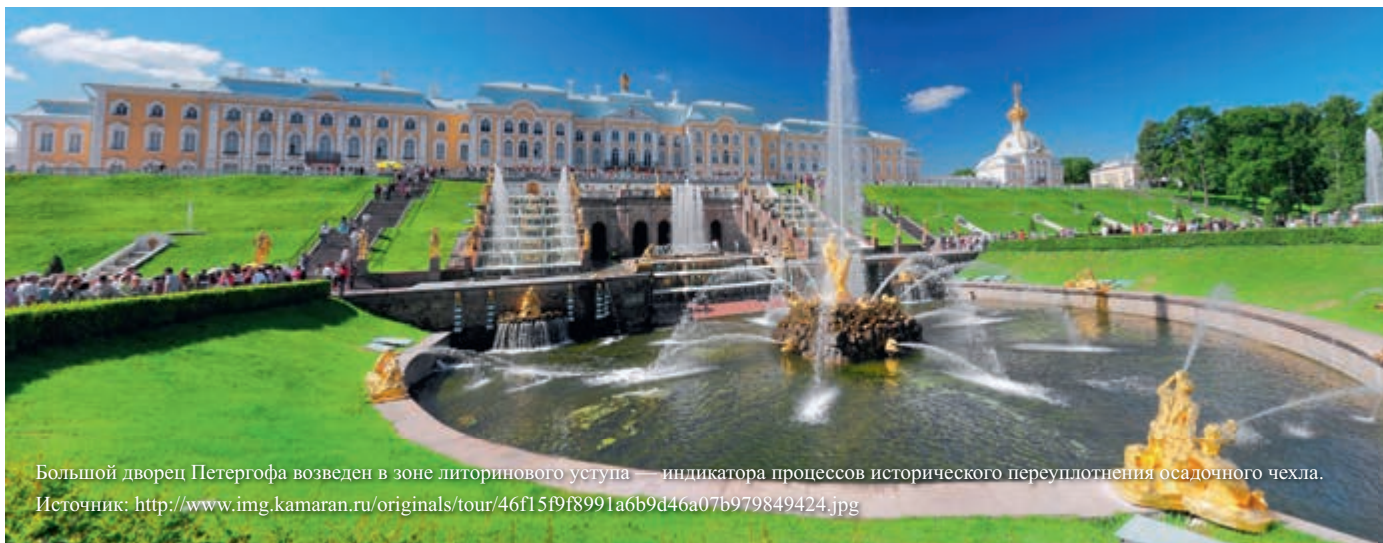


# МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ ПЕРЕУПЛОТНЕНИЯ НА ОСНОВЕ СТАТИСТИЧЕСКИХ ЗАВИСИМОСТЕЙ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ИНДЕКСА КОМПРЕССИИ. ЧАСТЬ 2. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ МЕТОДА



Большой дворец Петергофа возведен в зоне литоринового уступа — индикатора процессов исторического переуплотнения осадочного чехла.  
Источник: <http://www.img.kamaran.ru/originals/tour/46f15f9f8991a6b9d46a07b979849424.jpg>

## ВАСЕНИН В.А.

ООО «ПИ Геореконструкция», г. Санкт-Петербург, Россия, [vavasenin@mail.ru](mailto:vavasenin@mail.ru)

Адрес: Измайловский пр., д. 4, оф. 414, г. Санкт-Петербург, 190005, Россия

Оригинальная статья

Поступила в редакцию 02.08.2019 / Принята к публикации 23.12.2019 / Дата публикации 29.12.2019

© ООО «Геомаркетинг», 2019

## Аннотация

Вторая часть работы посвящена детализации идей предложенного метода оценки давления переуплотнения, построенного на основе учета потерь эффективных напряжений в результате нарушения природной структуры лабораторных образцов с использованием критерия изменения коэффициента пористости при величине природного эффективного напряжения. Для реализации метода предлагается концепция «идеальной седиментационной кривой». Рассмотрен практический пример использования упрощенного варианта метода оценки давления и коэффициентов переуплотнения на площадке в Санкт-Петербурге на основе аппроксимации зависимостей индексов компрессии от величины природного коэффициента пористости. Экспресс-оценка давления переуплотнения выполняется, исходя из изменения физических свойств грунтового массива с глубиной. Используя терригенный характер происхождения грунтовой толщи (в Санкт-Петербургском регионе), близкие по минеральному составу (по диаграммам активности и пластичности) отложения осадочного чехла, показана возможность применения метода как для четвертичных (голоценовых и плейстоценовых отложений), так и для древних отложений — вендских и кембрийских глин. Для выполнения верификационных процедур оценки распределения давления переуплотнения производится вычисление недренированной сдвиговой прочности с использованием корреляционных зависимостей в соответствии с уравнениями механики предельных состояний. По результатам оценки распределения давления переуплотнения в толще слабых голоценовых отложений более чем на десяти площадках, расположенных в пределах Приневской низины, были оценены основные механизмы реализации преуплотнения слабой глинистой толщи. С учетом рассмотренных корреляционных зависимостей приведено распределение коэффициентов бокового давления в грунтовой массе в состоянии покоя. Сделан вывод о необходимости разработки универсальных критериев нарушения природной структуры лабораторных образцов.

## Ключевые слова:

компрессионные испытания; давление переуплотнения; коэффициент переуплотнения; нарушение природной структуры лабораторных образцов; индекс компрессии; недренированная сдвиговая прочность; коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя; статистические оценки; седиментационная кривая; гляциальные, постгляциальные отложения; инженерно-геологические условия г. Санкт-Петербург

## Ссылка для цитирования:

Васенин В.А., 2019. Метод определения давления переуплотнения на основе статистических зависимостей распределения индекса компрессии. Часть 2. Особенности работы метода. Инженерная геология, Том XIV, № 4, с. 24–42, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2019-14-4-24-42>.

# THE METHOD OF DETERMINING THE OVERCONSOLIDATION PRESSURE BASED ON THE STATISTICAL DEPENDENCE OF THE DISTRIBUTION OF THE COMPRESSION INDEX. PART 2. FEATURES OF THE METHOD

VLADISLAV A. VASENIN

"Design Institute Georekonstrukciya" LLC, Saint Petersburg, Russia, vvasenin@mail.ru

Address: Bld. 4, Office 414, Izmailovsky Ave, 190005, Saint Petersburg, Russia

Original paper

Received 02 August 2019 / Accepted 23 December 2019 / Published 29 December 2019

© "Geomarketing" LLC, 2019

## Abstract

The second part of the work is devoted to detailing the ideas of the proposed method evaluation of the overconsolidation pressure, based on taking into account the loss of effective stresses as a result of sample disturbance (using the criterion for changing the void ratio at the value of natural effective stress). To implement the method, the concept of an "ideal sedimentation curve" is proposed. A practical example of the use of a simplified version of the method for estimating pressure and overconsolidation ratio at a site in Saint Petersburg based on the approximation of the dependences of compression indices on the value of the natural void ratio is considered. Rapid assessment of overconsolidation pressure is performed based on the change in the physical properties of the soil mass with depth. Using the terrigenous nature of the soil strata (in the Saint Petersburg region), similar in terms of mineral composition (according to diagrams of activity and plasticity) of sedimentary cover deposits, the possibility of using the method for both Quaternary (Holocene and Pleistocene sediments) and ancient sediments of Vendian and Cambrian clay. To perform verification procedures for estimating the distribution of the overconsolidation pressure, the calculation of undrained shear strength is performed. Calculations are performed using correlation dependences in accordance with the equations of the critical state soil mechanics. Based on the results of evaluating the distribution of overconsolidation pressure in the thickness of weak Holocene sediments at more than ten sites located within the Prinevskaya lowland, the main mechanisms for the implementation of overconsolidation of weak clay strata were evaluated. Taking into account the considered correlation dependences, the distribution of the lateral pressure coefficients in the soil mass at rest is given. The conclusion is made about the need to develop universal criteria for the sample disturbance.

## Key words:

compression tests; overconsolidation pressure; overconsolidation ratio; samples disturbance; compression index; undrained shear strength; lateral pressure factor of the soil at rest; statistical estimates; sedimentation curve; glacial, postglacial deposits; engineering-geological conditions of Saint Petersburg

## For citation:

Vasenin V.A., 2019. The method of determining the overconsolidation pressure based on the statistical dependencies of the distribution of the compression index. Part 2. Features of the method. Engineering Geology World, Vol. XIV, No. 4, pp. 24–42, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2019-14-4-24-42>.

## СПИСОК ПРИНЯТЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ:

- $e_0$  — коэффициент пористости грунта в условиях природного состояния;
- $e_1$  — седиментационный параметр аппроксимации компрессионной кривой — коэффициент пористости при давлении 1 кПа;
- $e_1^*$  — скорректированное значение (для образца ненарушенной структуры) седиментационного параметра аппроксимации компрессионной кривой — коэффициент пористости при давлении 1 кПа;
- $C_c, C_{ce}$  — индекс компрессии;
- $C_{r,s}$  — рекомпрессионный/разгрузочный индекс;
- $C_c^*$  — индекс компрессии (для образца ненарушенной структуры);
- $\Delta e$  — изменение коэффициента пористости образца при вертикальном эффективном напряжении от собственного веса грунта (в условиях природного напряженного состояния);
- $d = \frac{\Delta e}{e_0}$  — ( $d$ -disturbance) параметр качества лабораторного образца Т. Lunne с соавторами [27];
- $K_0$  — коэффициент бокового давления в грунтовом массиве в состоянии покоя;
- $\sigma_p^1$  — давление переуплотнения;
- $\sigma_v^1$  — вертикальное эффективное напряжение в скелете от собственного веса грунта (бытовое давление);
- $\sigma_{int}^1$  — вертикальное эффективное напряжение в точке пересечения линий нормального уплотнения образца нарушенной и ненарушенной структуры;
- $OCR$  — коэффициент переуплотнения;
- $m_1$  — (modulus number) число модуля Janbu [20];
- $\varphi_{ic}^1$  — угол внутреннего трения (трехосные испытания);

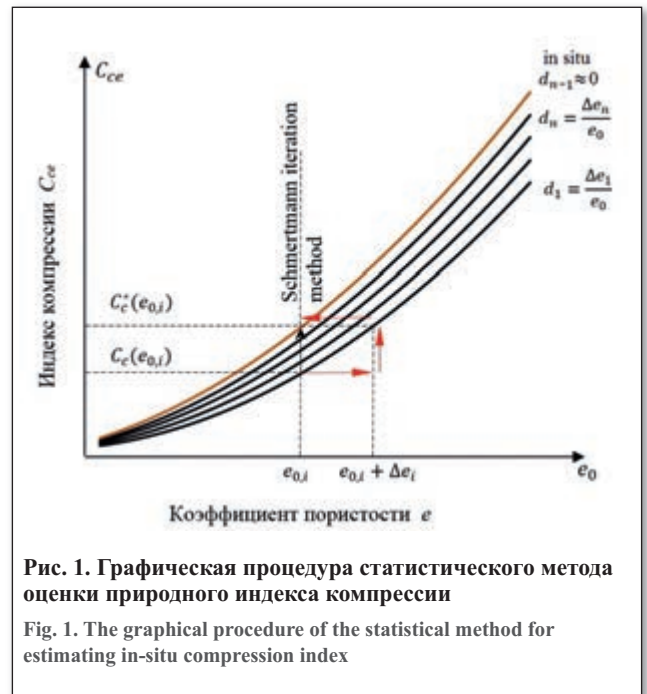
- $q_c$  — сопротивление внедрению конуса зонда при выполнении статического зондирования, кПа;
- $c_u$  — величина недренированной сдвиговой прочности (общая характеристика);
- $c_{UUC}$  — величина недренированной сдвиговой прочности по результатам неконсолидированно-недренированного испытания в трехосном приборе;
- $c_{CIUC}$  — величина недренированной сдвиговой прочности по результатам изотропно консолидированно-недренированного испытания в трехосном приборе;
- $c_{CKUC}$  — величина недренированной сдвиговой прочности по результатам консолидировано ( $K_0$  — траектория)-недренированного испытания в трехосном приборе;
- $c_{UDSS}$  — величина недренированной сдвиговой прочности по результатам плоского простого сдвига;
- $S$  — нормализованный параметр недренированной прочности;
- $\alpha$  — коэффициент пропорциональности между величиной недренированной сдвиговой прочности и давлением переуплотнения;
- $m \approx \Lambda$  — степенной коэффициент объемной пластической деформации (SHANSEP);
- $POP$  — (preoverbunden pressure) эквивалентное значение исторического давления переуплотнения;
- $\rho_s$  — плотность частиц грунта;
- $S_t$  — параметр чувствительности;
- $I_p$  — индекс пластичности;
- $OC$  — индекс обозначает переуплотненное состояние;
- $NC$  — индекс обозначает нормально уплотненное состояние.

**Введение. Описание статистического метода**

В первой части работы [5] приведено обоснование необходимости разработки экспресс-метода оценки давления и коэффициента переуплотнения грунтов по результатам обработки компрессионных испытаний лабораторных образцов с нарушением природной структуры.

