

УДК 624.131.37:624.131.43

**МЕХАНИКА ГРУНТОВ КАК ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ
ОСНОВА СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ**

Соболевский Д. Ю.

*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Республика Беларусь*

Доклад посвящен проблеме дилатансии в механике грунтов. Доказывается, что классическая механика грунтов в части определения прочности сохраняет свою справедливость только при условиях так называемой свободной дилатансии, или в тех случаях, когда деформации объема в процессе формоизменения не стеснены. Автором дана общая трактовка теорий прочности, в которой прочностные и деформационные характеристики гранулированной среды количественно взаимосвязаны.

Report is dedicated to problem of Dilatancy in soil mechanics. It is proven that classical soil mechanics in part of strength evaluation is valid only in case of so called free dilatancy or in condition when volume deformation while distortion are not restricted. Author presents general version of strength theory when strength and deformation parameters of granular media are strictly correlated.

Дилатансия есть фундаментальное свойство зернистой среды, требующее специального учета и описания.

О. Рейнольдс

В 1994 и 1995 гг. автором были опубликованы монографии «Прочность и несущая способность дилатирующего грунта» [1, 3] и «Strength of Dilating Soils and Load-Holding Capacity of Deep Foundations» [2].

В монографиях делался вывод о том, что классическая механика грунтов в части определения прочности оснований сохраняет свою справедливость только при условиях так называемой свободной дилатансии, или в тех случаях, когда деформации объема в процессе формоизменения не стеснены.

Ограничение объемных деформаций существенно влияет, а скорее определяет прочность, демонстрируемую гранулированным материалом, и является существенным фактором прочности для грунтов, имеющих значительные включения фрикционной фракции.

В качестве иллюстрации используем простой пример О.Рейнольдса с мешками, наполненными одним и тем же песком, из которых один был изготовлен из жесткой резины, а второй из податливого каучука. Разумеется, сопротивление сжатию, равно как и деформирование обоих мешков будет разным.

К чему же отнести прочность: к сопротивлению песка или жесткости резины? К чему отнести прочность в основании глубокой опоры: к сопротивлению сдвигу в зоне внутреннего выпора или к деформационным характеристикам массива грунта, окружающего зону разрушения?

Что собой являет прочность: поведение грунта в заданных условиях деформирования или производную от раз и навсегда измеренных прочностных параметров? Вопрос: как и в каких условиях измеренных.

Как ни странно, но этот простые и очевидные вопросы, возникающие каждый раз при попытке расчета несущей способности сваи, анкера или траншейного фундамента, оценке устойчивости подпорных сооружений, остаются без ответа более 100 лет. Смеем утверждать большее: эти вопросы замалчиваются или игнорируются.

Между механикой грунтов, одной из главных задач которой является описание прочности на основе математических

и физических моделей, и практической геотехникой возник и нарастает разрыв: case histories или know-how явно преобладают над теорией. Весьма странно, что этот разрыв не становится предметом ожесточенных дискуссий. Тем более, что мы имеем дело с прикладной наукой, синтезирующей многие смежные отрасли знания. Наукой, призванной обслуживать практическую инженерную деятельность.

Настоящий доклад есть еще одно приглашение научной и инженерной общественности к широкой дискуссии по фундаментальной проблеме дилатансии в механике грунтов как к ключу к устранению многих противоречий и несуразностей в описании прочности грунтов.

1. Простое решение сложной проблемы?

Разрушение или мобилизация сдвиговой прочности могут происходить по двум основным схемам:

- когда деформации объема не ограничены и
- когда изменение объема грунта при сдвиге включает сопротивление со стороны массива грунта или другого материала, окружающего зону разрушения.

Для иллюстрации возьмем выпор грунта из-под основания фундамента мелкого заложения и контактный сдвиг по боковой поверхности армирующего грунт плоского элемента (рис. 1, 2). Предполагаем, что грунт плотный, имеющий крупную зернистую структуру, а армирующий элемент абсолютно жесткий.

1.1. Состояние свободной дилатансии

Моделью, иллюстрирующей напряженно-деформированное состояние в момент начала выпора, может служить полоса на поверхности грунта, нагруженная некоторым весом, равным среднему нормальному давлению на поверхности скольжения σ_{no} (рис. 1, б).

