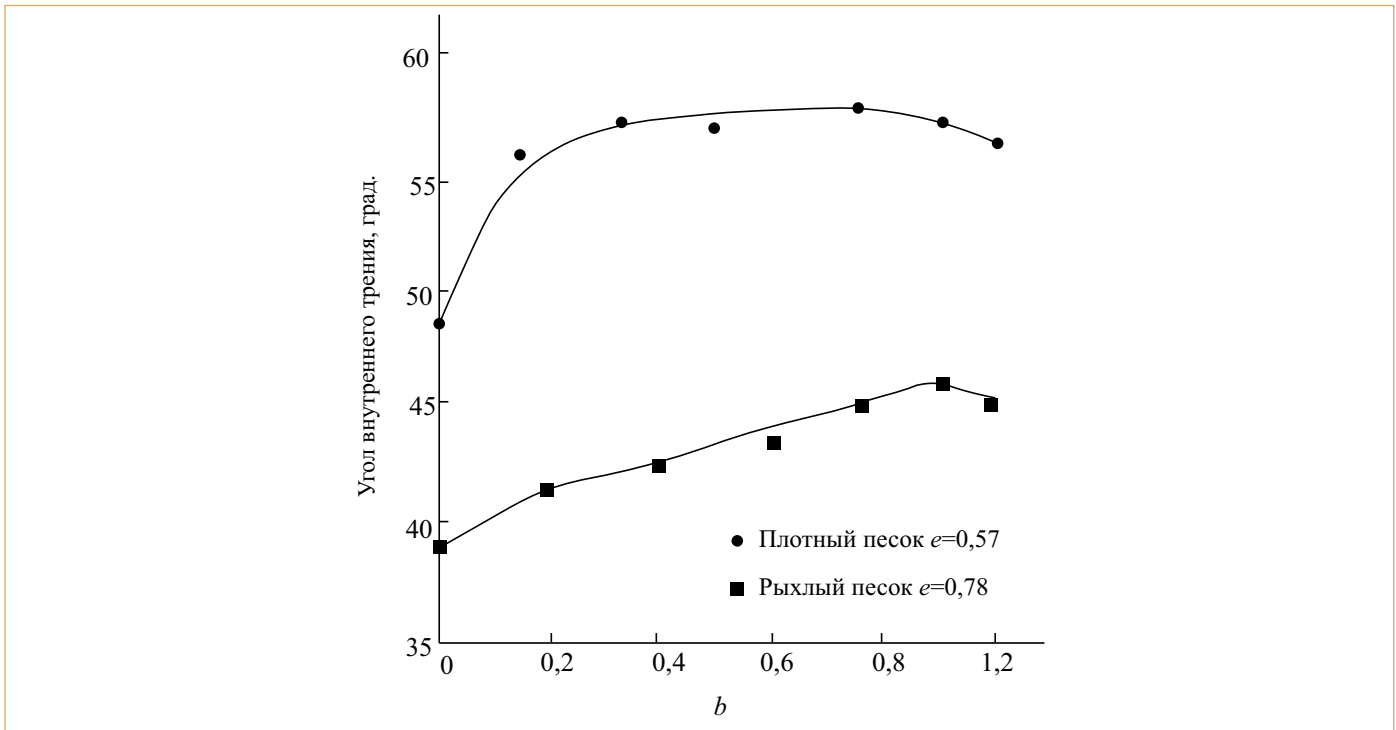


Рис. 7. Изменение угла внутреннего трения в зависимости от промежуточного главного напряжения [30]

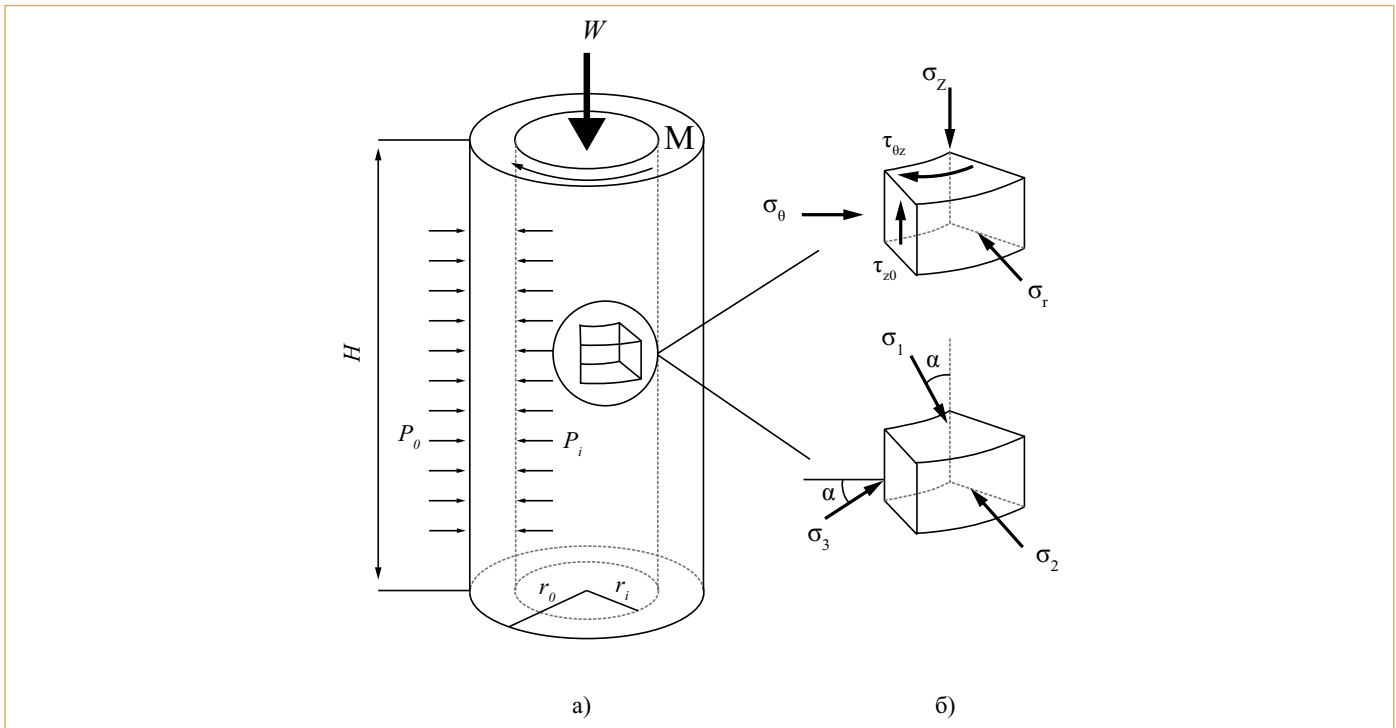


Рис. 8. Внешняя нагрузка (а), компоненты напряжений (б) и главные напряжения (в)

Соотношение для главных нормальных напряжений в образце грунта может быть получено из следующего осесимметричного уравнения равновесия:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0, \quad (2)$$

где  $\sigma_r$  — радиальное напряжение;  $\sigma_\theta$  — тангенциальное напряжение,  $r$  — расстояние (радиус) от центра до рассматриваемой точки, м.

Деформации и распределение напряжений являются симметричными, так как сечение по любому радиусу можно рассматривать как плоскость симметрии, и поэтому в этих сече-



ниях не могут возникать касательные напряжения, т.е.  $\tau_{z0} = 0$ . Следовательно,  $\sigma_r$  и  $\sigma_\theta$  являются главными напряжениями.

На внешней поверхности образца  $\sigma_r = \sigma_\theta = p_0$ , на внутренней поверхности  $\sigma_r = \sigma_\theta = p_i$ . Между осевым и радиальным напряжениями существует зависимость:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_0 \left[ (r_0 / r_i)^2 - (\sigma_i / \sigma_0) \right]}{(r_0 / r_i)^2 - 1}. \quad (3)$$

В данном типе испытаний, когда внутреннее давление  $\sigma_i$  возрастает, а внешнее давление  $\sigma_0$  остается постоянным, наибольшими и наименьшими главными напряжениями являются  $\sigma_r$  и  $\sigma_\theta$ , а промежуточным  $\sigma_1$ .