На сегодняшний день известно несколько методов восстановления природной структуры образцов для выполнения трехосных испытаний. Здесь можно отметить, прежде всего, концепцию образца «отличного качества» [23], концепцию «идеального образца», предложенную в 1985–1987 гг. М.М. Baligh [9, 10], а также реконсолидационные процедуры, предложенные L. Vjertum [11, 12]. Значительным развитием в направлении учета потерь эффективных напряжений в скелете вследствие нарушения природной структуры образцов явился метод SHANSEP [24, 25]. Основной проблемой перечисленных методов применительно к трехосным испытаниям оказалась невозможность восстановления сдвиговой жесткости образцов, несмотря на достижение близкого значения прочностной характеристики — недренированной сдвиговой прочности. Естественно, что в отсутствии процедур, позволяющих хотя бы частично выполнить восстановление реальной жесткости образцов (объемной и сдвиговой), возникают достаточно жесткие требования к качеству образцов, их отбору, транспортировке и хранению, что получило отражение в национальных и международных стандартах. Понятно, что эта проблема применительно к компрессионным испытаниям целиком и полностью аналогична проблеме восстановления природной структуры при проведении трехосных испытаний.

Краеугольным камнем всех методов определения давления переуплотнения является точность получения положения линии нормального уплотнения (индекса компрессии и седиментационного параметра — коэффициента пористости на линии нормального уплотнения при величине эффективного давления равного 1 кПа). Предположим, что в результате каких-то специальных приемов удалось эмпирически получить зависимость индекса компрессии от физических параметров (без нарушения природной структуры лабораторного образца). Результаты статистической обработки результатов испытаний таких «идеальных образцов»



**Рис. 1. Графическая процедура статистического метода оценки природного индекса компрессии**

Fig. 1. The graphical procedure of the statistical method for estimating in-situ compression index

можно назвать эталонной аппроксимацией. Реальные образцы всегда будут иметь какую-то степень нарушения природной структуры при отборе и транспортировке, соответственно, результаты аппроксимирующих функций (зависимостей индексов компрессии от коэффициента пористости) всегда будут находиться ниже коллекции «идеальных образцов». Результаты аппроксимации зависимостей индекса компрессии относительно начального коэффициента пористости (для грунтов близкого гранулометрического и минерального составов) можно описать набором изолиний в зависимости от параметра нарушения природной структуры лабораторного образца. Причем чем выше степень нарушения природной структуры, тем больше будет степень деградации параметра индекса компрессии [8, 34, 35]. Если рассматривать отдельное лабораторное испытание, то чем выше качество образца, тем ближе значение его индекса компрессии будет располагаться к «эталонной» аппроксимационной зависимости. Как отмечено в [5], по-видимому, единственным на сегодняшний день методом приближения

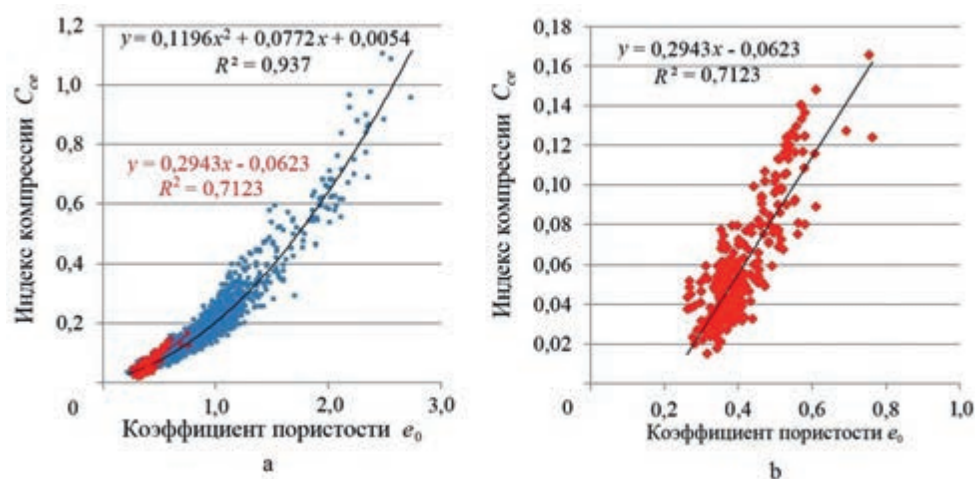


Рис. 2. Зависимость индекса компрессии от коэффициента пористости для четвертичных грунтов (а) и вендских глин (б) — выборка 340 испытаний при больших давлениях (в диапазоне 4,5–10,0 МПа). Синий цвет — образцы грунта четвертичного возраста, красный — вендские и кембрийские глины (испытания при больших давлениях)

Fig. 2. The dependence of the compression index on the porosity ratio for quaternary soils (a) and Vendian clays (b) (sample 340 tests at high pressures in the range of 4.5–10.0 MPa). Blue color — samples of soil of Quaternary origin, red — Vendian and Cambrian clay (tested at high pressures)

значения индекса компрессии к области эталонной зависимости является итерационный метод J.N. Shmertmann [32]. Однако он слишком громоздкий и имеет множество существенных допущений и ограничений, поэтому в современной практике используется лишь упрощенная процедура этого метода. Суть ее заключается в поиске точного положения участка линии нормального уплотнения. В принципе, сходное построение (с определением реального положения линии нормального уплотнения) имеет оптимизационный метод Н.М. Jacobsen [18], использующийся для глинистых грунтов в Дании.

Основная идея предлагаемого метода состоит в обработке не единичного испытания, а коллекции, которая описывается любой из изолиний индекса компрессии с определенным значением параметра нарушения природной структуры. Эффекты нарушения природной структуры отражаются на потерях эффективного напряжения в скелете, что вызывает деградацию давления переуплотнения и индекса компрессии [8, 27]. Если аппроксимационная зависимость индекса компрессии записана относительно природной величины коэффициента пористости, то эквивалентное значение индекса компрессии в коллекции «идеальных образцов» можно приближенно оценивать зависимостью:

$$C_c^*(e_0) \approx C_c(e_0 + \Delta e). \quad (1)$$

В этом случае общее аппроксимационное квадратичное уравнение для приближенного определения истинного положения линии нормального уплотнения примет общий вид:

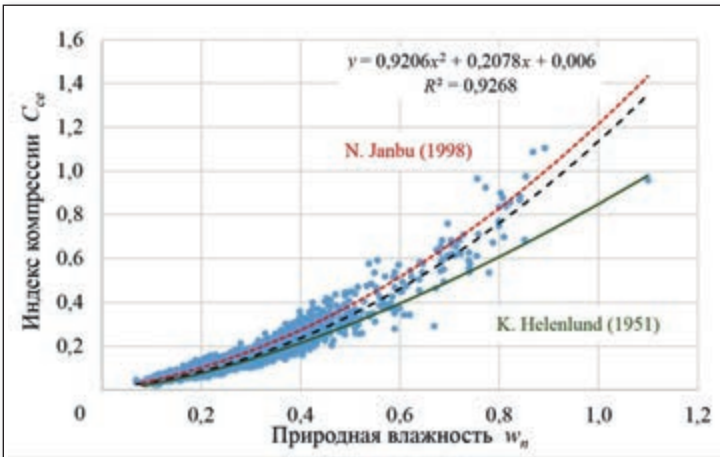
$$\begin{aligned} C_c^*(e_0) &= a(e_0 + \Delta e)^2 + b(e_0 + \Delta e) + c = \\ &= a(e_0 + de_0)^2 + b(e_0 + de_0) + c = \\ &= ae_0^2(1 + d)^2 + b(1 + d) + c, \end{aligned} \quad (2)$$

где  $d = \frac{\Delta e}{e_0}$  — параметр нарушения природной структуры грунта Т. Lunne с соавторами [27].

Рассматриваемый упрощенный вариант метода предполагает восстановление компрессионной сжимаемости по уже известной аппроксимационной зависимости с определенной степенью нарушения природной структуры лабораторных образцов. Таким образом, концепция метода постулирует возможность замены итерационной процедуры J.N. Shmertmann [32] введением поправок в величину индекса компрессии на приращениях, равных потерям коэффициента пористости в результате нарушения природной структуры, на известных трендах в рамках коллекции (рис. 1). Процедура метода предполагает выбор изолинии индекса компрессии от коэффициента пористости в зависимости от параметра нарушения природной структуры лабораторного образца.

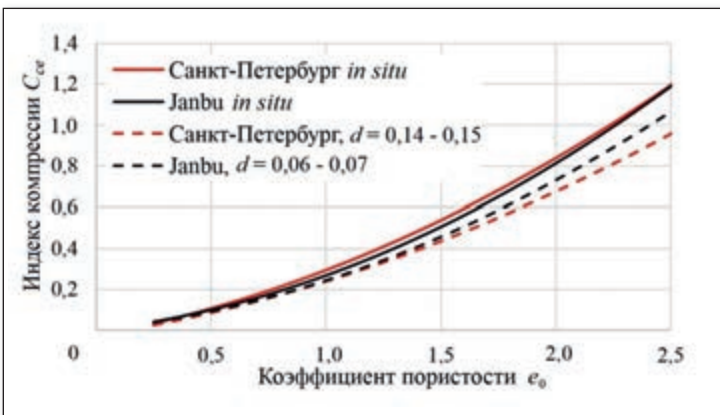
Автором настоящей работы были выполнены статистические исследования зависимости индекса компрессии от физических характеристик. На рис. 2 а, б представлены зависимости индекса компрессии от природного коэффициента пористости для четвертичных и дочетвертичных (преимущественно вендских) глинистых отложений.

Коллекция включает в себя результаты обработки более чем 2800 компрессионных испытаний. По результатам сравнения основных физических свойств [2], а также зависимостей изменения индексов компрессионной сжимаемости [4], было подтверждено, что рассматриваемые характеристики для четвертичных и дочетвертичных вендских и кембрийских отложений имеют сходный характер, что подтверждает единый терригенный характер происхождения грунтовой толщи. Выполненные автором статистические оценки характера изменения индекса компрессии в зависимости от физических свойств подобны статистическим оценкам в скандинавских северных странах (Норвегии, Швеции, Финляндии) [4]. Это подтверждает тезис о том, что осадочный чехол в странах Скандинавии и на территории Санкт-Петербурга формировался в пределах единого осадочного бассейна. По результатам сравнения зависимостей индексов компрессии от природной влажности (рис. 3) показано, что для оценки компрессионных свойств в инженерно-геологических



**Рис. 3.** Зависимость индекса компрессионности от природной влажности по результатам обработки более 2500 компрессионных испытаний четвертичных отложений. На графике показаны аппроксимации N. Janbu [20] — красным цветом и K. Helenlund<sup>1</sup> [21] — зеленым цветом

Fig. 3. The dependence of the compression index on the natural water content to the results of processing more than 2500 oedometric tests of quaternary deposits. The graph shows approximations of N. Janbu [20] — in red and K. Helenlund<sup>1</sup> [21] — in green



**Рис. 4.** Зависимость индекса компрессионности от природного коэффициента пористости для Санкт-Петербурга и скандинавских стран (N. Janbu [20]) при различных параметрах ( $d = \frac{\Delta e}{e_0}$ ) нарушения природной структуры образцов

Fig. 4. Dependence of the compression index on the void ratio for Saint Petersburg and Scandinavian countries (N. Janbu [20]) with various parameters ( $d = \frac{\Delta e}{e_0}$ ) of the sample disturbance

условиях Санкт-Петербурга может быть использована известная зависимость числа модуля (modulus number) компрессионной сжимаемости N. Janbu [20].

По результатам сравнения аппроксимаций зависимости индекса компрессионности от природной влажности для Санкт-Петербурга и северных скандинавских стран было выявлено их незначительное отличие, которое составляло для разных интервалов изменения природной влажности примерно 18–20%. Причиной этого является отбор образцов без грунтоносных, а также нарушение природной структуры образцов на этапе транспортировки и хране-

ния [3]. В скандинавских же странах при производстве инженерно-геологических изысканий большое внимание уделяется качеству лабораторных образцов и работе с грунтоносами, что и определяет разницу статистических оценок. Если среднее качество образцов (в статистической выборке для Санкт-Петербурга) в соответствии с критерием Т. Lunne с соавторами [27] (см. табл. 1 в работе [5]) со средним значением параметра относительного изменения начального коэффициента пористости, соответствует значению 0,15 и классифицируется как «плохое или очень плохое», то аппроксимирующее уравнение, предложенное N. Janbu в 1998 г., больше соответствует границе качества образца «хороший» — порядка 0,07–0,08.

Результаты аппроксимаций индекса компрессионности для Санкт-Петербурга и северных скандинавских стран идеально подходят для рассматриваемого статистического метода, поскольку эти аппроксимации представляют собой две известные изолинии, соответствующие различной степени нарушения природной структуры лабораторных образцов. В итоге, используя эти изолинии, можно попытаться установить и верифицировать положение «эталонной» аппроксимационной зависимости. Если значения «эталонной» аппроксимационной кривой окажутся близкими для различных изолиний, то это будет являться подтверждением возможности использования концепции седиментационной кривой для определения давления переуплотнения.