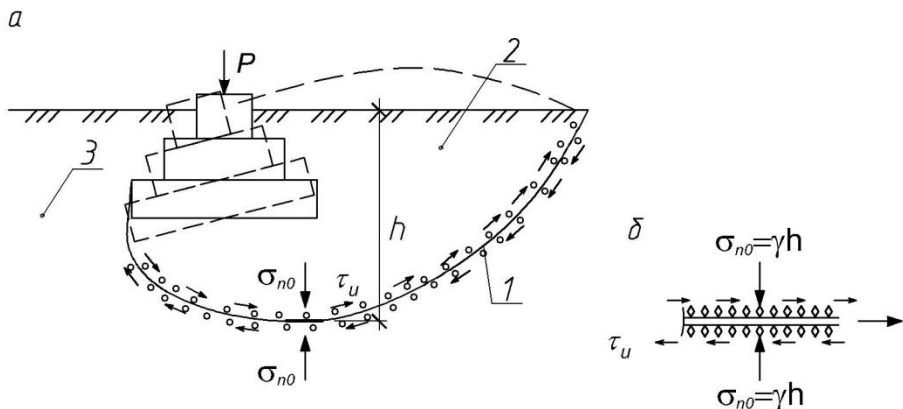


Рис. 1. Состояние свободной дилатансии:
a – выпор из-под основания фундамента мелкого заложения; *б* – участок линии скольжения и действующие напряжения;
 1 – крайняя линия скольжения; 2 – область выпора; 3 – массив грунта

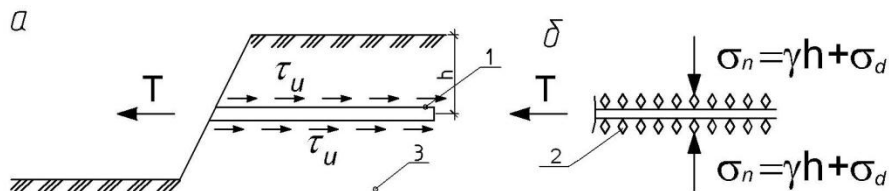


Рис. 2. Состояние стеснённой дилатансии:
a – сдвиг полосы, армирующей грунт; *б* – участок полосы сдвигагов;
 1 – полоса, армирующая грунт; 2 – зона дилатансии; 3 – массив грунта

В процессе сдвига, в контактном слое грунта, происходит переупаковка зерен с уменьшением плотности их сложения – объемная деформация (дилатансия). Однако эта деформация не приводит к изменению нормального давления в полосе скольжения

$$\sigma_n = \sigma_{n0} = \text{const.} \quad (1)$$

Данный простой пример отражает состояние так называемой свободной дилатансии, описываемой в классической механике грунтов законом Кулона или уравнением Ренкина:

$$\tau_u \leq \sigma_{no} \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

$$(\sigma_{o1} - \sigma_{o3}) / (\sigma_{o1} + \sigma_{o3}) \leq \sin \varphi \quad (3)$$

где τ_u – предельное сопротивление сдвигу; σ_{no} – начальное нормальное напряжение; φ – угол внутреннего (контактного) трения грунта; σ_{o1} и σ_{o3} – главные нормальные напряжения.

1.2. Состояние дилатансии ограниченной или стесненной

Рассмотрим особенности сдвига в грунте того же гранулометрического состава, плотности и влажности по контакту с внедренным в массив телом, например корнем анкера (рис. 3). Допустим, что в начальном состоянии на поверхность этого тела воздействует то же нормальное давление, что и в случае поверхностного выпора (рис. 1, а) и зададим вопрос, опишет ли уравнение (2) предельное сопротивление сдвигу, а, следовательно, и несущую способность анкера с определенной площадью контактной поверхности.

Очевидно – нет. Для расчета несущей способности будут использованы данные полевых испытаний, накопленная статистика, инженерное чутье, но никогда закон сухого трения, заимствованный для грунтов. При этом будет подразумеваться, что разница между расчетным значением (по Кулону) и фактическим может составить и 10 и 15 раз! Рассмотрим причину такого вопиющего несоответствия с помощью модели, представленной на рис. 3, а, б.