Действие крутящего момента  $M$ , осевой нагрузки  $W$ , внутреннего давления  $p_i$  и внешнего давления  $p_0$  на цилиндрический полый образец грунта схематично показано на рис. 8, а; а действие соответствующих напряжений: вертикального напряжения  $\sigma_z$ , радиального напряжения  $\sigma_r$ , тангенциального напряжения  $\sigma_\theta$  и тангенциального касательного напряжения  $\sigma_{z0}$  показано на рис. 8, б. Касательные напряжения на внутренней и внешней поверхности образца равны нулю и напряжения на их поверхности являются главными. Для схемы нагружения, показанной на рис. 8,  $\sigma_r = \sigma_2$  является промежуточным главным напряжением. Наибольшее главное напряжение  $\sigma_1$ , промежуточное главное напряжение  $\sigma_2$  и наименьшее главное напряжение  $\sigma_3$  определяются из выражений:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left( \frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2} \right)^2 + \tau_{z0}^2}$$

$$\sigma_2 = \sigma_r; \quad (4)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left( \frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2} \right)^2 + \tau_{z0}^2}$$

Подобным образом, наибольшая, промежуточная и наименьшая главные деформации находятся как функции осевой деформации  $\varepsilon_z$ , радиальной деформации  $\varepsilon_r$ , тангенциальной деформации  $\varepsilon_\theta$  и деформации сдвига  $\varepsilon_{z0}$  из выражений:

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} + \sqrt{\left( \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2} \right)^2 + \varepsilon_{z0}^2};$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r; \quad (5)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} - \sqrt{\left( \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2} \right)^2 + \varepsilon_{z0}^2}.$$

Напряженное состояние в образце грунта управляется средним эффективным напряжением  $p'$ , а девиатор напряжений  $q$ , эффективный угол внутреннего трения  $\varphi'$ , параметр промежуточного главного напряжения  $b$  и угол отклонения

главного напряжения  $\sigma_1$  от вертикальной оси  $\alpha$  определяются из выражений:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} - u; \quad (6)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left\{ (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \right\}}; \quad (7)$$

$$\varphi' = \sin^{-1} \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right); \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{2\tau_{z0}}{\sigma_z - \sigma_\theta} \right). \quad (9)$$

Объемная деформация  $\varepsilon_v$  и деформация сдвига  $\gamma$  определяются из выражений

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3; \quad (10)$$

$$\gamma = \sqrt{\frac{2}{9 \left\{ (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \right\}}}. \quad (11)$$

Направление приращения главной деформации может быть вычислено из компонент приращений деформаций

$$\alpha_{de} = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{2\varepsilon_{z0}}{d\varepsilon_z - d\varepsilon_\theta} \right). \quad (12)$$

Степень некоаксильности, измеренная как отклонение между направлением наибольшего главного напряжения и направления приращения главной деформации, можно найти из выражения

$$\beta = \alpha - \alpha_{de}. \quad (13)$$

Сводка формул для определения средних значений напряжений и деформаций приведена в табл. 1, а обозначение напряжений и деформаций на рис. 8.

Выражения, приведенные в табл. 1 справедливы при однородной деформации, когда  $\varepsilon_\theta = \varepsilon_r$  по толщине образца. Это выполняется корректно в случае равенства давления внутри и вне образца,  $p_i = p_o$ . Вопрос неоднородности напряженного состояния рассмотрен ниже.

Напряжения и деформации при испытании полых образцов определяются не на основании приложенной осевой нагрузки, осевой деформации, крутящего момента, порового давления и бокового давления, которые измеряются различными датчиками. Геометрия образца, которая изменяется в реальном времени в течение различных стадий консолидации и сдвига, должна быть точно оценена для определения текущих напряжений и деформаций. Для точного определения изменения

Уравнения для вычисления напряжений и деформаций		
Направление	Напряжения	Деформация
Вертикальное	$\sigma_z = \frac{W}{\pi(r_o^2 - r_i^2)} + \frac{p_o(r_o^2 - d_r^2) - p_i r_i^2}{r_o^2 - r_i^2}$	$\varepsilon_z = \frac{z}{h}$
Радиальное	$\sigma_r = \frac{p_o r_o + p_i r_i}{r_o + r_i}$	$\varepsilon_r = -\frac{u_o - u_i}{r_o - r_i}$
Тангенциальное	$\sigma_\theta = \frac{p_o r_o - p_i r_i}{r_o - r_i}$	$\varepsilon_\theta = -\frac{u_o - u_i}{r_o + r_i}$
Контактное	$\tau_{z\theta} = \frac{1}{2} \left[ \frac{3M}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} + \frac{4(r_o^3 - r_i^3)M}{3\pi(r_o^2 - r_i^2)(r_o^4 - r_i^4)} \right]$	$\varepsilon_{z\theta} = \frac{\theta(r_o^3 - r_i^3)}{3h(r_o^2 - r_i^2)}$

Примечание:  $r_o$  — внешний радиус;  $r_i$  — внутренний радиус;  $d_r$  — радиус штока;  $z$  — осевая деформация;  $u_o$  — внешний радиус деформации (вычисляемый через  $dV$ ,  $dV_{in}$  и  $z$ );  $u_i$  — внутренний радиус деформации (вычисляемый через  $dV_{in}$  и  $z$ );  $\theta$  — тангенциальная деформация.

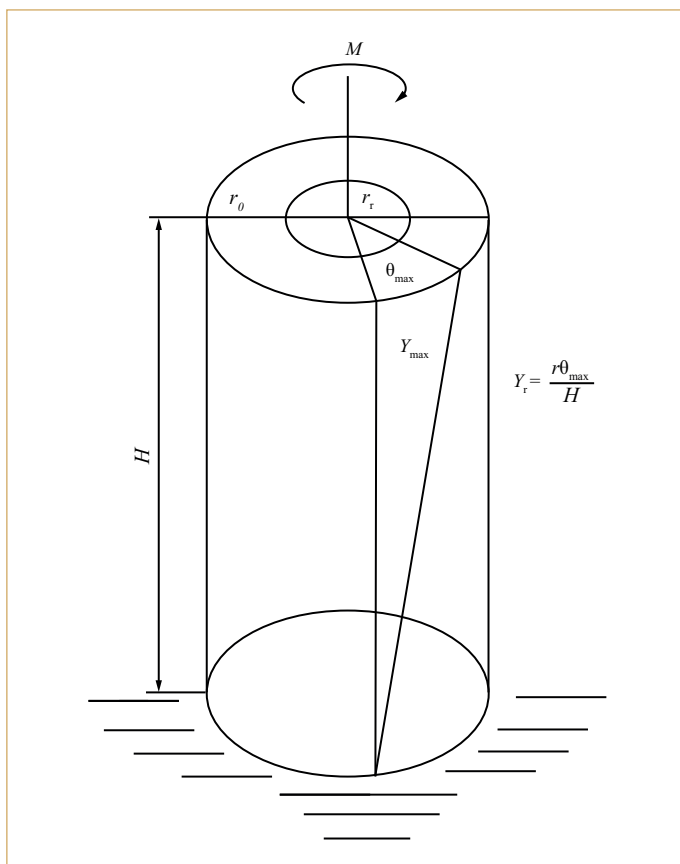


Рис. 9. Схема испытаний полого цилиндрического образца

геометрии образца необходимо измерить осевую деформацию, вращение и радиальные деформации по всей высоте образца. Вследствие технической сложности измеряются только полная осевая деформация и вращение. Так как радиальная деформация прямо измеряется редко, то делаются определен-

ные предположения об изменении геометрии образца. Кроме того, при разрушении глинистых образцов в виде их «скола» резиновая оболочка натягивается, что приводит к ошибке в измерении осевой нагрузки и момента. Поэтому выполняется корректировка результатов испытаний с учетом эффекта деформации мембраны, подобно испытаниям сплошных образцов в приборе стандартного трехосного сжатия.

Для того чтобы правильно вычислить напряжения и деформации в течение стадии сдвига, необходимо знать геометрию образца перед сдвигом. Для консолидировано-недренированных испытаний начальная геометрия образца определяется путем измерения внешнего и внутреннего радиусов и высоты образца перед его водонасыщением в рабочей камере. Для достижения желаемой степени водонасыщения к образцу грунта прикладывается обратное давление. После водонасыщения (с небольшим или полным отсутствием изменения объема) образец подвергается заданному значению всестороннего эффективного давления при открытой линии дренирования до его полной консолидации. Поэтому коррекция начальных размеров образца должна быть сделана в течение или в конце первичной консолидации для оценки изменения геометрии образца перед стадией сдвига.

Обычно в процессе испытания осевая деформация измеряется внешним датчиком перемещения LVDT, а объемная деформация контролируется по объему воды, выходящей из образца в течение стадии консолидации, с использованием датчиков давления или системы бюреток. Если образец был полностью водонасыщен, то количество воды, выходящей из образца, должно быть равно изменению его объема в течение консолидации. Поэтому геометрию образца корректируют, используя эти измерения, и предполагая, что образец деформируется однородно в течение стадии консолидации. В этих опытах радиальная деформация  $r_o$  и  $r_i$  измеряются косвенным об-



разом. В 1986 году Tatsuoка предложил вычислять внутренний и внешний радиусы, как функцию полной объемной и осевой деформации, используя следующие выражения

$$r_o^i = \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_z}} r_o; r_i^i = \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_z}} r_i, \quad (14)$$

где:  $\varepsilon_v$  — объемная деформация (положительная при сжатии образца);  $\varepsilon_z$  — осевая деформация (положительная при уменьшении высоты).

#### Определение модулей деформации

Модули деформации: модуль сдвига и линейный модуль можно найти из измерения перемещений на внешней стороне полого цилиндрического образца материала. Зная касательное напряжение и деформацию, можно вычислить модуль сдвига, основываясь на решениях теории упругости:

$$G = \frac{\tau}{\gamma}, \quad (15)$$

где  $\tau$  — приложенное при кручении касательное напряжение;  $\gamma$  — измеренная деформация сдвига.