По результатам статистической обработки результатов компрессионных испытаний в Санкт-Петербурге средняя степень нарушения природной структуры образцов грунта при отборе колонкой составила порядка 10–17% ( $\Delta e \approx 0,1e_0 \dots 0,17e_0$ ). При выполнении статистических исследований индекса компрессионности производилась выборка результатов обработки именно для этого интервала нарушения природной структуры образцов. Аппроксимацию индексов компрессионности лучше вести на выборке образцов с большими рабочими давлениями при выполнении испытаний, поскольку при больших давлениях можно более точно оценить положение линии нормального уплотнения. Использование результатов компрессионных испытаний на малых интервалах давлений приводит к недооценке индексов компрессионности, поэтому результаты такой аппроксимации будут незначительно отличаться от соответствующих результатов испытаний при больших давлениях. Аппроксимирующая зависимость индекса компрессионности от величины природного коэффициента пористости для выборки компрессионных испытаний, выполненных при больших давлениях, определяется уравнением [3]:

$$C_c(e_0) = 0,0850e_0^2 + 0,18e_0 - 0,025. \quad (3)$$

При среднем значении параметра нарушения природной структуры в рассматриваемой выборке, равным 0,15, аппроксимирующее уравнение (2) с учетом констант аппроксимации (3) примет (для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга) вид:

$$C_c(e_0) = 0,1125e_0^2 + 0,207e_0 - 0,025. \quad (4)$$

<sup>1</sup> Helenlund K.V., 1951. On consolidation and settlement of loaded soil layers, thesis presented to the Finland Technical Institute, at Helsinki, Finland, in partial fulfillment of the requirement for the degree of Doctor of Philosophy.

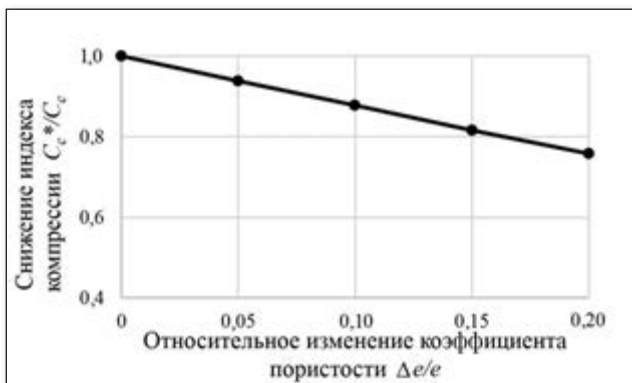


Рис. 5. Осредненная теоретическая кривая деградации индекса компрессионности в зависимости от параметра нарушения природной структуры для лабораторного образца с коэффициентом пористости, равном 1

Fig. 5. The averaged theoretical curve of the degradation of the compression index depending on the parameter of the sample disturbance with initial void ratio coefficient about 1

Уравнение (4) представляет собой «эталонную» аппроксимационную зависимость, график которой показан красным цветом на рис. 4.

С другой стороны, уравнение, предложенное N. Janbu [20], для числа модуля (modulus number) компрессионной сжимаемости можно трансформировать в соответствующую зависимость, в которой индекс компрессионности будет являться аргументом. Это уравнение будет иметь вид (при средней плотности частиц  $2,7 \text{ т/м}^3$ ):

$$C_c = \frac{2,3(1 + e_0)}{m_1} = \frac{2,3(1 + e_0)e_0}{7\rho_s} = 0,121(e_0 + e_0^2). \quad (5)$$

При средней величине параметра нарушения природной структуры в выборке до 7% уравнение «эталонной» аппроксимационной кривой (с учетом (1, 2)) примет вид:

$$C_c^*(e_0) = 0,13855e_0^2 + 0,129e_0. \quad (6)$$

Сравнивая «эталонные» компрессионные зависимости индекса компрессионности (рис. 5), полученные для Санкт-Петербурга и скандинавских стран в соответствии с уравнением (3) для двух квадратичных аппроксимаций, и, учитывая то, что осадочный чехол сформирован в пределах одного осадочного бассейна, можно предположить, что эти аппроксимации будут близки. Такое сравнение будет являться своеобразной верификацией для предлагаемого метода. По результатам сравнения можно отметить достаточно близкие «эталонные» зависимости индекса компрессионности от начального коэффициента пористости (см. рис. 4). Неточности аппроксимации могут объясняться различным составом выборки, приближенной оценкой параметра нарушения природной структуры, а также погрешностями в определении коэффициента пористости в природном состоянии (при различных параметрах нарушения природной структуры образцов).

Статистический метод позволяет с помощью уравнения (2) и с использованием констант аппроксимации уравнений (3, 5) построить кривые деградации индекса компрессионности, которые в общем виде будут зависеть от природной величины коэффициента пористости. Нелинейная зависимость индекса компрессионности от коэффициента пористости приводит к нелинейной зависимости деградации индекса компрессионности от степени нарушения природной структуры. В интересующих интервалах коэффициента пористости и параметра нарушения природной структуры график деградации индекса компрессионности будет близок к линейному (см. рис. 5). Из графика видно, что при параметре нарушения природной структуры образца порядка 0,12–0,15 при испытании лабораторного образца с коэффициентом пористости, близким к 1, снижение индекса компрессионности составит 18–22%.

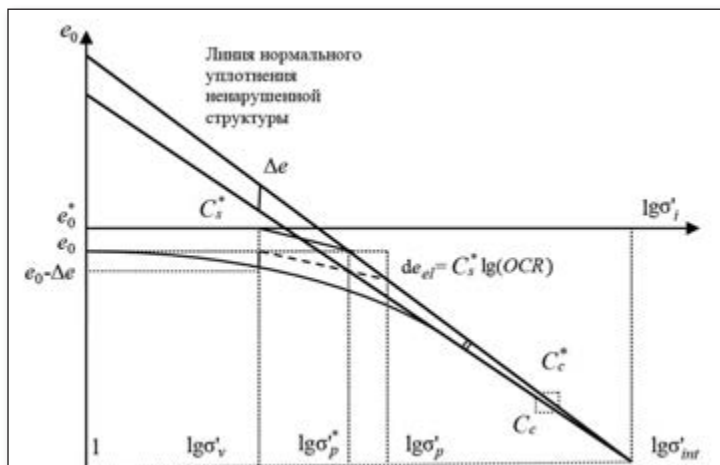


Рис. 6. Графическая процедура определения давления переуплотнения и восстановления компрессионных свойств переуплотненного грунта

Fig. 6. Graphic procedure for evaluation of overconsolidation pressure and restoring compression properties in case of overconsolidated soil

Статистический метод предполагает определение давления переуплотнения в виде уравнения:

$$\lg \sigma'_p = \frac{e_1(e_0 + \Delta e) - e_0 - C_c(e_0 + \Delta e) \lg \sigma'_v}{C_c(e_0 + \Delta e) - C_c(e_0)}. \quad (7)$$

Решение этого уравнения потребует выполнения надежной аппроксимации трех параметров, что и является основной проблемой для его реализации, поскольку ошибки аппроксимационных функций будут приводить к погрешностям численных вычислений. Поэтому в [5] рассматривались различные вариации упрощения метода. Наиболее простая вариация предполагала оценку пересечения имеющейся и природной линий нормального уплотнения в точке с координатой напряжений (рис. 6), определяемой уравнением:

$$\lg \sigma'_v + \frac{\Delta e}{C_c(e_0 + \Delta e) - C_c(e_0)} = \lg \sigma'_v + \frac{\Delta e}{\Delta C_c} = \lg \sigma'_{int}. \quad (8)$$

Исходя из условий нормального уплотнения, выполняемых на седиментационной кривой, величину давления переуплотнения можно приближенно оценить в виде:

$$\lg \sigma'_p \approx 1/2 \left( \lg \sigma'_v + \frac{\Delta e}{C_c(e_0 + \Delta e) - C_c(e_0)} \right). \quad (9)$$

Подставляя в уравнение (9) аппроксимирующие выражения для изменения индекса компрессионности, будем иметь для случая линейной аппроксимации выражение:

$$\lg \sigma'_p \approx 1/2 \left( \lg \sigma'_v + \frac{1}{a} \right). \quad (10)$$

Для случая квадратичной аппроксимации соответствующее уравнение примет вид:

$$\lg \sigma'_p \approx 1/2(\lg \sigma'_v + \frac{1}{a\Delta e + 2ae_0 + b}) \quad (11)$$

Несомненным преимуществом упрощенного решения является возможность выполнения вычислений давления переуплотнения с использованием только одной аппроксимационной зависимости.

Поскольку качество лабораторных образцов характеризуется как «плохое или очень плохое», то нарушение структурных связей для образцов с низкими и средними значениями коэффициентов переуплотнения, как правило, приводит образец в состояние, классифицируемое как недоуплотненное (по результатам определения коэффициента переуплотнения).

Из уравнения (11) можно выразить величину коэффициента переуплотнения:

$$OCR \approx 10^{\frac{1}{2} \left[ \frac{1}{a\Delta e + 2ae_0 + b} - \lg \sigma'_v \right]} \quad (12)$$

С учетом констант аппроксимации в уравнении (4) [4] уравнение (12) для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга примет упрощенный вид:

$$OCR \approx 10^{\frac{1}{2} \left[ \frac{1}{0,085\Delta e + 0,17e_0 + 0,18} - \lg \sigma'_v \right]} \quad (13)$$

Для величины относительного изменения коэффициента пористости при нарушении природной структуры лабораторного образца, равного 15% [3], уравнение (13) примет упрощенный вид:

$$OCR \approx 10^{\frac{1}{2} \left[ \frac{1}{0,183e_0 + 0,18} - \lg \sigma'_v \right]} \quad (14)$$

Упрощения, принятые в уравнениях (9, 10), позволяют использовать уравнения (11, 14) для прогноза давления и коэффициентов переуплотнения в условиях Санкт-Петербурга без необходимости коррекции начальных значений коэффициентов пористости (природной влажности). Такая приближенная оценка будет важна в случаях, когда в распоряжении геотехника имеются лишь результаты распределения физических свойств по глубине грунтовой толщи.

### Верификационные процедуры для оценок величины давления переуплотнения

Важнейшим для оценки точности определения давления переуплотнения является параметр недренированной сдвиговой прочности. В свою очередь, недренированная прочность крайне важна для выполнения геотехнических расчетов. Этот параметр является одним из критериев, который во многом определяет корректность моделирования природного напряженного состояния при выполнении численных геотехнических расчетов. Естественно, что величина недренированной сдвиговой прочности зависит от давления переуплотнения. Величина давления переуплотнения в сложившейся практике инженерно-геологических изысканий определяется в основном из компрессионных испытаний. Главным достоинством этого метода является простота и небольшая стоимость по сравнению с трехосными испытаниями.

Корреляционные зависимости между недренированной прочностью и давлением переуплотнения предлага-

лись различными исследователями. Здесь представлены наиболее известные из них. Как правило, построение корреляционных оценок выполняется на основании анализа мобилизированной недренированной прочности, характерной для природного напряженного состояния (ненарушенной структуры). Наиболее простым методом определения недренированной прочности в полевых условиях является испытание крыльчаткой. Широкое распространение получили результаты работ L. Vjertum [11–13] по определению недренированной прочности четвертичных грунтов в странах Скандинавии. Во многом на основе результатов этих испытаний L. Vjertum предложил метод реконсолидации для восстановления недренированной сдвиговой прочности для трехосных испытаний. В 1974 г. С.С. Ladd, R. Foot [24] предложили концепцию восстановления недренированной сдвиговой прочности на основе «нормализации параметров грунта». Предложенная процедура получила название SHANSEP (Stress History and Normalizing Engineering Soil Properties).

На основе обработки ряда экспериментов для параметра нормализованной недренированной прочности было предложено соотношение:

$$\left[ \frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{OC} = \left[ \frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{NC} \cdot OCR^m = S \cdot OCR^m \quad (15)$$

Индексы *OC*, *NC* в уравнении разделяют переуплотненное и нормально уплотненное состояния. Степенной параметр *m* (выражающий коэффициент пластических деформаций) по результатам ряда экспериментальных исследований оказывается близким к теоретическому значению в соответствии с уравнением механики предельных состояний:

$$m \approx \Lambda = \frac{C_c - C_s}{C_c} \quad (16)$$

Уравнение (15) устанавливает четкое соотношение нормализованного параметра недренированной сдвиговой прочности между нормально уплотненным и переуплотненным состояниями.

Уравнение (16) можно переписать с учетом нормализованного параметра недренированной сдвиговой прочности относительно величины давления переуплотнения в виде:

$$\frac{c_u}{\sigma'_p} = S \cdot OCR^{m-1} \quad (17)$$

Концепция нормализации позволяет выполнять оценку недренированной прочности в зависимости от величины коэффициента переуплотнения в соответствии с уравнением:

$$c_u = S \sigma'_v OCR^m \quad (18)$$

Использование концепции нормализации возможно напрямую при выполнении геотехнических расчетов. Для инженерного использования метода SHANSEP необходимо определять нормализованный параметр недренированной прочности (*S*) и степенной параметр (*m*). В общем случае эти параметры будут зависеть от минерального и гранулометрического состава грунта, пластичности, вида напряженного состояния, а также степени нарушения природной структуры образца.

В 1975 г. G. Mesri [30] предложил подобный метод определения величины мобилизированной недрениро-

ванной прочности с помощью линейной зависимости от величины давления переуплотнения:

$$c_u = \alpha \sigma'_p, \quad (19)$$

$\alpha$  — коэффициент пропорциональности, определяемый экспериментально.