Начальное давление на поверхность сдвига внутри массива грунта равнялось той же величине σ_{no} . Однако при воздействии сдвигающей нагрузки зерна грунта в полосе скольжения ведут себя иначе. При достижении предельного сопротивления сдвигу τ_u происходит то же разуплотнение зерен с их переупаковкой и проворачиванием. Наблюдается объемная деформация дилатансии, которая встречает отпор окружающего массива грунта, в котором изменения сложения зерен нет.

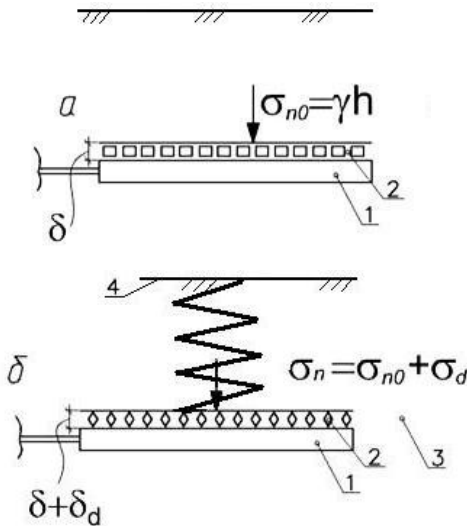


Рис. 3. Модель сдвига по контакту корня анкера в массиве грунта:

- a* – начальное состояние;
б – состояние предельной мобилизации контактного трения;
 1 – корень анкера; 2 – зона дилатансии; 3 – массив грунта;
 4 – граница зоны распределения упругих деформаций

Соответственно, именно эта реакция определит нормальное давление при сдвиге и величину мобилизуемой прочности, т.е.

$$\sigma_n \neq \sigma_{n0} . \quad (4)$$

На рис. 3, *б* это реакция массива на дилатансию, отображено в виде упругой пружины.

Если вернуться к наглядной модели Рейнольдса, то прочность грунта определит жесткость мешка, в который он помещен. Мешком является массив, в котором не происходит переупаковки зерен или пластической деформации с дилатансией.

Уравнения (2) и (3) в таком случае получают вид:

$$\tau_u \leq \sigma_{n0} + \text{tg}\varphi' \quad (5)$$

$$(\sigma_{o1} - \sigma_{o3}) / (\sigma_{o1} + \sigma_{o3} + 2\sigma_d) \leq \sin\varphi', \quad (6)$$

где σ_d – приращение нормального давления от дилатантного распухания; ϕ' – мобилизованный угол внутреннего (контактного) трения.

Очевидно, что нормальное давление должно зависеть от деформируемости массива грунта, а значение угла внутреннего трения следует уточнить с учетом условий разрушения.

Могут ли быть модели свободной и ограниченной (стесненной) дилатансии количественно описаны?

2. Основные допущения и закономерности

2.1. Разделение деформаций на пластические и упругие

Эффективные теории, как правило, строятся на простых и понятных моделях.

Механика Ньютона не допускает в математических формулах физических законов большого числа переменных параметров. Инженер, как пользователь теории нуждается в определенности. Бывшие популярными в 20 веке громоздкие упруго-пластические теории не имели успеха прикладного именно по этим причинам.

Итак, в предлагаемой нами модели предполагается, что разрушение с пластическим деформированием грунта всегда локализовано в некоторой ограниченной области (зоне), за пределами которой деформации являются упругими.

Подтверждением справедливости этого положения могут стать многочисленные исследования, показывающие, что пластические дилатантные деформации, как правило, ограничиваются тонким слоем по контакту сдвига в 10–15 средних диаметров зерен, либо приурочены к размеру и форме вдавливаемого тела при внутреннем выпоре (например, под нижним концом сваи).

Пластическая деформация несвязного грунта может быть связана только с возникновением скольжений в точках контакта зерен или их скалывания. Оба этих явления носят необратимый характер и приводят к изменению исходного сложения зерен. Обратимые же деформации, обусловлены только деформированием в точках контактов и не связаны с изменением исходной упаковки зерен. Подобное деформирование означает сжатие собственно материала зерен и по своей природе является упругим.

Понятно, что упругое деформирование такого рода возможно лишь при очень небольших перемещениях. Так и есть. Для песков дилатантное перемещение, в т.ч. фиксируемое при сдвиговых испытаниях, редко превышает доли миллиметра, т.е. величин, редко учитываемых в геотехнической практике.