Полагая, что крутящий момент приложен к верхней части образца и что касательное напряжение изменяется линейно поперек радиуса образца, среднее касательное напряжение на поперечном сечении образца  $\tau_{avg}$  можно найти из выражения:

$$\tau_{avg} = \frac{S}{A}, \quad (16)$$

где  $A$  — нетто площадь поперечного сечения образца, равная  $A = \pi(r_o^2 - r_i^2)$ ;  $r_o$  и  $r_i$  — внешний и внутренний радиусы полого образца, соответственно;  $S$  — полная величина сдвигающего напряжения, которое может быть вычислено, как:

$$S = \int_{r_i}^{r_o} \tau_r (2\pi r) dr, \quad (17)$$

где  $\tau_r$  — касательное напряжение на расстоянии  $r$  от оси образца, т.е., где  $\tau_m$  — максимальное касательное напряжение при  $r = 0$ .

С другой стороны, крутящий момент  $T$  может быть найден из:

$$T = \int_{r_i}^{r_o} \tau_r (2\pi r) r dr = \frac{\tau_m}{r} J, \quad (18)$$

где  $J$  — полярный момент инерции,  $J = \pi(r_o^4 - r_i^4) / 2$ .

Учитывая последнее, максимальное касательное напряжение, может быть найдено из:

$$\tau_m = \frac{Tr_o}{J}, \quad (19)$$

и среднее касательное напряжение можно выразить, как:

$$\tau_{avg} = \frac{2}{3} \frac{r_o^3 - r_i^3}{r_o^2 - r_i^2} \frac{T}{J}, \quad (20)$$

Или

$$\tau_{avg} = r_{eq} \frac{T}{J}, \quad (21)$$

где  $r_{eq}$  — эквивалентный радиус, который выражается, как для сплошного образца и  $\frac{2}{3} \frac{r_o^3 - r_i^3}{r_o^2 - r_i^2}$  для полого образца. На прак-

тике  $r_{eq}$  определяется, как среднее внутреннего и внешнего радиусов.

Деформация сдвига, находится по формуле:

$$\gamma = \frac{r_{eq} \theta}{l}, \quad (22)$$

где  $l$  — длина образца;  $\theta$  — угол кручения, который может быть измерен.

На рис. 10 показаны значения модуля сдвига, найденные из испытаний асфальтобетонной смеси, которые уменьшаются с ростом деформации сдвига.

#### Основные факторы, влияющие на результаты испытаний полых цилиндрических образцов

Несмотря на основное достоинство рассматриваемого типа испытаний, как возможности испытания образцов грунта в условиях истинного трехосного сжатия с вращением направления осей главных напряжений, им присущ один недостаток, такой как неоднородность напряженно-деформированного состояния в стенке полого образца [21, 25].

Определяющим фактором является неоднородность напряжений и деформаций, возникающая в стенке полого цилиндрического образца при действии осевой нагрузки и крутящего момента. Большинство исследователей пришли к выводу, что отмеченная неоднородность является следствием геометрии образца и граничных условий на его торцах (концевые ограничения). Впервые подробно это рассмотрено в работе 1983 г. Hight et al. [21].

Опыты показывают, что наибольшая неоднородность напряженного состояния возникает при  $\alpha_\sigma = 45^\circ$  для всех значений параметра  $b$ , а также при  $\alpha_\sigma = 0^\circ$ ,  $b = 1$  и  $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ,  $b = 0$ . Неоднородность напряжений также возникает из-за эффекта концевых ограничений образца [62].

Как было показано в исследованиях Hight et al. в 1983 г. [21]; Sayao в 1989 г. [55, 56]; Wijewickreme в 1990 г. [77]; Nemat-Nasser&Okada в 2001 г. [43] неоднородность в напряжениях поперек стенки полых цилиндрических образцов, возникающая как от кривизны, так и от концевых ограничений и различия между реальными и рассчитанными средними значениями напряжения и деформации, зависит от геометрии образца: толщины стенки, внешнего и внутреннего диаметров, высоты.

Выбор толщины стенки зависит от размера частиц исследуемого материала [21]. Толщина стенки должна быть достаточно большой относительно максимального размера частиц песка, такой, чтобы не было влияния на механизм разрушения

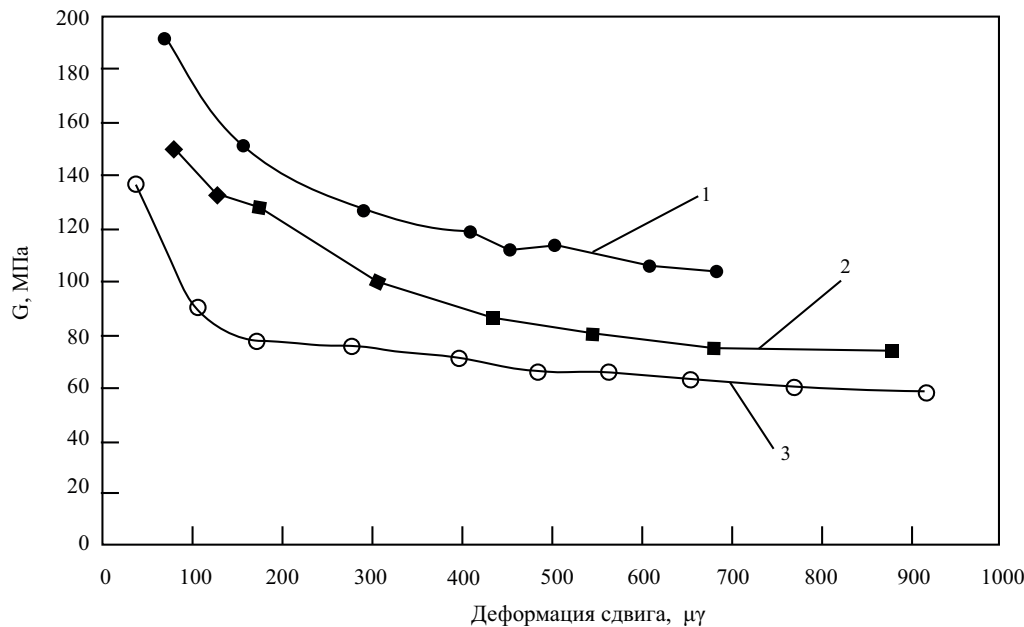


Рис. 10. Модуль сдвига в зависимости от деформации сдвига для различных образцов при частоте кручения 1 Гц [45]: 1 — полый образец; 2 — сплошное сечение диаметром 100 мм; 3 — сплошное сечение диаметром 68 мм

образца. Например, максимальный размер частиц песка в 1,0 мм при толщине стенки в 25,4 мм не вызывает резкой неоднородности напряжений поперек стенки.

Неравномерность напряжений, возникающая как из-за кривизны, так и концевых ограничений, возрастает с разностью давления поперек стенки ( $p_o - p_i$ ). Следовательно, необходимо выбрать геометрию, которая будет минимизировать разность давлений требуемую в опытах для достижения частной разницы в  $\sigma_r$  и  $\sigma_\theta$ .

Исследования [21] показали, что только небольшое улучшение однородности напряжений достигается при практическом увеличении внешнего радиуса выше 125 мм.

Опыты, выполненные в 1988 году Saada [50, 51] с полыми образцами грунта показали, что влиянием сил трения на нагрузочных штампах на неоднородность деформации можно пренебречь, если использовать образцы следующих размеров

$$H \geq 5,44 \sqrt{r_o - r_i} \text{ и } n = \frac{r_i}{r_o} \geq 0,65, \quad (23)$$

где:  $H$  — высота;  $r_o$  и  $r_i$  — внешний и внутренний радиусы образца, соответственно.

Траектория напряжений, которая используется при нагружении полых цилиндрических образцов, в частном случае комбинация  $a$  и  $b$ , определяет разность давления, действующего поперек стенки ( $p_o - p_i$ ). Эта разность давления оказывает влияние на уровень неоднородности напряжений, возникающей из-за кривизны цилиндрической поверхности образца и концевых ограничений. Иллюстрация связи между комбинацией напряжений и неоднородностью напряжений из-за кривизны границы образца и отношением внешнего давления

к внутреннему показана на рис. 11 в плоскости постоянного среднего напряжения. В 1983 г. группа исследователей Night et al. [21] определила зоны в  $q, p, \alpha$  пространстве, в которых неоднородность напряжений является неприемлемой. На рис. 11 эти зоны показаны штриховкой.

Растяжение резиновых оболочек влияет на вычисляемую объемную деформацию в дренированных испытаниях и измерение порового давления в недренированных испытаниях. Для материалов с размером частиц более 0,1 мм, в частности для образцов большого размера, коррекция из-за пенетрации оболочек является важной и должна быть учтена [16, 39].

В опытах при определении усилий и деформаций учитывается сопротивление сдвигу внутренней и внешней резиновых оболочек с использованием решений теории упругости при коэффициенте Пуассона  $\nu = 0,5$ . Эффект пенетрации резиновых оболочек в поры грунта учитывается при определении деформации объема и порового давления. Это влияние возрастает с ростом диаметра частиц гранулированных грунтов, в особенности, если поровое давление возрастает в ходе опыта.