Можно отметить, что концепция прямой пропорциональности между давлением переуплотнения и недренированной сдвиговой прочностью по существу является частным случаем процедуры SHANSEP. Действительно, если в уравнении (17) принять степенной показатель равным 1, то уравнение станет линейным, и при этом нормализованный параметр недренированной сдвиговой прочности будет равен коэффициенту пропорциональности в уравнении (19).

Фактическое упрощение нелинейной зависимости типа (19) несколько расходится с базовыми теоретическими решениями теории предельных состояний механики грунтов (модели типа CamClay или модифицированной модели CamClay).

Для применения конструкции типа SHANSEP можно использовать результаты статистических исследований нормализованной недренированной сдвиговой прочности, а также степенного параметра. Основным методом определения недренированной сдвиговой прочности в мировой практике изысканий являются испытания типа простого сдвига (Direct Simple Shear Test — *DSS*). Значение недренированной прочности при этом оказываются меньше соответствующей величины, полученной в трехосных испытаниях. Теоретические решения по определению соотношений недренированной прочности для условий различных лабораторных испытаний приведены С.Р. Wroth в [36].

Так, в 1975 г. G. Mesri в [30], основываясь на результатах сдвиговых испытаний (*DSS*), предложил простое уравнение для определения мобилизованной недренированной прочности для глинистых грунтов:

$$c_u = 0,22 \sigma'_p. \quad (20)$$

Уравнение (20) определялось как универсальное безотносительно к пластичности образца.

Jamiolkowski M. с соавторами [19] в 1985 г. предложили для грунтов с низкой степенью переуплотнения и низкими значениями числа пластичности общее уравнение в конструкции SHANSEP в виде:

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = (0,23 \pm 0,04) OCR^{0,8}. \quad (21)$$

Степенной параметр  $m$  в уравнении (21) определяется соотношением  $\frac{C_c}{C_c} = \frac{1}{5}$ . Именно это среднее соотношение

характерно для глинистых грунтов Санкт-Петербурга [4].

Ching J. и Phoon K. [15] выполнили корреляционный анализ мобилизованной сдвиговой прочности в рамках метода SHANSEP с учетом параметра чувствительности глинистых грунтов. Предложенное авторами аппроксимирующее уравнение было получено на основе анализа созданной базы данных (345 образцов) по литературным

источникам из нескольких стран. Представленное уравнение имеет вид:

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,229 \cdot OCR^{0,823} S_t^{0,121}, \quad (22)$$

где  $S_t$  — параметр чувствительности.

Для выполнения многопараметрического анализа зависимости недренированной сдвиговой прочности J. Ching и K. Phoon [16, 17] создали базу данных, включающую в себя различные виды испытаний грунтов, выполненных по всему миру. Основной целью создания такого массива данных являлась прямая проверка существующих корреляционных зависимостей для оценки недренированной прочности и многопараметрический корреляционный анализ.

Для оценки возможности использования этого метода применительно к инженерно-геологическим условиям Санкт-Петербурга следует проанализировать статистические закономерности распределения параметров конструкции SHANSEP для нечувствительных грунтов скандинавских стран. Учитывая предположение об общем седиментационном бассейне формирования четвертичных отложений, можно говорить о том, что эти нормализованные параметры интересны для шведских и финских глин.

В 2016 г. M. D'Ignazio<sup>2</sup> с целью выполнения многопараметрического анализа недренированной сдвиговой прочности для оценок имеющихся корреляционных зависимостей на основании различных исследований и литературных источников создал базу результатов испытаний для шведских и финских глин. На рис. 7 приведены основные показатели нормализованной сдвиговой недренированной прочности шведских и финских глин. Можно отметить, что уравнения, предложенные G. Mesri (уравнение 20) и M. Jamiolkowski с соавторами (уравнение 21 в конструкции SHANSEP), достаточно хорошо коррелируют с данными лабораторных испытаний шведских и финских глин. Результаты исследований недренированной прочности были использованы M. D'Ignazio для расчета насыпей на слабых грунтах с помощью нелинейных анизотропных моделей грунтовых сред<sup>2</sup>.

Интересно также отметить, что по итогам анализа, представленного M. D'Ignazio, не было выявлено зависимости нормализованного параметра недренированной сдвиговой прочности от параметра чувствительности (как в уравнении 27, предложенном в 2012 г. J. Ching и K. Phoon [15]). По результатам исследований для шведских и финских глин справедлива следующая зависимость в конструкции SHANSEP:

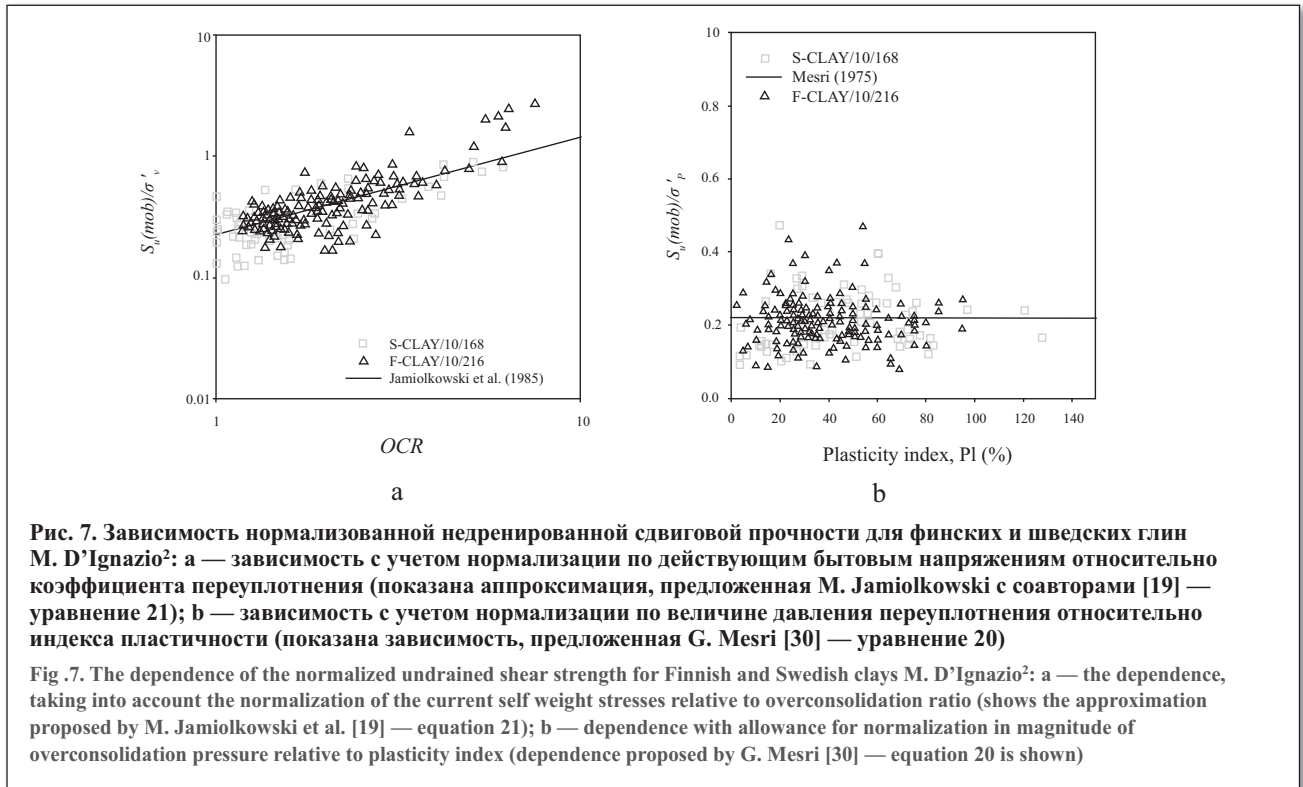
$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,244 \cdot OCR^{0,763}. \quad (23)$$

Можно заметить, что константы аппроксимирующего уравнения (23) достаточно близки к константам, предложенным M. Jamiolkowski с соавторами [19] в уравнении (21).

По данным испытаний в условиях простого сдвига (*DSS-test*), для скандинавских стран (в первую очередь, Финляндии и Швеции) нормализованный параметр недренированной сдвиговой прочности  $S$  составит порядка 0,23–0,24 (при степенном показателе, равном 0,8). Тео-

<sup>2</sup> D'Ignazio M., 2016. Undrained shear strength of Finnish clays for stability analyses of embankments. PhD thesis, Tampere University of Technology, Finland.





**Рис. 7. Зависимость нормализованной недренированной сдвиговой прочности для финских и шведских глин M. D’Ignazio<sup>2</sup>: а — зависимость с учетом нормализации по действующим бытовым напряжениям относительно коэффициента переуплотнения (показана аппроксимация, предложенная M. Jamiolkowski с соавторами [19] — уравнение 21); б — зависимость с учетом нормализации по величине давления переуплотнения относительно индекса пластичности (показана зависимость, предложенная G. Mesri [30] — уравнение 20)**

**Fig. 7. The dependence of the normalized undrained shear strength for Finnish and Swedish clays M. D’Ignazio<sup>2</sup>: а — the dependence, taking into account the normalization of the current self weight stresses relative to overconsolidation ratio (shows the approximation proposed by M. Jamiolkowski et al. [19] — equation 21); б — dependence with allowance for normalization in magnitude of overconsolidation pressure relative to plasticity index (dependence proposed by G. Mesri [30] — equation 20 is shown)**

ретическое решение для нормализованного параметра недренированной сдвиговой прочности для такого вида напряженного состояния было предложено С.Р. Wroth [36]:

$$\left[ \frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{DSS} = \frac{\sin(\varphi'_{ic})}{2} OCR^m. \quad (24)$$

Из соотношения (24) можно определить угол внутреннего трения для слабых голоценовых отложений в седиментационном бассейне:

$$\sin(\varphi'_{ic}) = 2S = 0,46 - 0,48 \quad (25)$$

Соответствующая величина среднего угла внутреннего трения в выборках составит порядка 27,5–28,5°.

Практика инженерно-геологических изысканий в Санкт-Петербурге при исследовании свойств слабых глинистых отложений в основном направлена на определение неконсолидированной недренированной прочности (в международной классификации UUC — Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test). Такая специфика объясняется, прежде всего, скоростью и дешевизной испытаний. Величина недренированной прочности определяется без контроля развития порового давления в образце.

В международной практике геотехнических исследований, как правило, выполняются  $K_0$ -консолидированно-недренированные испытания ( $CK_0UC$ ). Неконсолидированно-недренированные испытания выполняются преимущественно для оценки неконсолидированной прочности лабораторных образцов на сдвиг. В отечественной практике ввиду отсутствия методики определения коэффициента бокового давления (и давления переуплотнения) по причине значительного нарушения природной структуры лабораторных образцов широкое распространение получили изотропно консолидированно-недренированные испытания ( $CIUC$ ). На рис. 8 приведены результаты сравнения нормализованного параметра недренированной сдвиговой прочности на основании решений механики

предельных состояний, полученных С.Р. Wroth [36], для различных видов лабораторных испытаний. На графике приведены зависимости нормализованного параметра  $S$  от угла внутреннего трения. Для указанных средних величин углов внутреннего трения (25) нормализованные теоретические значения недренированной прочности в зависимости от вида испытания составят:

$$\begin{aligned} S_{UDSS} &= 0,23-0,24; \\ S_{CIUC} &= 0,310-0,328; \\ S_{CKUC} &= 0,278-0,290. \end{aligned}$$

Теоретические значения нормализованной недренированной прочности подтверждаются данными трехосных испытаний. На практике довольно часто получается, что результаты оценок коэффициента недренированной прочности  $S$  по результатам стабилметрических испытаний оказываются достаточно близки и не сильно зависят от вида напряженного состояния. Как правило, этот коэффициент для четвертичных грунтов Финляндии, Швеции<sup>2</sup> [26] составляет порядка 0,30–0,33, т.е. его величина достаточно близка к теоретическим значениям на рассматриваемых интервалах углов внутреннего трения.

Ранее упоминалось, что неконсолидированно-недренированные испытания менее надежны и требуют применения более сложных технологий отбора образцов для сохранения природной структуры. Кроме того, в любом случае для оценки нарушения природной структуры в этих испытаниях потребуется контроль параметра Скемптона, а также оценки снижения эффективных напряжений в образце по сравнению с эффективными напряжениями в ненарушенной/идеальной структуре.