Затруднение вызывает определение значений модуля упругости грунта E , что обусловлено недостаточной разработанностью методов измерения и отсутствием прикладного интереса к этой характеристике.

Представляется, что предпочтительнее использовать геофизические измерения модуля упругости через прохождение продольных волн. В первом приближении возможно применение штамповых и компрессионных испытаний с многократной повторностью нагрузок и разгрузок (секущий модуль).

Эта величина составляет порядка восьми значений модуля деформации:

$$E = 8E_o, \quad (7)$$

где E_o – модуль общей деформации песка.

Описания упругой реакции массива на дилатансию зоны разрушения нами возможно посредством коэффициента упругого отпора (равномерного сжатия)

$$K = \Delta\sigma_d / \Delta\delta_d, \quad (8)$$

отражающим пропорциональность между приращениями дилатантного напряжения $\Delta\sigma_d$ и соответствующим перемещением $\Delta\delta_d$.

Эти величины связаны с модулем упругости массива соотношениями:

Ляме, для осесимметричной задачи (сдвига цилиндрического тела)

$$E = (1 + \nu)rK, \quad (9)$$

и Шлейхера, для плоской задачи (сдвига по полосе)

$$E = (1 - \nu^2)\omega bK, \quad (10)$$

где E – модуль упругости массива грунта; ν – коэффициент Пуассона; r – радиус поверхности сдвига; K – коэффициент упругого отпора грунта; ω – коэффициент формы сдвигаемой поверхности; b – ширина поверхности сдвига.

2.2. Модель контактного сдвига во взаимосвязи с упругим деформированием массива

Вернемся к модели сдвига в условиях ограниченной дилатансии (рис. 3). Упругую реакцию массива грунта сверху от полосы скольжения можно отобразить размещением пружины некоторой жесткости

$$S = \Delta P / \Delta \delta_d, \quad (11)$$

где: ΔP – приращение давления от сжатия при дилатантном перемещении $\Delta \delta_d$.

При сдвиге поверхности площадью A :

$$\Delta P = \Delta \sigma_d / A, \quad (12)$$

а с учетом (8)

$$S = \frac{\Delta \sigma_d}{\Delta \delta_d} A = KA. \quad (13)$$

Приведенные выше простые математические построения показывают возможность моделирования условий ограничения дилатансии в приборах при приложении нагрузки через упругую пружинную связь (динамометр).

Таким образом, величина мобилизованной сдвиговой прочности является функцией жесткости массива грунта, модуля упругости и угла внутреннего трения

$$\tau_u = f(K, E, \varphi') \quad (14)$$

2.2. Условия дилатансии в зависимости от геометрии зоны разрушения

Исходя из модели на рис. 3, дилатансия есть перемещение условной границы между пластическими и упругими деформациями, диктуемое жесткостью массива грунта. Характеристика жесткости есть производная от модуля упругости массива и площади контакта. При малой площади жесткость больше. Соответственно и большее приращение нормального давления.

Иными словами, одна и та же объемная деформация грунта одинакового гранулометрического состава, имеющего одинаковое значение модуля упругости, вызовет разное приращение нормального давления в основании сваи диаметром 100 мм и 1000 мм. Удельное сопротивление сдвигу и/или сопротивление внутреннему выпору у сваи меньшего диаметра окажется больше.

На модели (рис. 4) это можно наглядно иллюстрировать длиной пружины, моделирующей реакцию массива грунта. В случае сваи большего диаметра длина пружины больше. Соответственно, приращение нормального давления меньше.

Наши исследования выявили, что дилатантная составляющая сопротивления сдвигу достаточно хорошо описывается уравнением

$$\tau_d = a^3 \sqrt[3]{K}, \quad (15)$$

где a – коэффициент крупности зерен грунта.