Корректировка результатов испытаний с учетом натяжения резиновой оболочки выполняется следующим образом [34].

Полагая, что внешняя и внутренняя резиновые оболочки деформируются в виде правильного цилиндра, вертикальная нагрузка, воспринимаемая оболочкой, определяется из выражения:

$$W_m = A_m \sigma_m, \quad (24)$$

$$\sigma_m = E_m \varepsilon_z, \quad (25)$$

где:  $A_m$  — суммарная площадь поперечного сечения обеих ре-

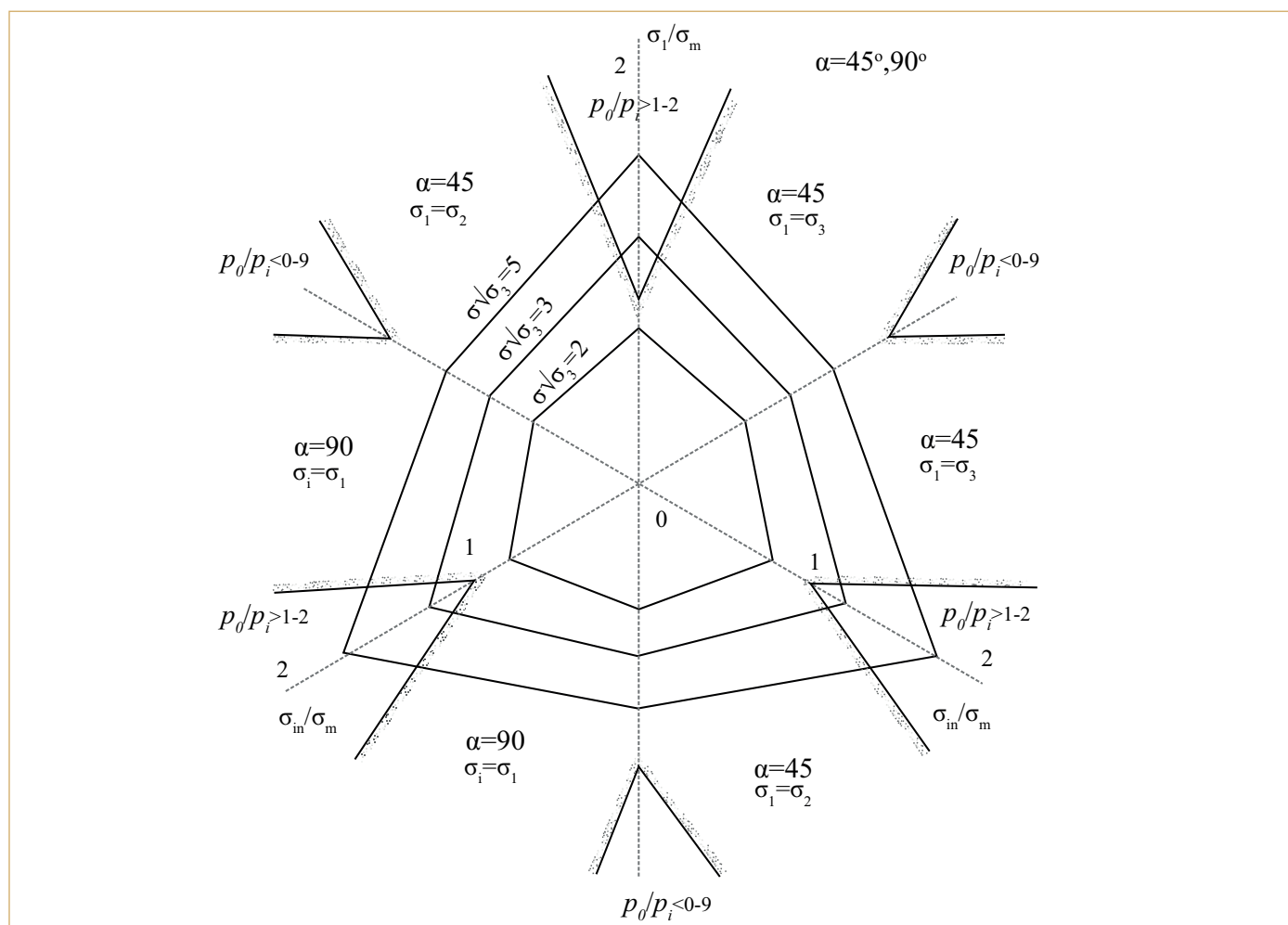


Рис. 11. Поверхность нагружения и напряженное состояние, поддерживаемое в приборе с  $p_o/p_i$  между 0,9 и 1,2 [21]

зиновых оболочек, которая предполагается постоянной;  $\sigma_m$  — вертикальное напряжение в резиновых оболочках;  $E_m$  — модуль упругости резиновой оболочки (для латексной резины равен 1,378 кПа);  $\varepsilon_z$  — осевая деформация резиновых оболочек полагается равной осевой деформации образца. Учитывая, что коэффициент Пуассона резиновой оболочки близок к 0,5, вертикальное напряжение в оболочке определяют, используя решения теории упругости, следующим образом:

$$\sigma_m = \frac{E_m}{1+\nu} \varepsilon_z = \frac{E_m}{1,5} \varepsilon_z. \quad (26)$$

Это выражение совместно с выражением (23) используется для корректировки значения осевой нагрузки и затем напряжений.

Предполагая однородное распределение вертикальных и касательных напряжений поперек поперечного сечения образца, изменение вертикальных и касательных напряжений может быть вычислено из следующих выражений [34]:

$$\Delta\sigma_z = \frac{W - W_m}{A}; \quad \Delta\tau_{z0} = \frac{3(T - T_m)}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)}, \quad (27)$$

где:  $W$  — измеренная осевая нагрузка;  $W_m$  — осевая нагрузка,

воспринимаемая резиновой оболочкой;  $A$  — текущее значение поперечного сечения образца;  $T_m$  — крутящий момент, воспринимаемый мембраной, определяемый из выражения:

$$T_m = 2\pi\tau_m(r_{om}^2 t_o + r_{im}^2 t_i), \quad (28)$$

Здесь  $r_{om}$  — среднее значение внешнего радиуса резиновой оболочки;  $r_{im}$  — среднее значение внутреннего радиуса резиновой оболочки;  $t_o$  — толщина внешней оболочки;  $t_i$  — толщина внутренней оболочки. В выражении (27) значения радиусов принимаются переменными в течение сдвига.

## Заключение

Приведенные данные исследований показывают, что песчаные грунты являются анизотропными как по происхождению, так и по напряженному состоянию при их нагружении.

Физическая анизотропия песчаных грунтов является результатом процесса формирования отложений и состава частиц, которая классифицируется, как *присущая анизотропия*. Последующее перераспределение частиц и межчастичных контактов во время нагружения напряжениями или деформа-



циями приводит к возникновению анизотропии, которая определена, как *наведенная анизотропия*.


Физико-механические свойства сыпучих грунтов, таких как прочностные и деформационные характеристики, в значительной степени определяются как присущей, так и наведенной анизотропией.

Важным свойством сыпучих грунтов является некоаксильность осей главных напряжений и главных деформаций в течение пластического деформирования.

В общем случае, при нагружении оснований зданий и сооружений, в массиве грунта возникает трехмерное анизотропное напряженное состояние, характеризующееся вращением наибольшего главного напряжения. Следовательно, понимание напряженно-деформированного поведения грунтов в таком комплексном напряженном состоянии является необходимым и важным.

Хотя в последнее время выявлено основное влияние направления наибольшего главного напряжения  $\alpha$  и параметра промежуточного главного напряжения  $b$  на поведение сыпучих грунтов, большинство исследований проводилось с различным наклоном угла  $\alpha$  либо при  $b = 0$ , либо при  $b \approx 0,5$ . Таким образом, совместное влияние  $\alpha$  и  $b$  на прочность и деформируемость грунтов не полностью понятно. Кроме того, из-за ограничений известных приборов, предыдущие исследования влияния  $\alpha$  и  $b$  на поведение грунтов были проведены

при небольших деформациях. Кроме того, большинство исследований грунтов, подвергающиеся циклическому вращению главных осей напряжения, в основном сосредоточены на недренированном поведении грунтов. Циклическое поведение в условиях дренирования практически не исследовано, несмотря на то, что прочность и деформируемость зависят от степени консолидации грунтов. Поэтому по-прежнему необходимы экспериментальные исследования для лучшего понимания напряженно-деформированного состояния, механизма разрушения и оценки степени некоаксильности сыпучих грунтов в условиях сложного напряженного состояния.

Подобные исследования следует проводить с использованием современных приборов, позволяющих изучать особенности анизотропного поведения грунтов. Применение известных приборов [18] ограничено тем, что каждый прибор идеально подходит для исследований только определенных траекторий напряжений в пространстве главных напряжений, и многие из них также имеют ограничения в отношении неравномерности напряжений и деформаций или условий дренирования. Из всех доступных в настоящее время устройств прибор для испытаний полых цилиндрических образцов является единственным, который предлагает возможность независимого контроля трех главных напряжений и наклона осей наибольшего и наименьшего главных напряжений. 