Нередко источником ошибок является большая скорость деформации на стадии раздавливания. В результате получаются завышенные значения недренированной прочности. Другим серьезным фактором, ограничивающим применение неконсолидированно-недренированных

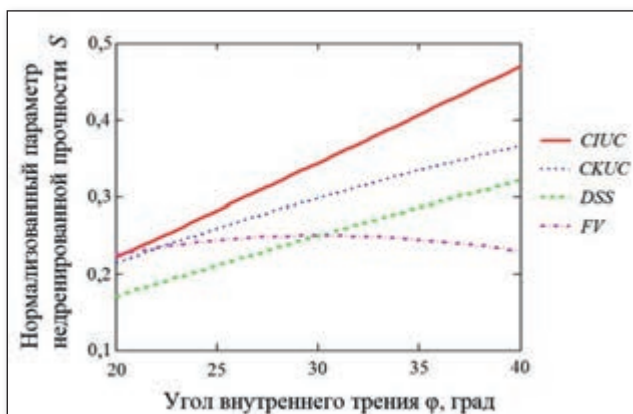


Рис. 8. Сравнение коэффициентов недренированной сдвиговой прочности  $S$  для изотропного консолидированно-недренированного трехосного испытания ( $CIUC$ ), консолидированно (по траектории  $K_0$ )-недренированного трехосного испытания ( $CK_0UC$ ), испытания крыльчаткой ( $FV$ ) и простого прямого сдвига ( $DSS$ ) в диапазоне углов внутреннего трения  $20-40^\circ$  при показателе степени  $m = 0,8$

Fig. 8. Comparison of undrained shear strength ratio  $S$  for an isotropic consolidated undrained triaxial test ( $CIUC$ ), consolidated (along the  $K_0$  trajectory) undrained triaxial test ( $CK_0UC$ ), field vane test ( $FV$ ) and direct simple shear test ( $DSS$ ) in the range of internal friction angles  $20-40^\circ$  when the exponent  $m = 0.8$

испытаний, является то, что испытания корректно выполнять для изотропных грунтов (в случае анизотропных грунтов могут возникать существенные ошибки).

Chen Y.J. и Kulhawy F.H. [14] провели сравнение результатов неконсолидированно-недренированных ( $UUC$  test) и консолидированно-недренированных испытаний ( $CIUC$ ) для 22 видов глин. Для сравнения выбирались данные неконсолидированно-недренированных испытаний грунтов с наименее нарушенной структурой. Результаты сравнения приведены на рис. 9 в полулогарифмическом масштабе. На графике данные сгруппированы по интервалам значения величины переуплотнения грунта  $OCR$ .

Диапазон  $NC$  —  $1 < OCR < 1,3$  (Normally Consolidated).

Диапазон  $LOC$  —  $1,3 < OCR < 3$  (Lightly OverConsolidated).

Диапазон  $MOC$  —  $3 < OCR < 5$  (Moderately OverConsolidated).

Диапазон  $HOC$  —  $5 < OCR < 10$  (Heavily OverConsolidated).

Для практического применения в разных диапазонах степени переуплотнения  $1,3 < OCR < 3$  соотношение  $c_{UU}/c_{CIUC}$  можно принять равным  $0,65 \dots 0,75$ . Рассмотренные величины соотношений подтверждаются различными опытными данными для слабых грунтов (см. P.W. Mayne [22, 28, 29]).

С другой стороны, для рассматриваемого интервала коэффициентов переуплотнения соотношения  $c_{UDSS}/c_{CIUC}$  составляют  $0,7 \pm 0,05$  P.W. Mayne [28]. Таким образом, ожидаемая величина недренированной сдвиговой прочности ( $UUC$ ) должна в первом приближении соответствовать недренированной прочности в условиях простого сдвига  $DSS$ , т.е.  $S_{DSS} \approx S_{UUC}$ .

В практике геотехнических исследований в Санкт-Петербурге накоплен некоторый опыт неконсолидированно-недренированных трехосных испытаний. Известно несколько характерных корреляционных зависимостей:

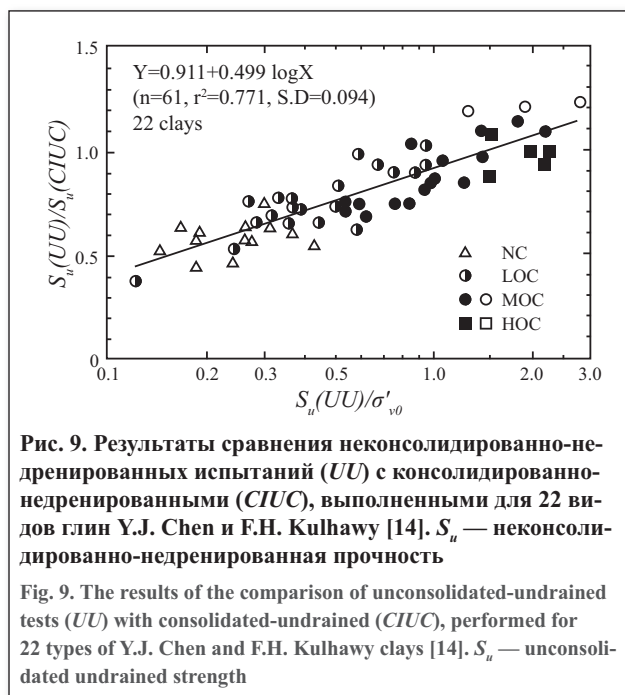


Рис. 9. Результаты сравнения неконсолидированно-недренированных испытаний ( $UU$ ) с консолидированно-недренированными ( $CIUC$ ), выполненными для 22 видов глин Y.J. Chen и F.H. Kulhawy [14].  $S_u$  — неконсолидированно-недренированная прочность

Fig. 9. The results of the comparison of unconsolidated-undrained tests ( $UU$ ) with consolidated-undrained ( $CIUC$ ), performed for 22 types of Y.J. Chen and F.H. Kulhawy clays [14].  $S_u$  — unconsolidated undrained strength

— Неконсолидированно-недренированная прочность примерно соответствует прочности из испытаний полевой крыльчаткой (до глубины 5–12 м) — прочность по результатам полевых испытаний крыльчаткой, как правило, выше на 10–30%.

— Неконсолидированно-недренированная прочность коррелирует с результатами определения сопротивления конуса зонда при статическом зондировании с постоянным коэффициентом  $N_k \approx 19$ :

$$c_{UUC} = \frac{q_c}{19}, \quad (26)$$

где  $q_c$  — сопротивление внедрению конуса зонда, кПа.

Таким образом, ориентируясь на результаты статического зондирования и среднюю величину нормализованного коэффициента недренированной прочности для условий простого сдвига  $S_{DSS} \approx 0,23$  (см. уравнение 21 в методе SHANSEP), можно в первом приближении выполнить оценку правильности вычислений давления и коэффициентов переуплотнения, а также оценить ожидаемые значения недренированной сдвиговой прочности для различных типов лабораторных испытаний. Последняя оценка не менее важна, поскольку помогает верифицировать результаты всех испытаний в едином комплексе.

Также можно отметить, что условное равенство недренированной сдвиговой прочности, полученной в условиях простого сдвига, неконсолидированно-недренированной прочности в условиях трехосных испытаний будет выполняться лишь в определенном диапазоне коэффициентов пористости/природной влажности. Как правило, этот диапазон коэффициентов пористости составляет более 0,45. Ниже этого значения различие в недренированной прочности ( $UUC$ ,  $CIUC$ ) будет уменьшаться из-за того, что по мере приближения к точке  $\Omega$  нарушение природной структуры глинистых образцов будет происходить вследствие снижения степени водонасыщения образцов, а не за счет увеличения поровых давлений в образце (при высоких значениях степени водонасыщения). Поэтому верификационные процедуры целесообразно производить именно в этом диапазоне коэффициентов по-

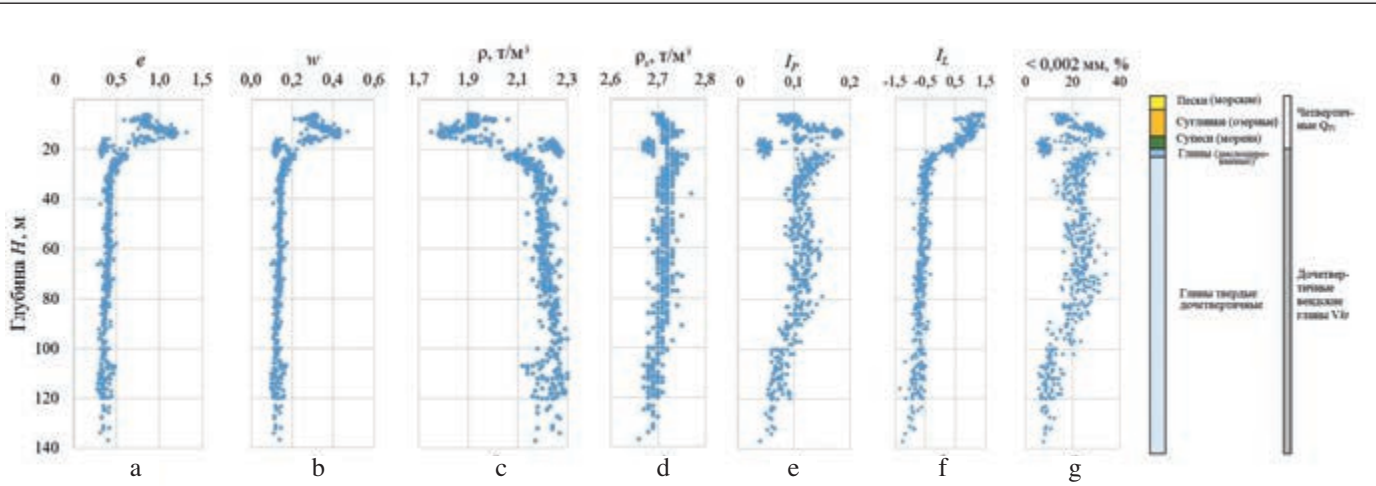


Рис. 10. Изменение характеристик грунтов, слагающих площадку, по разрезу: а — коэффициент пористости, б — природная влажность, с — плотность, d — плотность частиц, e — число пластичности, f — показатель текучести, g — содержание глинистой фракции (< 0,002 мм)

Fig. 10. Changes in the characteristics of the soils composing on the site: a — void ratio, b — natural moisture content, c — density, d — particles density, e — plasticity index, f — liquidity index, g — clay content (<0.002 mm)

риности, больше характерных для верхнечетвертичных разностей.

С учетом необходимости выполнения верификационных процедур для условий корректного моделирования природного напряженного состояния целесообразно также выполнять оценку коэффициента бокового давления переуплотненной среды в состоянии покоя ( $K_0$ ). Для условий нормального уплотнения часто используется упрощенное уравнение Яку:

$$K_{0,nc} = 1 - \sin(\varphi_{ic}). \quad (27)$$

Mayne P.W. и Kulhawy F.H. [29], оценивая точность уравнения (27) на основе статистического анализа испытаний нормально уплотненных грунтов, приводят корреляционную зависимость:

$$K_{0,nc} = 0,97 (1 - \sin(\varphi_{ic})) \pm 0,1. \quad (28)$$

Для переуплотненных сред выражение для коэффициента бокового давления покоя примет вид:

$$K_{0,oc} = K_{0,nc} OCR^\alpha. \quad (29)$$

В соответствии с предложенной аппроксимацией P.W. Mayne и F.H. Kulhawy [22, 29] степенной коэффициент в уравнении (29) можно приближенно принимать равным синусу угла внутреннего трения, полученного в условиях стабилметрических испытаний:

$$\alpha = \sin(\varphi_{ic}). \quad (30)$$

При средней величине угла внутреннего трения 30° уравнение (29) примет известный вид:

$$K_{0,oc} = 0,5 OCR^{0,5}. \quad (31)$$

Schmidt B. [33] предложил эмпирическое соотношение:

$$K_{0,oc} = (1 - 1,2 \sin(\varphi_{ic})) OCR^{1,2 \sin(\varphi_{ic})}. \quad (32)$$

Для определения величины коэффициента бокового давления также используются оценки, по виду близкие к конструкции SHANSEP. Часто используется соотношение, предложенное В. Simpson с соавторами [31]:

$$K_{0,oc} = K_{0,nc} \left[ \frac{\left[ \frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{OC}}{\left[ \frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{NC}} \right]^{0,5}. \quad (33)$$

### Пример применения предлагаемого статистического метода

Четвертичные и дочетвертичные глинистые отложения, слагающие осадочный чехол, сегодня достаточно хорошо изучены и описаны в различных источниках [6, 7].

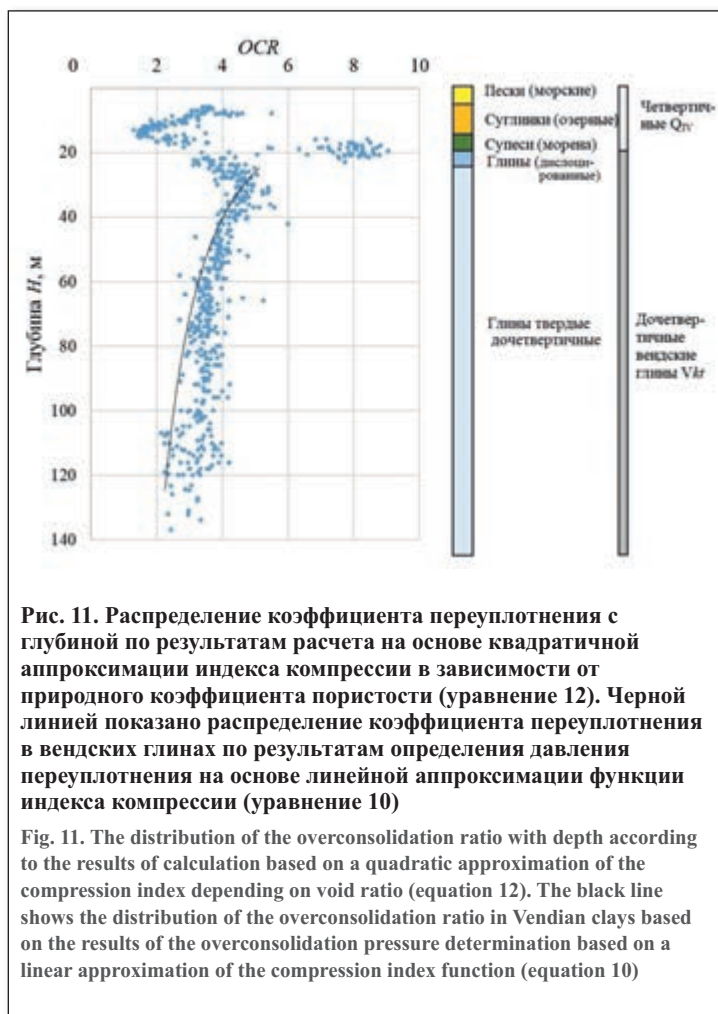
Для оценки работоспособности метода рассматривалось более десяти площадок, имеющих типичные для Санкт-Петербурга инженерно-геологические условия. В настоящей работе приводится пример инженерно-геологических условий, достаточно часто встречающихся, как на севере, так и в центральных районах города.