Для сдвига плоскости и цилиндрического тела

$$\tau_d = a^3 \sqrt[3]{\frac{E}{(1+\nu)r}} \quad (16)$$

и

$$\tau_d = a^3 \sqrt[3]{\frac{E}{(1-\nu^2)\omega b}}. \quad (17)$$

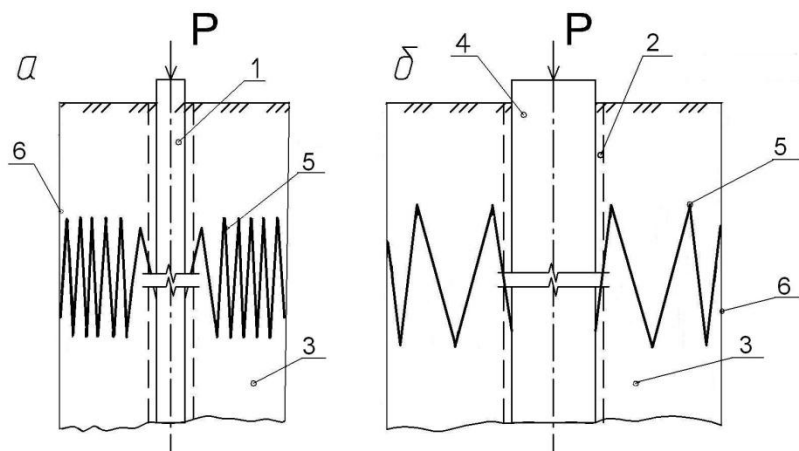


Рис. 4. Сдвиг сваи малого и большого диаметра:
a – свая малого диаметра; *б* – свая большого диаметра;
 1 – микросвая; 2– зона дилатансии; 3– массив грунта;
 4 – опора большого диаметра; 5 – пружины, моделирующие упругие свойства
 грунта; 6– граница зоны распределения упругих деформаций

2.3. Параметр прочности как функция условий дилатансии

Нами выявлено, что угол внутреннего или контактного трения φ' есть функция условий реализации дилатансии.

Угол внутреннего трения можно выразить как сумму углов минерального трения φ_{μ} и трения зацепления (межгранулярного трения) φ_g

$$\varphi' = \varphi_{\mu} + \varphi_g . \quad (18)$$

Минеральное трение есть относительная константа, отвечающая минеральному составу. Для кварцевых песков угол минерального трения составляет порядка 28 град.

Реализуемый угол межгранулярного трения φ_g зависит от условий дилатансии в зоне разрушения и диктуется жесткостью массива грунта. Чем более дилатансия стеснена, тем больше механизм сдвига приближается к механизму минерального трения и тем меньше влияние зацепления зерен.

Это явление достаточно хорошо описывается экспоненциальной функцией вида

$$\varphi' = \varphi_{\mu} + (\varphi_0 - \varphi_{\mu}) e^{-\alpha K}, \quad (19)$$

где $(\varphi_0 - \varphi_{\mu})$ есть не что иное, как угол зацепления зёрен φ_g .

Для осесимметричной задачи (сдвига цилиндрического тела)

$$\varphi' = \varphi_{\mu} + (\varphi_0 - \varphi_{\mu}) e^{-\alpha \frac{E}{(1+\nu)r}}, \quad (20)$$

Соответственно, для плоской

$$\varphi' = \varphi_{\mu} + (\varphi_0 - \varphi_{\mu}) e^{-\alpha \frac{E}{(1-\nu^2)\omega b}} \quad (21)$$

Таким образом, параметр прочности есть функция не только природного сложения грунта, но также и геометрии зоны разрушения.

3. Графическое описание универсального закона прочности

Приведенные выше аргументы не опровергают условия прочности в редакции (1) или (2).

Подразумевается лишь, что нормальное давление в зоне сдвига и величина реализуемого параметра прочности являются функциями упругой реакции массива грунта на дилатансию. Если такой реакции нет, то возникает частный случай, при котором нормальное давление в зоне сдвига постоянное, а угол внутреннего трения достигает максимальной величины.

Универсальное описание сдвиговой прочности возможно с помощью группы графиков на рис. 5, и, соответственно, уравнениями (22) и (23).