## Список литературы

1. Бугров А.К., Голубев А.И. Анизотропные грунты и основания сооружений. СПб.: Недра. 1993. 245 с.
2. Ломизе Г.М., Крыжановский А.Л. Основные зависимости напряженно-деформированного состояния и прочность песчаных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1966. № 3.
3. Ломизе Г.М., Крыжановский А.Л. Определение механических свойств грунта в условиях пространственного напряженного состояния. В кн.: Механические свойства грунтов и вопросы строительства зданий на увлажненных лессовых основаниях. Грозный. 1968.
4. Мальшев М.В. Прибор для определения механических характеристик прочности и деформируемости грунтов методом кручения // АН СССР, институт технико-экономической информации. Серия 31. Земляные работы, основания и фундаменты. 1955. № 516/6. 11 с.
5. Albert C., Zdravkovic, Jardine R.J. Behaviour of Bothkennar clay under rotation of principal stresses // Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. Vermeer, Schweiger, Karstunen and Cundny, 2003. P. 1–6.
6. Arthur R.F., Chua K.S., Dunstan T. Induced anisotropy in sand // Geotechnique. 1977. Vol. 27, No. 1, P. 13–30.
7. Bjerrum L. and Kummenje O. Shearing resistance of sand samples with circular and rectangular cross sections // Norwegian Geotechnical Institute Publication, 1961. Vol. 44, No. 1.
8. Bjerrum L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils // Proc. VII-th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973. Vol. 3, P. 111–159.
9. Broms B.B., Casbarian A.O. Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate principal stress on the shear strength // Proceedings of the 6th ICSMFE, Montreal, 1965). Vol. 1. P. 179–183.
10. Casagrande A., Carrillo N. Shear Failure on Anisotropic Materials // Proc. Boston. Soc. of Civil Eng., 1944. Vol. 31. P. 74–87.
11. Cornforth D.H. Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand // Geotechnique. 1964. Vol. 14, No. 2. P. 143–167.
12. Dakoulas P., Sun Y. Behavior of Fine Sand Under Cyclic Rotation of Principal Stresses Using the Hollow Cylinder Apparatus // Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics, 1991. P. 535–542.
13. Gutierrez M., Ishihara K., Towhata I. Flow theory for sand during rotation of principal stress direction // Soils & Foundations, 1991, No. 31 (4). P. 121–132.
14. Gutierrez M., Ishihara K. Non-coaxiality and Energy Dissipation in Granular Material // Soils and Foundations, 2000. Vol. 40. P. 49–59.

15. *Drescher A.* An experimental investigation of flow rules for granular materials using optically sensitive glass particles // *Géotechnique*, 1976. Vol. 26. P. 591–601.
16. *Frydman S., Zeithlen J.G., Alpan I.* The Membrane Effect in Triaxial Testing of Granular Soils // *Journal of Testing and Evaluation*, JTEVA, 1973. Vol. 1, No. 1. P. 37–41.
17. *Goode C.D., Helmv M.A.* The strength of concrete under combined tensile and compressive stress // *Mag. of Cont. Rex*, 1967. 19. P. 105–112.
18. GCTS web-site, URL: [http:// www.gcts.com](http://www.gcts.com) (date of inquiry 30.10.2017).
19. *Gutierrez M., Ishihara K., Towhata I.* Flow theory for sand during rotation of principal stress direction // *Soils and Foundations*, 1991. Vol. 31, No. 4. P. 121–132.
20. *Habib M.P.* Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Shearing Strength of Soil // *Proceedings of third international conference on soil mechanics and foundation engineering*, 1953. Vol. 1. P. 131.
21. *Hight D.W., Gem A., Symes M.J.* The development of investigating a new hollow cylinder the effects of principal rotation in soils // *Geotechnique*, 1983. Vol. 33, No. 4. P. 355–383.
22. *Hong W.P., Lade P.V.* Elasto-plastic behaviour of K0 consolidated clay in torsional shear tests // *Soils and Foundations*, 1989. Vol. 29, No. 2. P. 127–140.
23. *Ishihara K., Towhata I.* Sand Response to Cyclic Rotation of Principal Stress Directions as Induced by Wave Loads // *Soils and Foundations*, 1983. Vol. 23, No. 4. P. 11–26.
24. *Ishibashi I., Sherif M.A.* Soil liquefaction by torsional simple shear device // *Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, 1974. Vol. 100, No. GT8. P. 871–887.
25. *Ishibashi I., Jenkins J.T., Choi J.W., Parker C.L.* The influence of boundaries on the volumetric behaviour of solid and hollow cylindrical specimens of glass beads // *Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society*, 1996. Vol. 36, No. 2. P. 45–55.
26. *Jardine R.J., Menkiti C.O.* The undrained anisotropy of K0 consolidated sediments // *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure. Balkema, Rotterdam*, 1999. P. 1101–1108.
27. *Kirkpatrick M.* The condition of failure for sands // *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, 1957. Vol. 1. P. 172–178.
28. *Kumruzzaman M., Yin J.-H.* Influence of principal stress direction on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite // *FactaUniversitatis. Series: Architecture and Civil Engineering*, 2010. Vol. 8, No 1. P. 79–97.
29. *Lade P.V.* Torsion shear tests on cohesionless soil // *Proc. 5th Pan Am. Conf. Soil Mech., Buenos Aires 1*, 1975. P. 117–127.
30. *Lade P.V.* Duncan J.M. Cubical triaxial tests on cohesionless soil // *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1973. 99(SM10). P. 793–811.
31. *Lade P.V., Nam Y., Hong, W.P.* Interpretation of strains in torsion shear tests // *Comp. Geotech.*, 2009. Vol. 36 (1–2). P. 211–225.
32. *Lekarp F., Isacsson U., Dawson A.* State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates // *Journal of Transportation Engineering*, 2000. No. 126(1). P. 66–75.
33. *Li X.S., Dafalias Y.F.* A Constitutive Framework for Anisotropic Sand Including Non-proportional Loading // *Geotechnique*. 2004. Vol. 54, No. 1. P. 41–55.
34. *Lin H., Penumadu D.* Interpretation of combined axial-torsional test for 3D constitutive behavior of geo-materials // *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*, June 2–5, 2002, Columbia University, NY. P. 1–8.
35. *Logeswaran P.* Behaviour of sands under generalized loading and drainage conditions // *PhD Thesis, Carleton University*, 2010. 274 p.
36. *Lomise G. M., Kryzhanovsky A.L., Vorontsov E.I., Goldin A.L.* Study of deformation and strength of soils under three-dimensional state of stress // *Proc. 7th Int. Conf. Soil Me., Mexico City*, 1969. P. 257–265.
37. *Miura K., Miura S., Toki S.* Deformation behaviour of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation // *Soils and Foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering*. 1986. Vol. 26, No. 1. P. 36–52.
38. *Miura K., Toki S., Miura S.* Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes // *Soils and Foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering*. 1986. Vol. 26, No. 3. P. 42–56.
39. *Molenkamp F., Luger H.J.* Modelling and Minimization of Membrane Penetration Effects in Tests on Granular Soils // *Geotechnique*, 1981. Vol. 31, No. 4. P. 471–486.
40. *Muramatsu M., Tatsuoka F.* Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sand by torsional simple shear test // *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Centre 14*, March, 1981. P. 79–101.
41. *Nabil S.E.* Shear strength of a cohesionless soil under plane strain and triaxial conditions // *Open Access Dissertations and Theses. Paper 484*.
42. *Nakata Y., Hyodo M., Murata H., Yasufuku N.* Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation // *Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society*. 1998. Vol. 38, No. 2. P. 115–128.
43. *Nemat-Nasser S., Okada N.* Radiographic and microscopic observation of shear bands in granular materials // *Geotechnique*, 2001. No. 9. P. 753–765.
44. *Nishimura S., Minh N.A., Jardine R.J.* Shear Strength Anisotropy of Natural London Clay // *Geotechnique*, 2007. Vol. 57, No. 1. P. 49–62.
45. *Novak M.E.* Creation of a laboratory testing device to evaluate instability rutting in asphalt pavements // *PhD thesis, University of Florida*, 2007. 176 p.