На площадке мощность четвертичных отложений достигает 22–24 м. Четвертичные отложения подстилаются дислоцированными вендскими глинами, мощность которых составляет до 2–5 м. Ниже залегают ненарушенные твердые вендские глины. Можно отметить, что название вендские глины, которое исторически закрепилось за этими дочетвертичными разностями, не соответствует их физическим свойствам. По величине числа пластичности они соответствуют суглинкам, а на больших глубинах — супесям. Глубина инженерно-геологических изысканий на площадке доходит до 140 м. На рис. 10 приведена информация о площадке в виде графиков изменения характеристик грунтов с глубиной.

Подробно рассмотрена работа метода на основе накопленных статистических зависимостей индекса компрессии применительно к определению коэффициента переуплотнения грунтов дочетвертичного возраста — вендских глин. Вычисление давления переуплотнения возможно как в общем случае — с учетом построения веро-

ятных седиментационных кривых, так и в упрощенном виде — непосредственно через приближенные оценки изменения индекса компрессии (уравнения 9–11).

Поскольку зависимость индекса компрессии от природного коэффициента пористости в общем виде имеет нелинейный характер, то уравнение (10) с линейным аппроксимирующим полиномом будет не столь эффективным в оценках давления переуплотнения для всей толщи. Однако его применение может быть интересно для локальных оценок. Например, для переуплотненных глинистых грунтов с низкими коэффициентами пористости (в зоне точки  $\Omega$ , т.е. с низким потенциалом развития дополнительных объемных деформаций). Именно к таким грунтам относятся переуплотненные дочетвертичные вендские отложения. В зоне точки  $\Omega$  (см. рис. 2.) разброс значений индекса компрессии не будет значительным. Величину ошибок аппроксимации можно снизить, используя выборки лабораторных испытаний, выполненных при больших давлениях (в рассматриваемом случае в диапазоне 5000–10000 кПа). В общем случае зависимость изменения индекса компрессии (параметр  $a$  в случае линейной аппроксимации в уравнении (10)) будет определяться генетическими условиями седиментации осадка. Применительно к рассматриваемому случаю вендских глин — линейная зависимость изменения индекса компрессии от коэффициента пористости в структуре терригенного происхождения будет зависеть от распределения числа пластичности (или пределов Агтерберга), что в свою очередь зависит от содержания глинистых частиц. Генетически количество глинистых частиц и, соответственно, значения числа пластичности снижаются с глубиной. На различных площадках преимущественно в верхней части разреза могут наблюдаться небольшие изменения числа пластичности. В рассматриваемом примере оно снижается с глубины 25 м с 14% (дислоцированные глины) до 4–5% на глубине около 140 м (см. рис. 10). Нижняя пачка котлинской свиты до глубины около 155 м представлена песчаниками. Тренд снижения числа пластичности с глубиной (с уменьшением коэффициента пористости) будет определять тренд изменения индекса компрессии (сжимаемости). По результатам анализа лабораторных исследований на нескольких площадках такой тренд изменения пластичности подтверждается. Он формирует специфическую выборку распределения индекса компрессии (см. рис. 2, б). Зависимость индекса компрессии от коэффициента пористости на небольших интервалах изменения коэффициента пористости становится близкой к линейной. Угол наклона этой линии в зависимости от интервала изменения коэффициентов пористости выборки находится в пределах 0,24–0,29. Принято среднее значение 0,26 для рассматриваемой выборки (диапазон изменения коэффициентов пористости 0,31–0,55) и в соответствии с уравнением (10) вычислена величина исторического давления уплотнения (а также коэффициент переуплотнения). На рис. 11, а представлены результаты такого расчета (на графике сплошная линия). По его результатам с учетом линейной аппроксимации в узком диапазоне изменения коэффициента пористости величина коэффициента переуплотнения в зоне дислоцированной части вендских глин в среднем составила от 4 до 5. Соответственно на глубине более 120 м — около 2,3. Среднюю величину коэффициента переуплотнения можно получить с учетом эквивалентного значения



**Рис. 11. Распределение коэффициента переуплотнения с глубиной по результатам расчета на основе квадратичной аппроксимации индекса компрессии в зависимости от природного коэффициента пористости (уравнение 12). Черной линией показано распределение коэффициента переуплотнения в вендских глинах по результатам определения давления переуплотнения на основе линейной аппроксимации функции индекса компрессии (уравнение 10)**

Fig. 11. The distribution of the overconsolidation ratio with depth according to the results of calculation based on a quadratic approximation of the compression index depending on void ratio (equation 12). The black line shows the distribution of the overconsolidation ratio in Vendian clays based on the results of the overconsolidation pressure determination based on a linear approximation of the compression index function (equation 10)

давления переуплотнения (в англ. preoverbunden pressure — POP). Эта величина составляет 850–1100 кПа для различных участков вендских глин на глубине 18–25 м под слоем четвертичных отложений, она характерна для различных площадок в границах города.

На рис. 11 приведены также результаты вычисления коэффициента переуплотнения по всей глубине исследованного грунтового массива площадки в соответствии с упрощенным подходом — уравнением (12). При выполнении вычислений принималось, что в четвертичных отложениях величина относительного изменения коэффициента пористости в результате нарушения природной структуры лабораторных образцов составляла  $d_{sp} = \frac{\Delta e}{e_0} \approx 0,15$  [3]. В отложениях верхней пачки венда средняя величина относительного изменения коэффициента пористости по результатам статистических исследований составляла порядка 11% —  $d_{sp} = \frac{\Delta e}{e_0} \approx 0,11 \dots 0,12$ . Незначительные различия в определениях этого параметра для четвертичных и дочетвертичных отложений, вероятно, обусловлены большим влиянием цементационных связей в твердых глинах, возраст которых значительно превышает возраст четвертичной толщи. Можно отметить, что небольшие различия в оценках параметра нарушения природной структуры грунта не будут значительно влиять на величину коэффициента переуплотнения. Поэтому для выполнения таких оценок можно использовать упрощенное уравнение (14).

По результатам проведенных расчетов наибольший коэффициент переуплотнения (до 7–8) достигается в моренных песчаных твердых/полутвердых супесях. Наи-

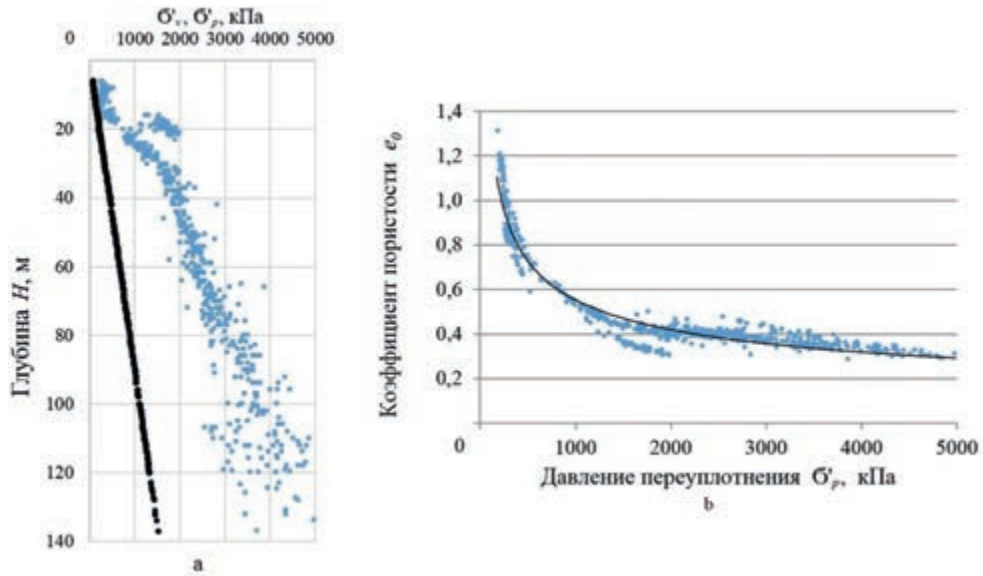


Рис. 12. Распределение давления переуплотнения: а — с глубиной (синим цветом обозначено давление переуплотнения, черным — бытовое давление); б — участок седиментационной кривой

Fig. 12. The distribution of overconsolidation pressure: a — with depth (blue shows the overconsolidation pressure, black is the household pressure); b — the sedimentation curve

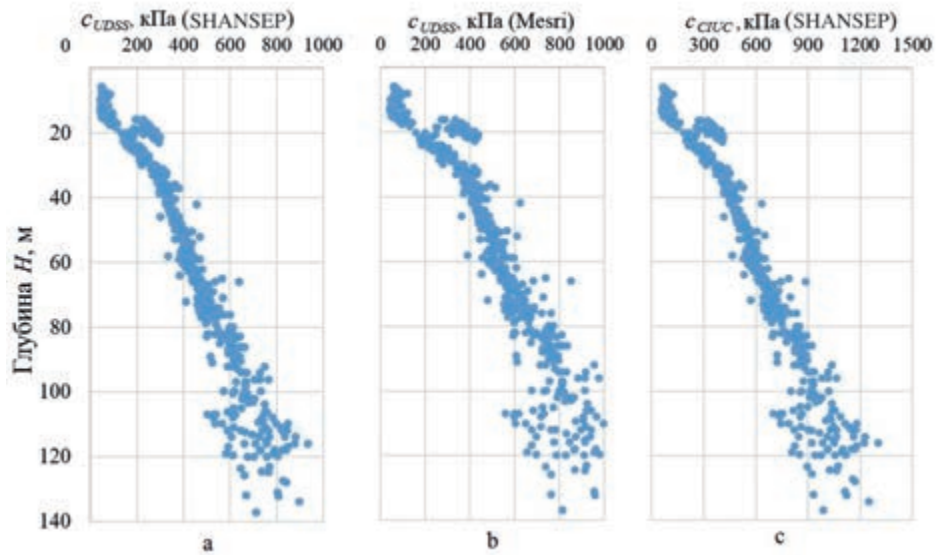


Рис. 13. Зависимость недренированной сдвиговой прочности от глубины: а —  $UDSS \approx UUC$  тест ( $e > 0,45$ ) в соответствии с уравнением (21) SHANSEP, M. Jamiolkowski [19]; б —  $UDSS \approx UUC$  тест ( $e > 0,45$ ) в соответствии с уравнением (20), G. Mesri [30]; в —  $CIUC$  тест в соответствии с уравнением (23) SHANSEP,  $S_{CIUC} = 0,32$

Fig. 13. Dependence of undrained shear strength in depth: a —  $UDSS \approx UUC$  test ( $e > 0.45$ ) in accordance with equation (21) SHANSEP, M. Jamiolkowski [19]; b —  $UDSS \approx UUC$  test ( $e > 0.45$ ) in accordance with equation (20), G. Mesri [30]; c —  $CIUC$  test in accordance with equation (23) SHANSEP,  $S_{CIUC} = 0.32$

меньшее значение коэффициента переуплотнения (1,45) фиксируется в слое текучих озерно-ледниковых суглинков с растительными остатками. На рис. 12, а приведен график изменения исторического давления переуплотнения с глубиной.

Для верификации аппроксимаций и, соответственно, метода определения давления переуплотнения целесообразно контролировать осредненную седиментационную кривую. Процедура контроля особенно эффективна при значительных изменениях коэффициента пористости на

площадке. Участок седиментационной кривой для рассматриваемого примера приведен на рис. 12, б.