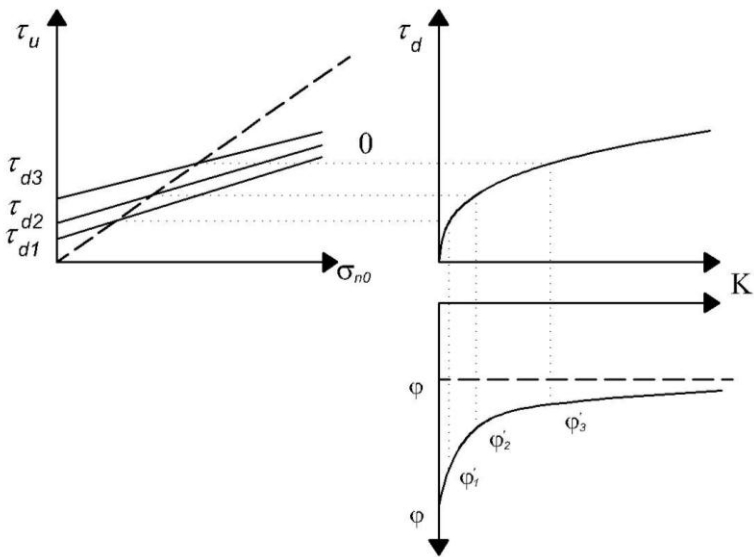


Рис. 5. Графики зависимостей «предельное сопротивление сдвигу τ_u – начальное нормальное давление σ_{n0} », «дилатантная составляющая прочности τ_d и угол внутреннего (контактного) трения ϕ' – коэффициент упругого отпора K »

$$\tau_u \leq a^3 \sqrt{\frac{E}{(1+\nu)r}} + \sigma_{n0} \operatorname{tg}[\varphi_\mu + (\varphi_0 - \varphi_\mu) e^{-\alpha \frac{E}{(1+\nu)r}}]. \quad (22)$$

$$\tau_u \leq a^3 \sqrt{\frac{E}{(1-\nu^2)\omega b}} + \sigma_{n0} \operatorname{tg}[\varphi_\mu + (\varphi_0 - \varphi_\mu) e^{-\alpha \frac{E}{(1-\nu^2)\omega b}}]. \quad (23)$$

4. Дилатансия – связующее звено между прочностными и деформационными параметрами

При ограничении дилатансии наблюдается два параллельных явления.

Прирост нормальных напряжений оказывается настолько больше, а реализуемое значение угла внутреннего трения настолько меньше, насколько сильнее ограничение свободы

деформирования объема в процессе формоизменения. При этом предельное сопротивление сдвигу (внутреннему выпору) определяется уровнем нормальных напряжений, мобилизованных в момент максимальной дилатансии.

Свободная дилатансия является частным случаем условий разрушения. Один и тот же грунт при разных условиях проявляет разную прочность. Дилатансия есть мост между прочностью грунта и условиями его деформирования.

Как показано выше, существует корреляционная связь между значениями параметров прочности и модулем упругости грунта.

Прочность грунта является функцией условий разрушения, которые определяются двумя фундаментальными свойствами: внутренним трением и дилатансией. Заданное значение параметра прочности отсутствует. Угол внутреннего трения может изменяться от максимального значения при свободной дилатансии ϕ_0 до минимального, близкого к величине минерального трения ϕ_g при полном ее ограничении.

Теория прочности Кулона-Мора в ее традиционном прочтении, равно как и стандартные методы испытаний грунтов, справедливы лишь в частном случае полностью свободной дилатансии. Этот факт и объясняет причину неудач при попытках ее использования для задач современной геотехники.

Технология возведения фундаментов является фактором, определяющим условия мобилизации прочности основания, которые могут соответствовать схемам как свободной и стесненной дилатансии.

Фактор стесненной дилатансии является главным резервом повышения несущей способности и эффективности фундаментов глубокого заложения. Понимание этого открывает путь к совершенствованию технологий, обеспечивающих активное и целенаправленное воздействие на грунт основания. Подобные технологии называют интенсивными.

Включение дилатансии, как фундаментального свойства и важнейшего фактора прочности, в современную механику грунтов откроет большие перспективы для развития этой науки как теоретической основы практической деятельности. Устраняются многие противоречия. Создается метод оценки поведения системы «конструкция-грунт» как композитного материала.

Автор убежден, что задача учета дилатансии при оценке прочности далеко выходит за рамки механики грунтов. Аналогичные явления и процессы свойственны веществам разного фазового состояния, а, соответственно, и поведению материалов в них.

Литература

1. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск : Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.
2. Sobolevsky, D.Yu. Strength of Dilating Soil and Load-Holding Capacity of Deep Foundations / D.Yu.Sobolevsky. – Rotterdam : A.A. Balkemapubl., 1995. – 243 p.
3. Режим доступа : <http://www.twirpx.com/files/pgs/basement/soils/>.