46. *Oda M.* Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material // *Soils and Foundations*, 1972. No. 12. P. 17–36.
47. *Pradel D., Ishihara K., Gutierrez M.* Yielding and Flow of Sand Under Principal Stress Axes Rotation // *Soils and Foundations*, 1990. Vol. 30, No. 1. P. 87–99.
48. *Rolo R.* The Anisotropic Stress-Strain-Strength Behaviour of Brittle Sediments // PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London 2003.
49. *Roscoe K.H., Bassett R.H., Cole E.R.L.* Principal axes observed during simple shear of a sand // *Proc. 4th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Oslo, (1967. P. 231–237).
50. *Saada A.S.* State of the art: Hollow cylinder torsional devices: their advantages and limitations // *Advance triaxial testing of soil and rock*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. P. 766–795.
51. *Saada A.S.* Hollow Cylinder Torsional Devices: their advantages and limitations // *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. P. 766–795.
52. *Saada A.S., Baah A.K.* Deformation and failure of a cross-anisotropic clay under combined stresses // *Proceedings of the 3rd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Caracas, 1967. Vol. 1. P. 67–88.
53. *Saada A.S., Zamani K.K.* The mechanical behavior of cross anisotropic clays // *Proceedings of the 7th ICSMFE*, Mexico, 1969. Vol. 1. P. 351–359.
54. *Saada A.S., Townsend F.C.* State of the art: Laboratory strength testing of soils // *Laboratory Shear Strength of Soil*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1980. P. 7–77.
55. *Sayao A., Vaid Y.* A critical assessment of stress non-uniformities in hollow cylinder test specimen // *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1991. Vol. 31, No. 1. P. 60–72.
56. *Sayao A.S.F.* Behaviour of sand under generalised stress paths in the hollow cylinder torsional device // PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1989. 196 p.
57. *Silvestri V., Diab R., Ducharme A.* Development of New Hollow Cylinder Triaxial Apparatus for the Study of Expansion Tests in Clay // *Geotechnical Testing Journal*. 2005. Vol. 28, No. 3. P. 1–9.
58. *Sivathayalan S., Vaid Y.P.* Truly Undrained Response of Granular Soils with no Membrane Penetration Effects // *Canadian Geotechnical Journal*, 1998. Vol. 35. P. 730–739.
59. *Sivathayalan Y.P.V.* Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands // *Canadian Geotechnical Journal*, 2002. Vol. 39, No. 1. P. 63–76.
60. *Symes M.J., Gens A., Hight D.W.* Undrained anisotropy and principal stress rotations in saturated sand // *Geotechnique*. 1984. Vol. 34, No. 1. P. 11–27.
61. *Symes M.J., Gens A., Hight D.W.* Drained principal stress rotation in saturated sand // *Géotechnique*, 1988. Vol. 38, No. 1. P. 59–81.
62. *Tatsuoka F., Sonoda S., Hara K., Fukushima S., Pradhan T.B.S.* Failure and Deformation of Sand in Torsional Shear // *Soils and Foundations*, (1986). Vol. 26, No. 4. P. 79–97.
63. *Tatsuoka F., Muramatsu M., Sasaki T.* Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test // *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1982. Vol. 22, No. 2. P. 55–70.
64. *Taylor G.I., Quinney H.* The plastic distortion of metals // *Phil. Trans. R. Soc. A* 230, 1931. P. 323–363.
65. *Tong Z.X., Zhang J-M, Yu Y.L., Zhang G.* Drained deformation behavior of anisotropic sands during cyclic rotation of stress principal axes // *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. 2010. Vol. 136, No. 11.
66. *Tong Z., Yu Y., Zhang J., Zhang G.* Deformation behavior of sands subjected to cyclic rotation of principal stress axes // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008. Vol. 30, No. 8. P. 1196–1202.
67. *Tong D., Mei Z.* Controlling and Realizing of Generalized Stress Paths in HCA Test // *EJGE*, 2016. Vol. 21. P. 5269–5283.
68. *Uthayakumar M.* Liquefaction of sands under multiaxial loading // PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1996. 198 p.
69. *Uthayakumar M., Vaid Y.P.* Static liquefaction of sands under multiaxial loading // *Canadian Geotechnical Journal*, 1998. Vol. 35, No. 2. P. 273–283.
70. *Vaid Y.P., Campanella R.G.* Comparison of Triaxial and Plane Strain Behaviour of an Undisturbed Clay // *ASCE, Geotech. Eng. Div.*, (1974. Vol. 100, GT3. P. 207–225.
71. *Vaid Y.P., Chung E.K.F., Kuerbis R.H.* Stress Path and Steady State // *Canadian Geotechnical Journal*, 1990. Vol. 27(1). P. 1–7.
72. *Vaid Y.P., Sayao A., Enhuang H., Nigussey D.* Generalized Stress-Path Dependent Soil Behaviour with a New Hollow Cylinder Torsional Apparatus // *Canadian Geotechnical Journal*, 1990. Vol. 27(5). P. 601–616.
73. *Vaid Y. P., Sivathayalan S.* Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands // *Canadian Geotechnical Journal*, 2002. No. 39. P. 63–76.
74. *Wong R.C.K.* Strain-induced anisotropy in fabric and hydraulic parameters of oil sand in triaxial compression // *Canadian Geotechnical Journal*, 2003. Vol. 40, No. 3. P. 489–500.
75. *Uthayakumar M., Vaid Y.P.* Static liquefaction of sands under multiaxial loading // *Canadian Geotechnical Journal*, 1998. Vol. 35, No. 2. P. 273–283.



76. Yang L.-T., Li X., Yu H.-S., Wanatowski S. A laboratory study of anisotropic geomaterials incorporating recent micromechanical understanding // ActaGeotechnica, 2016. Vol. 11. P. 1111–1129.
77. Wijewickreme D. Behaviour of sand under simultaneous increase in stress ratio and principal stress rotation // PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1990. 225 p.
78. Wrzesiński G., Lechowicz L. Influence of the rotation of principal stress directions on undrained shear strength // Ann. Warsaw Univ. of Life Sci. — SGGW, (2013). Vol. 45 (2). P. 183–192.
79. Wrzesiński G., Lechowicz L. Anisotropy of undrained shear strength in selected cohesive soil // Proceedings of the 24th European Young Geotechnical Engineers Conference (EYGEC), Durham, UK, 2015. P. 1–4.
80. Wrzesiński G., Lechowicz L. Testing of undrained shear strength in a hollow cylinder apparatus // Studia Geotechnica et Mechanica, 2015. Vol. 37, No. 2. P. 69–73.
81. Xiong H., Guo L., Cai Y., Yang Z. Experimental study of drained anisotropy of granular soils involving rotation of principal stress direction // European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2015. P. 1–25.
82. Zdravkovic L., Jardine R.J. Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions // Geotechnique, 1997. Vol. 47, No. 3. P. 407–437.
83. Zdravkovic L., Jardine R.J. The effects on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation // Geotechnique, 2001. Vol. 51, No. 1. P. 69–83.
84. Zhou J., Yan J., Xu C., Gong X. Influence of Intermediate Principal Stress on Undrained Behavior of Intact Clay under Pure Principal Stress Rotation // Mathematical Problems in Engineering, 2013. Vol. 2013, 10 p.

# ГЕОТЕХНИКА

Журнал для изыскателей, проектировщиков и строителей

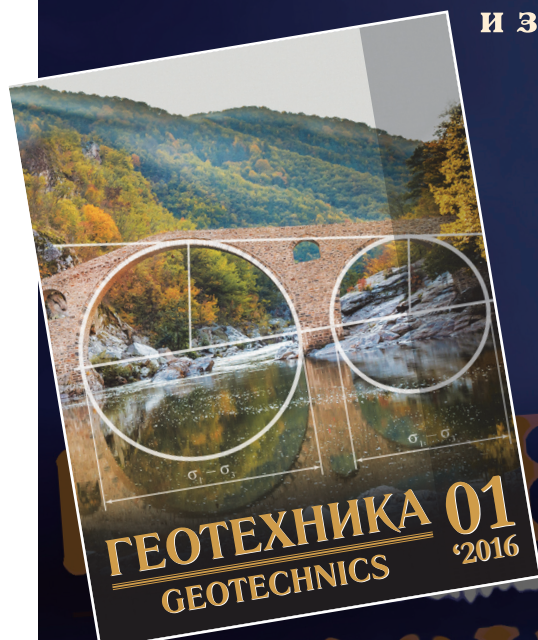
Цель журнала — ознакомление российских специалистов с передовым отечественным и зарубежным опытом в области геотехники

Периодичность в 2018 году:  
**4 номера**

Стоимость годовой подписки:

**2600 рублей**

[info@geomark.ru](mailto:info@geomark.ru)



# STATE OF THE ART: STUDIES OF THE ANISOTROPIC BEHAVIOR OF SOILS UNDER CONDITIONS OF A COMPLEX STRESS STATE.

## Part 1. Effect of the principal stress direction on the soils strength

**BOLDYREV G.G.**

Director for research and innovation of the «NPP “Geotek”» Ltd, DSc (Doctor of Science in Technics), Penza, g-boldyrev@geotek.ru

**IDRISOV I.H.**

General director of the «NPP “Geotek”» Ltd, PhD (Candidate of Science in Technics), Penza, idrisov@npp-geotek.ru

### Summary

The article gives an overview of the state of studies of inherently and induced anisotropy influence on the strength and deformability of sands. The advantages and disadvantages of testing hollow soil samples with rotation of the principal stresses under static and cyclic

loading are given. The influence of boundary conditions and the geometry of a hollow sample on the uniformity of stresses and deformations in the wall of a cylindrical specimen is shown.