Выполняя вычисления по уравнениям (20–24), можно оценить ожидаемое распределение недренированной сдвиговой прочности по глубине для различных видов напряженного состояния. На рис. 13 приведены результаты расчетов по соответствующим корреляционным зависимостям. Здесь необходимо отметить, что коэффициенты в этих зависимостях, безусловно, будут нуждаться в уточнениях применительно к инженерно-геологиче-

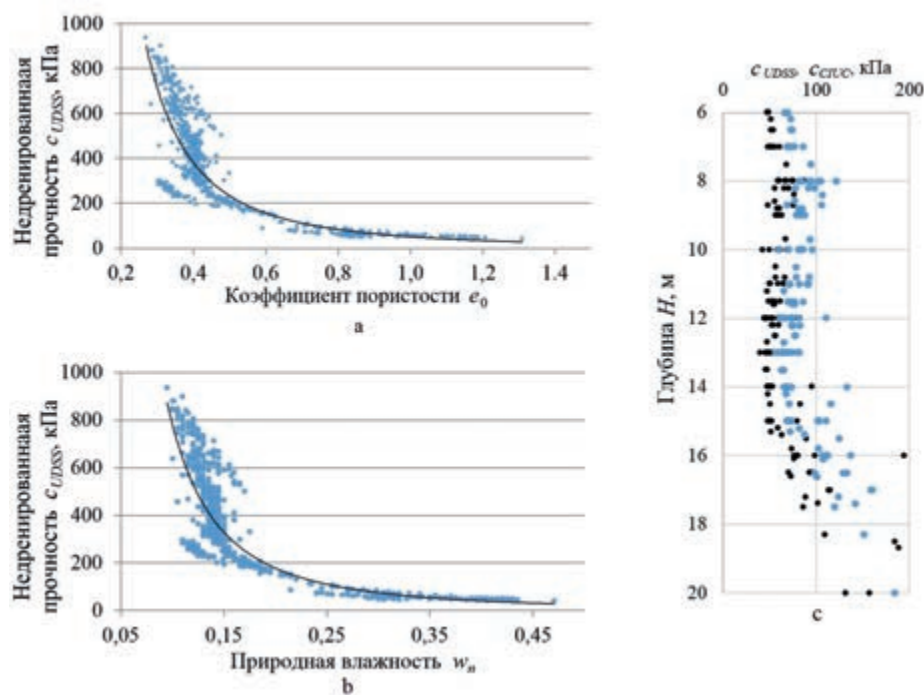


Рис. 14. Оценка распределения недренированной сдвиговой прочности: а —  $UDSS \approx UUC$  тест ( $e > 0,45$ ) в соответствии с уравнением (21) SHANSEP [19] в зависимости от коэффициента пористости; б —  $UDSS \approx UUC$  тест в соответствии с уравнением (21) SHANSEP [19] в зависимости от природной влажности; в —  $UDSS \approx UUC$  тест ( $e > 0,45$ ) (черный цвет на диаграмме),  $CIUC$  тест (синий цвет на диаграмме) — распределение в верхнечетвертичном осадочном чехле

Fig. 14. Estimation of the distribution of undrained shear strength: а —  $UDSS \approx UUC$  test ( $e > 0.45$ ) in accordance with equation (21) SHANSEP [19], depending on void ratio; б —  $UDSS \approx UUC$  test in accordance with equation (21) of SHANSEP [19], depending on the natural water content; в —  $UDSS \approx UUC$  test ( $e > 0.45$ ) (black color on the diagram),  $CIUC$  test (blue color on the diagram) distribution in the upper quaternary sedimentary cover

ским условиям Санкт-Петербурга. Однако предположение о сходных распределениях компрессионных свойств грунтов скандинавских стран (Норвегии, Швеции и Финляндии) нашло подтверждение в исследованиях, выполненных автором [4]. Таким образом, можно ожидать, что основные закономерности изменения прочностных свойств также будут весьма схожи.

На рис. 14, в приведено сравнение недренированной прочности, полученной в условиях простого сдвига ( $DSS$  тест) и трехосного испытания. Интересно отметить, что по результатам вычислений недренированной сдвиговой прочности подтверждается ранее высказанное предположение о приблизительно равных значениях прочности при неконсолидированном трехосном сдвиге ( $UUC$  тест) и простом сдвиге ( $DSS$  тест).

В соответствии с корреляционной зависимостью (26) ожидаемая величина неконсолидировано-недренированной прочности в верхней части разреза должна была составить около 50 кПа (это типично для слабых четвертичных озерно-морских отложений в Санкт-Петербурге), что подтверждается результатами приведенной оценки. При этом можно заметить, что в верхней части разреза величина недренированной прочности не увеличивается с глубиной, что также является признаком адекватности рассматриваемых оценок.

Помимо контроля седиментационных кривых, необходимо рассматривать зависимости распределения недренированной прочности от природной влажности и величины коэффициента пористости. Как правило, резуль-

таты неконсолидировано-недренированных испытаний имеются в распоряжении отечественных специалистов. На рис. 14, а, б приведены контрольные зависимости для рассматриваемых величин.

Оценка распределения коэффициента бокового давления покоя по глубине выполнена с использованием обобщенного уравнения (29). Средний угол внутреннего трения составит порядка  $28^\circ$  — см. уравнение (25). На рис. 15, а-с приведены графики распределения коэффициентов бокового давления покоя, вычисленных с использованием эмпирических выражений (29, 32, 33). Можно отметить, что в верхней части глин вендского комплекса значение коэффициента бокового давления приближается к единице. При этом в дислоцированной толще коэффициент бокового давления незначительно превышает единицу. Это может быть связано как с историей нагружения (переуплотнение вследствие ледниковой нагрузки и эрозионных явлений в период кайнозоя), так и с погрешностями аппроксимирующих уравнений и ошибками определения физических характеристик грунтов.

Здесь можно отметить, что по результатам оценок распределения давления переуплотнения коэффициенты бокового давления грунта в состоянии покоя составляют около 1 до глубины порядка 55–60 м. Ниже по разрезу вендских глин значения коэффициентов бокового давления незначительно снижаются. Следует обратить внимание на коэффициенты бокового давления в основной морене, которые по различным аппроксимациям достигают значений 1,2–1,3. Такие величины обусловлены, прежде

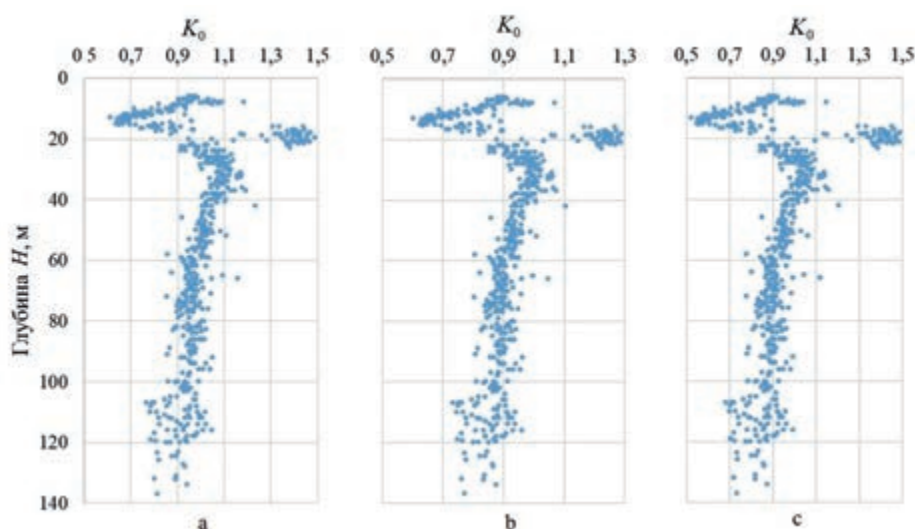


Рис. 15. Оценка распределения коэффициента бокового давления в природном состоянии: а — в соответствии с уравнением (29) P.W. Мауне и F.H. Kulhawy [29]; б — в соответствии с уравнением (33) В. Симпсона соавторами [31]; с — в соответствии с уравнением (32) В. Шмидта [33]

Fig. 15. Estimation of the distribution lateral pressure coefficient at rest: а — in accordance with equation (29) P.W. Maune and F.H. Kulhawy [29]; б — in accordance with equation (33) B. Simpson et al. [31]; с — in accordance with equation (32) B. Schmidt [33]

всего, высокими значениями коэффициентов переуплотнения и недренажной сдвиговой прочности, что в свою очередь обусловлено очень низким коэффициентом пористости, составляющим в среднем 0,32 (см. рис. 15). Если проводить сравнение с другими отложениями в разрезе, то подобные величины коэффициентов пористости наблюдаются только в слое вендских глин, залегающих с глубины 120 м.

Наибольший интерес вызывает анализ возможных механизмов переуплотнения в послеледниковой голоценовой толще. На всех площадках в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга, где автором производились подобные исследования, близкими механизмами, позволяющими объяснить подобное распределение давления переуплотнения в верхнечетвертичной зоне, являются механизмы, связанные с эрозией и колебаниями уровня грунтовых вод. Представляется, что этот вопрос нуждается в специальном изучении с учетом геологической истории региона.

### Обсуждение результатов исследований

В общем случае оценка давления переуплотнения на площадке в соответствии с предлагаемым методом выполняется в следующей последовательности:

1. Обработка паспортов компрессионных испытаний с определением индекса компрессии, рекомпрессионного индекса, седиментационного параметра, а также относительного изменения коэффициентов пористости при величине эффективных бытовых напряжений (количество параметров минимально).

2. Верификация результатов компрессионных испытаний на основе имеющихся статистических баз данных. Наполнение региональных баз данных.

3. Определение величины давления переуплотнения на основе обработки паспортов лабораторных данных на площадке.

4. Оценка давления переуплотнения с использованием упрощенных зависимостей от физических характеристик лабораторных образцов и природных эффективных напряжений на основе региональных баз данных с помощью различных аппроксимирующих функций.

5. Оценка давления переуплотнения с использованием седиментационных кривых.

Такая последовательность позволяет уточнить необходимые для аналитических и численных расчетов компрессионные параметры (для условий ненарушенной структуры образцов), ожидаемый коэффициент переуплотнения, вероятное распределение недренажной прочности, а также коэффициент бокового давления покая. Используемые для экспресс-вычислений осредненные статистические оценки получены для лабораторных образцов низкого качества — «плохого» и «очень плохого». Таким образом, результаты исследований нуждаются в подтверждении на образцах более высокого качества и в соответствии со стандартами испытаний, общепринятыми в мировой практике.

Применение метода экспресс-оценок с учетом осредненных параметров природной структуры лабораторных образцов оказывается достаточно эффективным, прежде всего, для грунтовых толщ терригенного происхождения, поскольку позволяет выполнять вычисления давления и коэффициентов переуплотнения в широких пределах изменения коэффициентов пористости (с грунтами разной степени литификации — по классификации В.Д. Ломтадзе<sup>3</sup>). Использование для анализа более широкой выборки образцов с различными коэффициентами пористости (в узком диапазоне изменения числа пластичности) позволяет надежно выполнять исследования сжимаемости и, соответственно, давать более надежные оценки распределения давления переуплотнения. Соответственно, предложенный метод будет особенно эффективен, прежде всего, для площадок, сложенных ледниковыми, меж-

<sup>3</sup> Ломтадзе В.Д., 1984. Инженерная геология. Инженерная петрология. Недра, Ленинград.

ледниковыми и послеледниковыми и морскими отложениями, преимущественно в условиях равнинного рельефа (для грунтов, имеющих близкое терригенное происхождение (сходный минеральный состав), а также низкие показатели чувствительности (менее 4).

Приведенная в настоящей работе вариация статистического метода представляет собой простейший случай, который использует осредненную седиментационную кривую. Применение такого упрощения возможно лишь в достаточно узком интервале значений числа пластичности (5–17%), что характерно для ледниковой и послеледниковой толщи Санкт-Петербурга. В общем случае для оценки давления переуплотнения целесообразно использовать набор седиментационных кривых, построенных для различных значений влажности на границе текучести [5].

Поскольку для определения давления переуплотнения были использованы осредненные зависимости индекса компрессии от начального коэффициента пористости, то для выполнения верификационных процедур в части оценок недренированной сдвиговой прочности для различного напряженного состояния также применялись корреляционные зависимости на основе решений механики предельных состояний с осредненными значениями констант. Для оценки распределения недренированной прочности привлекались известные корреляционные зависимости метода SHANSEP с константами, характерными для северных стран Скандинавского региона. Использование этих корреляций представляется оправданным для Санкт-Петербурга, поскольку глинистые разности осадочного чехла имеют терригенное происхождение, характерное для одного седиментационного района (что подтверждается сравнением характеристик компрессионной сжимаемости). Для выполнения более надежных верификационных оценок необходимо уточнить основные аппроксимирующие константы уравнений метода SHANSEP непосредственно для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга.

Использование корреляционной зависимости для оценки недренированной сдвиговой прочности метода SHANSEP выполнялось в упрощенном виде (с учетом принятых допущений):

$$c_u = S \cdot \sigma'_v \cdot OCR^m = S \cdot \sigma'_v \cdot 10^{\frac{m}{2} \left[ \frac{1}{0,183e_0 + 0,18} - \lg \sigma'_v \right]} = S \cdot \sigma'_v \cdot 10^{0,4 \left[ \frac{1}{0,183e_0 + 0,18} - \lg \sigma'_v \right]} \quad (34)$$

По результатам исследований величины недренированной прочности на различных площадках константы аппроксимирующего уравнения (12), вероятно, будут нуждаться в дополнительных корректировках.

Предлагаемые упрощенные методы определения давления переуплотнения, по существу, повторяют подходы, использующие результаты аппроксимации седиментационной кривой (литификационной кривой — В.Д. Ломтадзе<sup>3</sup>). Выбор базиса седиментационной кривой для построения схемы метода имеет естественные ограничения, которые связаны с возможностью выражения этой кривой математической зависимостью с необходимой точностью. Поэтому его применение проще реализовать для глинистой грунтовой толщи, в которой основной состав минералов сходен или имеет близкое терригенное происхождение (сходные диаграммы пластичности и активности).