Similar studies should be conducted using modern instruments that allow studying the features of soils anisotropic behavior. The use of known devices is limited by the fact that each instrument is ideally suited for examining only certain stress paths in the space of principal stresses, and many of them also represent limitations in the unevenness of stresses and deformations or drainage conditions. Of all the currently available devices, the device for testing hollow cylindrical specimens is the only one that offers the possibility of three principal stresses independent control and the inclination of the largest and smallest principal stresses axes. 🌐

### References

1. Bugrov A.K., Golubev A.I. Anizotropnye grunty i osnovaniia sooruzhenii [Anisotropic soils and structures foundations]. SPb.: Nedra. 1993. 245 s.
2. Lomize G.M., Kryzhanovskii A.L. Osnovnye zavisimosti napriazhenno-deformirovannogo sostoiianiia i prochnost peschanykh gruntov [Main dependencies of stress-strain state and strength of sand soils] // Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov [Soil mechanics and foundation engineering]. 1966. № 3.
3. Lomize G.M., Kryzhanovskii A.L. Opredelenie mekhanicheskikh svoistv grunta v usloviakh prostranstvennogo napriazhennogo sostoiianiia [Soil mechanical properties determination in constant stress state conditions]. V kn.: Mekhanicheskie svoistva gruntov i voprosy stroitelstva zdaniia na uvlazhennykh lessovykh osnovaniakh [In: Mechanical properties of soils and structural engineering on loess foundations]. Groznyi. 1968.
4. Malyshev M.V. Pribor dlia opredeleniia mekhanicheskikh kharakteristik prochnosti i deformiruемости gruntov metodom krucheniiia [Torsional test machine for mechanical properties of strength and deformability] // AN SSSR, institut tekhniko-ekonomicheskoi informatsii. Seriya 31. Zemlianye raboty, osnovaniia i fundamenty. 1955. № 516/6. 11 s.
5. Albert C., Zdravkovic, Jardine R.J. Behaviour of Bothkennar clay under rotation of principal stresses // Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. Vermeer, Schweiger, Karstunen and Cunddy, 2003. P. 1–6.
6. Arthur R.F., Chua K.S., Dunstan T. Induced anisotropy in sand // Geotechnique. 1977. Vol. 27, No. 1, P. 13–30.
7. Bjerrum L. and Kummeneje O. Shearing resistance of sand samples with circular and rectangular cross sections // Norwegian Geotechnical Institute Publication, 1961. Vol. 44, No. 1.
8. Bjerrum L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils // Proc. VII-th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973. Vol. 3, P. 111–159.
9. Broms B.B., Casbarian A.O. Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate principal stress on the shear strength // Proceedings of the 6th ICSMFE, Montreal, 1965). Vol. 1. P. 179–183.
10. Casagrande A., Carrillo N. Shear Failure on Anisotropic Materials // Proc. Boston. Soc. of Civil Eng., 1944. Vol. 31. P. 74–87.
11. Cornforth D.H. Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand // Geotechnique. 1964. Vol. 14, No. 2. P. 143–167.
12. Dakoulas P., Sun Y. Behavior of Fine Sand Under Cyclic Rotation of Principal Stresses Using the Hollow Cylinder Apparatus // Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics, 1991. P. 535–542.
13. Gutierrez M., Ishihara K., Towhata I. Flow theory for sand during rotation of principal stress direction // Soils & Foundations, 1991, No. 31 (4). P. 121–132.
14. Gutierrez M., Ishihara K. Non-coaxiality and Energy Dissipation in Granular Material // Soils and Foundations, 2000. Vol. 40. P. 49–59.

15. *Drescher A.* An experimental investigation of flow rules for granular materials using optically sensitive glass particles // *Géotechnique*, 1976. Vol. 26. P. 591–601.
16. *Frydman S., Zeithlen J.G., Alpan I.* The Membrane Effect in Triaxial Testing of Granular Soils // *Journal of Testing and Evaluation*, JTEVA, 1973. Vol. 1, No. 1. P. 37–41.
17. *Goode C.D., Helmv M.A.* The strength of concrete under combined tensile and compressive stress // *Mag. of Cont. Rex*, 1967. 19. P. 105–112.
18. GCTS web-site, URL: [http:// www.gcts.com](http://www.gcts.com) (date of inquiry 30.10.2017).
19. *Gutierrez M., Ishihara K., Towhata I.* Flow theory for sand during rotation of principal stress direction // *Soils and Foundations*, 1991. Vol. 31, No. 4. P. 121–132.
20. *Habib M.P.* Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Shearing Strength of Soil // *Proceedings of third international conference on soil mechanics and foundation engineering*, 1953. Vol. 1. P. 131.
21. *Hight D.W., Gem A., Symes M.J.* The development of investigating a new hollow cylinder the effects of principal rotation in soils // *Geotechnique*, 1983. Vol. 33, No. 4. P. 355–383.
22. *Hong W.P., Lade P.V.* Elasto-plastic behaviour of K0 consolidated clay in torsional shear tests // *Soils and Foundations*, 1989. Vol. 29, No. 2. P. 127–140.
23. *Ishihara K., Towhata I.* Sand Response to Cyclic Rotation of Principal Stress Directions as Induced by Wave Loads // *Soils and Foundations*, 1983. Vol. 23, No. 4. P. 11–26.
24. *Ishibashi I., Sherif M.A.* Soil liquefaction by torsional simple shear device // *Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, 1974. Vol. 100, No. GT8. P. 871–887.
25. *Ishibashi I., Jenkins J.T., Choi J.W., Parker C.L.* The influence of boundaries on the volumetric behaviour of solid and hollow cylindrical specimens of glass beads // *Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society*, 1996. Vol. 36, No. 2. P. 45–55.
26. *Jardine R.J., Menkiti C.O.* The undrained anisotropy of K0 consolidated sediments // *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure. Balkema, Rotterdam*, 1999. P. 1101–1108.
27. *Kirkpatrick M.* The condition of failure for sands // *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, 1957. Vol. 1. P. 172–178.
28. *Kumruzzaman M., Yin J.-H.* Influence of principal stress direction on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite // *FactaUniversitatis. Series: Architecture and Civil Engineering*, 2010. Vol. 8, No 1. P. 79–97.
29. *Lade P.V.* Torsion shear tests on cohesionless soil // *Proc. 5th Pan Am. Conf. Soil Mech.*, Buenos Aires 1, 1975. P. 117–127.
30. *Lade P.V. Duncan J.M.* Cubical triaxial tests on cohesionless soil // *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1973. 99(SM10). P. 793–811.
31. *Lade P.V., Nam Y., Hong, W.P.* Interpretation of strains in torsion shear tests // *Comp. Geotech.*, 2009. Vol. 36 (1–2). P. 211–225.
32. *Lekarp F., Isacsson U., Dawson A.* State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates // *Journal of Transportation Engineering*, 2000. No. 126(1). P. 66–75.
33. *Li X.S., Dafalias Y.F.* A Constitutive Framework for Anisotropic Sand Including Non-proportional Loading // *Geotechnique*. 2004. Vol. 54, No. 1. P. 41–55.
34. *Lin H., Penumadu D.* Interpretation of combined axial-torsional test for 3D constitutive behavior of geo-materials // *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*, June 2–5, 2002, Columbia University, NY. P. 1–8.
35. *Logeswaran P.* Behaviour of sands under generalized loading and drainage conditions // *PhD Thesis, Carleton University*, 2010. 274 p.
36. *Lomise G. M., Kryzhanovsky A.L., Vorontsov E.I., Goldin A.L.* Study of deformation and strength of soils under three-dimensional state of stress // *Proc. 7th Int. Conf. Soil Me.*, Mexico City, 1969. P. 257–265.
37. *Miura K., Miura S., Toki S.* Deformation behaviour of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation // *Soils and Foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering*. 1986. Vol. 26, No. 1. P. 36–52.
38. *Miura K., Toki S., Miura S.* Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes // *Soils and Foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering*. 1986. Vol. 26, No. 3. P. 42–56.
39. *Molenkamp F., Luger H.J.* Modelling and Minimization of Membrane Penetration Effects in Tests on Granular Soils // *Geotechnique*, 1981. Vol. 31, No. 4. P. 471–486.
40. *Muramatsu M., Tatsuoka F.* Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sand by torsional simple shear test // *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Centre 14*, March, 1981. P. 79–101.
41. *Nabil S.E.* Shear strength of a cohesionless soil under plane strain and triaxial conditions // *Open Access Dissertations and Theses. Paper 484*.
42. *Nakata Y., Hyodo M., Murata H., Yasufuku N.* Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation // *Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society*. 1998. Vol. 38, No. 2. P. 115–128.
43. *Nemat-Nasser S., Okada N.* Radiographic and microscopic observation of shear bands in granular materials // *Geotechnique*, 2001. No. 9. P. 753–765.
44. *Nishimura S., Minh N.A., Jardine R.J.* Shear Strength Anisotropy of Natural London Clay // *Geotechnique*, 2007. Vol. 57, No. 1. P. 49–62.



45. *Novak M.E.* Creation of a laboratory testing device to evaluate instability rutting in asphalt pavements // PhD thesis, University of Florida, 2007. 176 p.
46. *Oda M.* Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material // *Soils and Foundations*, 1972. No. 12. P. 17–36.
47. *Pradel D., Ishihara K., Gutierrez M.* Yielding and Flow of Sand Under Principal Stress Axes Rotation // *Soils and Foundations*, 1990. Vol. 30, No. 1. P. 87–99.
48. *Rolo R.* The Anisotropic Stress-Strain-Strength Behaviour of Brittle Sediments // PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London 2003.
49. *Roscoe K.H., Bassett R.H., Cole E.R.L.* Principal axes observed during simple shear of a sand // *Proc. 4th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Oslo, (1967. P. 231–237.
50. *Saada A.S.* State of the art: Hollow cylinder torsional devices: their advantages and limitations // *Advance triaxial testing of soil and rock*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. P. 766–795.
51. *Saada A.S.* Hollow Cylinder Torsional Devices: their advantages and limitations // *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. P. 766–795.
52. *Saada A.S., Baah A.K.* Deformation and failure of a cross-anisotropic clay under combined stresses // *Proceedings of the 3rd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Caracas, 1967. Vol. 1. P. 67–88.
53. *Saada A.S., Zamani K.K.* The mechanical behavior of cross anisotropic clays // *Proceedings of the 7th ICSMFE*, Mexico, 1969. Vol. 1. P. 351–359.
54. *Saada A.S., Townsend F.C.* State of the art: Laboratory strength testing of soils // *Laboratory Shear Strength of Soil*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1980. P. 7–77.
55. *Sayao A., Vaid Y.* A critical assessment of stress non-uniformities in hollow cylinder test specimen // *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1991. Vol. 31, No. 1. P. 60–72.
56. *Sayao A.S.F.* Behaviour of sand under generalised stress paths in the hollow cylinder torsional device // PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1989. 196 p.
57. *Silvestri V., Diab R., Ducharme A.* Development of New Hollow Cylinder Triaxial Apparatus for the Study of Expansion Tests in Clay // *Geotechnical Testing Journal*. 2005. Vol. 28, No. 3. P. 1–9.
58. *Sivathayalan S., Vaid Y.P.* Truly Undrained Response of Granular Soils with no Membrane Penetration Effects // *Canadian Geotechnical Journal*, 1998. Vol. 35. P. 730–739.
59. *Sivathayalan Y.P.V.* Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands // *Canadian Geotechnical Journal*, 2002. Vol. 39, No. 1. P. 63–76.
60. *Symes M.J., Gens A., Hight D.W.* Undrained anisotropy and principal stress rotations in saturated sand // *Geotechnique*. 1984. Vol. 34, No. 1. P. 11–27.
61. *Symes M.J., Gens A., Hight D.W.* Drained principal stress rotation in saturated sand // *Géotechnique*, 1988. Vol. 38, No. 1. P. 59–81.
62. *Tatsuoka F., Sonoda S., Hara K., Fukushima S., Pradhan T.B.S.* Failure and Deformation of Sand in Torsional Shear // *Soils and Foundations*, (1986). Vol. 26, No. 4. P. 79–97.
63. *Tatsuoka F., Muramatsu M., Sasaki T.* Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sands by torsional simple shear test // *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1982. Vol. 22, No. 2. P. 55–70.
64. *Taylor G.I., Quinney H.* The plastic distortion of metals // *Phil. Trans. R. Soc. A* 230, 1931. P. 323–363.
65. *Tong Z.X., Zhang J-M, Yu Y.L., Zhang G.* Drained deformation behavior of anisotropic sands during cyclic rotation of stress principal axes // *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. 2010. Vol. 136, No. 11.
66. *Tong Z., Yu Y., Zhang J., Zhang G.* Deformation behavior of sands subjected to cyclic rotation of principal stress axes // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008. Vol. 30, No. 8. P. 1196–1202.
67. *Tong D., Mei Z.* Controlling and Realizing of Generalized Stress Paths in HCA Test // *EJGE*, 2016. Vol. 21. P. 5269–5283.
68. *Uthayakumar M.* Liquefaction of sands under multiaxial loading // PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1996. 198 p.
69. *Uthayakumar M., Vaid Y.P.* Static liquefaction of sands under multiaxial loading // *Canadian Geotechnical Journal*, 1998. Vol. 35, No. 2. P. 273–283.
70. *Vaid Y.P., Campanella R.G.* Comparison of Triaxial and Plane Strain Behaviour of an Undisturbed Clay // *ASCE, Geotech. Eng. Div.*, (1974. Vol. 100, GT3. P. 207–225.
71. *Vaid Y.P., Chung E.K.F., Kuerbis R.H.* Stress Path and Steady State // *Canadian Geotechnical Journal*, 1990. Vol. 27(1). P. 1–7.
72. *Vaid Y.P., Sayao A., Enhuang H., Nigussey D.* Generalized Stress-Path Dependent Soil Behaviour with a New Hollow Cylinder Torsional Apparatus // *Canadian Geotechnical Journal*, 1990. Vol. 27(5). P. 601–616.
73. *Vaid Y. P., Sivathayalan S.* Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands // *Canadian Geotechnical Journal*, 2002. No. 39. P. 63–76.

74. Wong R.C.K. Strain-induced anisotropy in fabric and hydraulic parameters of oil sand in triaxial compression // Canadian Geotechnical Journal, 2003. Vol. 40, No. 3. P. 489–500.
75. Uthayakumar M., Vaid Y.P. Static liquefaction of sands under multiaxial loading // Canadian Geotechnical Journal, 1998. Vol. 35, No. 2. P. 273–283.
76. Yang L.-T., Li X., Yu H.-S., Wanatowski S. A laboratory study of anisotropic geomaterials incorporating recent micromechanical understanding // ActaGeotechnica, 2016. Vol. 11. P. 1111–1129.
77. Wijewickreme D. Behaviour of sand under simultaneous increase in stress ratio and principal stress rotation // PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1990. 225 p.
78. Wrzesiński G., Lechowicz L. Influence of the rotation of principal stress directions on undrained shear strength // Ann. Warsaw Univ. of Life Sci. — SGGW, (2013). Vol. 45 (2). P. 183–192.
79. Wrzesiński G., Lechowicz L. Anisotropy of undrained shear strength in selected cohesive soil // Proceedings of the 24th European Young Geotechnical Engineers Conference (EYGEC), Durham, UK, 2015. P. 1–4.
80. Wrzesiński G., Lechowicz L. Testing of undrained shear strength in a hollow cylinder apparatus // Studia Geotechnica et Mechanica, 2015. Vol. 37, No. 2. P. 69–73.
81. Xiong H., Guo L., Cai Y., Yang Z. Experimental study of drained anisotropy of granular soils involving rotation of principal stress direction // European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2015. P. 1–25.
82. Zdravkovic L., Jardine R.J. Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions // Geotechnique. 1997. Vol. 47, No. 3. P. 407–437.
83. Zdravkovic L., Jardine R.J. The effects on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation // Geotechnique. 2001. Vol. 51, No. 1. P. 69–83.
84. Zhou J., Yan J., Xu C., Gong X. Influence of Intermediate Principal Stress on Undrained Behavior of Intact Clay under Pure Principal Stress Rotation // Mathematical Problems in Engineering, 2013. Vol. 2013, 10 p.

## GEOTECHNICAL CONTROL OF SOIL BASES BY THE CPT IN THE CRYOLITHOZONE

### ISAEV O.N.

Head of subdepartment, Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC "SIC "Construction"", PhD (Candidate of Science in Technics), Moscow, geotechnika2008@gmail.com

### SHARAFUTDINOV R.F.

Research scientist, Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC "SIC "Construction"", PhD (Candidate of Science in Technics), Moscow, r.f.sharaf@gmail.com

### VOLKOV N.G.

Fugro Consultants Inc., PhD (Candidate of Science in Technics), Houston, USA, ngv@fugro.ru

### Summary

Control of the built and operated buildings and structures bases is one of the important tasks for designers, builders and services in the area of permafrost. Despite the efforts in recent years, engineering-geocryological practice methods and approaches still do not meet the objectives of the geotechnical monitoring of bases. The capacity and experience in the application of modern field express methods of research of soils are weakly used. Domestic and foreign experience shows that for the geological conditions study and control of foundations on permafrost soils CPT has great potential, especially with the

### MINKIN M.A.

Chief geotechnical engineer, OJSC «Fundamentproekt», DSc (Doctor of Science in Technics), Moscow, fund@fundamentproekt.ru

### DMITRIEV G.YU.

Leading specialist, OJSC «Fundamentproekt», Moscow, dmitriev.g@fundamentproekt.ru

### RYZHKOV I.B.

Professor of the Department of Land Management, Construction and Hydraulics, Faculty of Nature Management and Construction, Bashkir State Agrarian University, DSc (Doctor of Science in Technics), Ufa, ig-ryzhk@yandex.ru

use of special multifunction probe with additional sensors and devices. The article presents the classification and the main types of special probes, their parameters, test methods, the applicability of the probes depending on ground conditions and tasks. The features and possibilities of application of CPT for the estimation of geotechnical parameters and characteristics of permafrost soils are provided. These parameters are: types and varieties of soils; state (thawed or frozen) soils; the natural temperature of the soil; the device thermometric observation wells; the position of waterlevel and groundwater mineralization; salinity and corrosiveness of soils; the degree of