Реализация метода сопряжена с высокой трудоемкостью обработки достаточно большого числа компрессионных испытаний [2–4].

Представляется, что разработка и совершенствование подобных методов приближенной оценки давления переуплотнения, использующих статистические базы данных о сжимаемости, будут иметь перспективы развития. В подтверждение этого можно отметить достаточно динамично развивающиеся в последнее время работы по созданию глобальных баз данных по недренированной сдвиговой прочности J. Ching и K. Phoon [15–17]. На основе этих баз данных уточняются не только аппроксимирующие зависимости недренированной сдвиговой прочности от физических свойств, но и корреляционные зависимости давления и коэффициента переуплотнения (на основе метода SHANSEP).

Очевидным преимуществом рассматриваемого метода перед методами, основанными на вычислении давления и коэффициентов переуплотнения через недренированную прочность, является возможность оценки сжимаемости. Рассматриваемая вариация статистического метода позволяет оценивать реальную сжимаемость образца (ненарушенной структуры), тем самым фактически трансформируя концепцию «идеального образца» [9, 10] в концепцию «идеальных образцов», формирующих «идеальную седиментационную кривую». Другим очевидным преимуществом является то, что оценка давления переуплотнения выполняется с использованием распределения коэффициента пористости по глубине грунтового массива, что является довольно простым для применения, поскольку информация о распределении этой величины и природной влажности практически всегда имеется в результатах инженерно-геологических изысканий в России. Можно отметить, что оценка давления переуплотнения, учитывая наличие корреляционных зависимостей типа «плотность–влажность» или «плотность–коэффициент пористости», может быть выполнена с привлечением значений плотности грунта или плотности сухого грунта.


Предложенный метод использует идею компенсации потерь эффективных напряжений в скелете, а также деформационный критерий оценки нарушения природной структуры лабораторного образца. Деформационный критерий выбран по причине простоты его применения, поскольку параметр нарушения природной структуры образца легко вычисляется при обработке компрессионной кривой. В настоящей работе представлен вариант одной из пионерных реализаций идеи компенсации потерь эффективных напряжений в скелете на основе статистических зависимостей изменения индекса компрессии. Можно отметить, что точность определения давления переуплотнения оказывается зависящей от выбранного критерия оценки нарушения природной структуры. Как уже указывалось, используемый деформационный критерий не является универсальным, поскольку не учитывает исчерпывающим образом все потери эффективных напряжений и влажности образца. Для полноценной эффективной работы метода необходима разработка и верификация новых универсальных критериев нарушения природной структуры лабораторных образцов. Именно с этим связано использование упрощенного варианта оценки давления переуплотнения. Можно отметить, что представленный в настоящей работе вариант метода оценки дав-



ления переуплотнения и недренированной прочности в общем случае дает средние значения давления переуплотнения для глинистых отложений в узком интервале числа пластичности (как правило, это 5–17%). Поэтому в ряде случаев метод будет давать консервативные оценки, а в ряде случаев незначительно переоценивать вычисляемые значения давления переуплотнения и недренированной прочности.

Поскольку эффективность применения метода зависит от качества определения физических характеристик грун-

тов, то результаты их определения необходимо тщательно верифицировать. Для использования метода следует выполнять общие верификационные процедуры оценки недренированной прочности как по результатам лабораторных, так и полевых испытаний, что, собственно, и является основной задачей инженерно-геологических изысканий.

Рассмотренные в настоящей работе результаты комплексных исследований нуждаются в корректировках и подтверждении с учетом результатов прогнозов длительных осадок существующих зданий [1] или дорожных насыпей. 

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Васенин В.А., 2014. Анализ процесса развития длительных осадок застройки Санкт-Петербурга по результатам мониторинговых наблюдений. Взаимодействие оснований и сооружений. Подземные сооружения и подпорные стены, Труды Международной конференции по геотехнике ТК № 207 ISSMGE, Санкт-Петербург, 2014, Том 2, с. 8–27.
2. Васенин В.А., 2018. Оценки изменения физических свойств глинистых отложений на территории Санкт-Петербурга и их связь с механизмами переуплотнения. Геотехника, Том X, № 3, с. 70–86.
3. Васенин В.А., 2018. Статистическая оценка параметров нарушения природной структуры лабораторных образцов глинистых отложений при инженерно-геологических изысканиях на территории Санкт-Петербурга и окрестностей. Инженерная геология, Том XIII, № 6, с. 48–65, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2018-13-6-48-65>.
4. Васенин В.А., 2019. Компрессионная сжимаемость глинистых грунтов Санкт-Петербурга. Часть 2. Сопоставление корреляционных зависимостей для Балтийского региона. Геотехника, Том XI, № 1, с. 6–21, <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2019-11-1-6-21>.
5. Васенин В.А., 2019. Метод определения давления переуплотнения на основе статистических зависимостей распределения индекса компрессии. Часть 1. Обоснование метода. Инженерная геология, Том XIV, № 3, с. 38–57, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2019-14-3-38-57>.
6. Государственная геологическая карта Российской Федерации, 2012. Масштаб 1:1 000 000 (третье поколение). Серия Центрально-Европейская. Листы О-35 — Псков, N-35), О-36 — Санкт-Петербург. Картографическая фабрика ВСЕГЕИ, Санкт-Петербург.
7. Геологический атлас Санкт-Петербурга, 2009. Комильфо, Санкт-Петербург.
8. Andersen A., Kolstad P., 1979. The NGI 54-mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials. Proceedings of the International Conference on Soil Sampling, Singapore, 1979, pp. 13–21.
9. Baligh M.M., 1985. The strain path method. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 9, pp. 1108–1136.
10. Baligh M.M., Azzouz A.S., Chin C.T., 1987. Disturbances due to ideal tube sampling. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 7, pp. 739–757.
11. Bjerrum L., 1967. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Géotechnique, Vol. 17, No. 2, pp. 81–118.
12. Bjerrum L., 1972. Embankments on soft ground. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue University, Lafayette, 1972, Vol. 2, pp. 1–54.
13. Bjerrum L., 1973. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). State of the Art Report to Session IV, Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973, Vol. 3, pp. 111–159.
14. Chen Y.J., Kulhawy F.H., 1993. Undrained strength interrelationships among CIUC, UU and UC tests. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 11, pp. 1732–1750.
15. Ching J., Phoon K.K., 2012. Modeling parameters of structured clays as a multivariate normal distribution. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 49, No. 5, pp. 522–545.
16. Ching J., Phoon K.K., 2013. Multivariate distribution for undrained shear strengths under various test procedures. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 50, No. 9, pp. 907–923, <https://doi.org/10.1139/cgj.2013-0002>.
17. Ching J., Phoon K.K., 2014. Correlations among some clay parameters — the global database. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 51, No. 6, pp. 663–685.
18. Jacobsen H.M., 1992. Bestemmelse af forbelastningstryk i laboratoriet. Proceedings of Nordiske Geoteknikermonde NGM-92, Aalborg, Denmark, 1992, Vol. 2, No. 9, pp. 455–460.
19. Jamiolkowsky M., Ladd C.C., Germaine J.T., Lancelotta R., 1985. New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985, Vol. 1, pp. 57–153.
20. Janbu N., 1998. Sediment deformations. Norwegian University of Science and Technology, Department of Geotechnical Engineering, Trondheim, Bul. 35, p. 86.
21. Helenelund K.V., 1954. Settlement observations in Finland. Proceedings of the 3rd International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, 1954, Sect. 4, pp. 371–376.

22. Kulhawy F.H., Mayne P.W., 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design. Publishing house of the Electric Power Research Institute, New York, USA.
23. Ladd C.C., Lambe T.W., 1963. The strength of undisturbed clay determined from undrained tests. Proceedings of the Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM STP 361, Philadelphia, USA, 1963, pp. 342–371.
24. Ladd C.C., Foot R., 1974. New design procedure for stability of soft clays. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 4, pp. 540–615.
25. Ladd C.C., Don J., DeGroot D.J., 2003. Recommended practice for soft ground site characterization: arthur casagrande lecture. Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, MA, USA, 2003, Vol. 1, pp. 1–57.
26. Larsson R., Sällfors G., Bengtsson P.E., Alén C., Bergdahl U., Eriksson L., 2007. Skjuvhällfasthet: utvärdering I kohesionsjord (2nd edition), Information 3. Swedish Geotechnical Institute (SGI), Linköping.
27. Lunne T., Berre T., Strandvik S., 1997. Sample disturbance effect in soft low plasticity Norwegian clay. Proceedings of the Conference on Recent Developments in Soil Mechanics, Rio-de-Janeiro, Brazil, 1997, pp. 81–102.
28. Mayne P.W., 1985. A review of undrained strength in direct simple shear. Soils and Foundation, Vol. 25, No. 3, pp. 64–72.
29. Mayne P.W., Kulhawy F.H., 1982. K<sub>0</sub>-OCR (At rest pressure — Overconsolidation Ratio) relationships in soil ASCE. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. GT6, pp. 851–872.
30. Mesri G., 1975. Discussion on “New design procedure for stability of soft clays”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, No. 4, pp. 409–412.
31. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M., 1979. Design parameters for stiff clays. Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, UK, 1979, Vol. 5, pp. 91–125.
32. Schmertmann J.N., 1955. The undisturbed consolidation behavior of clay. Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 120, pp. 1201–1233.
33. Schmidt B., 1966. Discussion of “Earth pressures at rest related to stress history” by Brooker and Ireland (1965). Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 4, pp. 239–242.
34. Shogaki T., 1994. Effects of samples on strength and consolidation parameter of soft clay. Soil and Foundation, Vol. 34, No. 3, pp. 1–10.
35. Shogaki T., 1996. A method for correcting consolidation parameters for sample disturbance using volumetric strain. Soils and Foundations, Vol. 36, No. 3, pp. 123–131.
36. Wroth C.P., 1984. Interpretation in situ soil test. Géotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449–489.

## REFERENCES

1. Vasenin V.A., 2014. Analysis of the development process of a long-term settlements development of Saint Petersburg based on the results of monitoring observations. The interaction of bases and structures. Underground structures and retaining walls, Proceedings of the International Conference on Geotechnics, TC No. 207 ISSMGE, Saint Petersburg, 2014, Vol. 2, pp. 8–27. (in Russian)
2. Vasenin V.A., 2018. Evaluation of clay deposits physical properties changes regularities in Saint Petersburg territory and their communication with overconsolidation mechanisms. Geotechnics, Vol. X, No. 3, pp. 70–86. (in Russian)
3. Vasenin V.A., 2018. Evaluation of disturbed parameters of the natural structure of the laboratory samples of clay deposits during engineering and geological surveys in Saint Petersburg territory and nearest areas. Inzhenernaya geologiya, Vol. XIII, No. 6, pp. 48–65, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2018-13-6-48-65>. (in Russian)
4. Vasenin V.A., 2019. Clayey soils of Saint Petersburg oedometric compression. Part 2. Comparison correlation dependencies of Baltic region. Geotechnics, Vol. XI, No. 1, pp. 6–21, <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2019-11-1-6-21>. (in Russian)
5. Vasenin V.A., 2019. The method of determining the overconsolidation pressure based on the statistical dependencies of the distribution of the compression index. Part 1. Justification of the method. Engineering Geology World, Vol. XIV, No. 3, pp. 38–57, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2019-14-3-38-57>. (in Russian)
6. State Geological Map of the Russian Federation, 2012. Scale 1:1 000 000 (third generation). Series Central European. Sheets O-35 — Pskov, (N-35), O-36 — Saint Petersburg. Cartographic factory Karpinsky Russian Geological Research Institute, Saint Petersburg. (in Russian)
7. Geological Atlas of Saint Petersburg, 2009. Komil'fo, Saint Petersburg. (in Russian)
8. Andersen A., Kolstad P., 1979. The NGI 54-mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials. Proceedings of the International Conference on Soil Sampling, Singapore, 1979, pp. 13–21.
9. Baligh M.M., 1985. The strain path method. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 9, pp. 1108–1136.
10. Baligh M.M., Azzouz A.S., Chin C.T., 1987. Disturbances due to ideal tube sampling. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 7, pp. 739–757.
11. Bjerrum L., 1967. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Géotechnique, Vol. 17, No. 2, pp. 81–118.

12. Bjerrum L., 1972. Embankments on soft ground. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue University, Lafayette, 1972, Vol. 2, pp. 1–54.
13. Bjerrum L., 1973. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). State of the Art Report to Session IV, Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973, Vol. 3, pp. 111–159.
14. Chen Y.J., Kulhawy F.H., 1993. Undrained strength interrelationships among CIUC, UU and UC tests. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 11, pp. 1732–1750.
15. Ching J., Phoon K.K., 2012. Modeling parameters of structured clays as a multivariate normal distribution. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 49, No. 5, pp. 522–545.
16. Ching J., Phoon K.K., 2013. Multivariate distribution for undrained shear strengths under various test procedures. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 50, No. 9, pp. 907–923, <https://doi.org/10.1139/cgj.2013-0002>.
17. Ching J., Phoon K.K., 2014. Correlations among some clay parameters — the global database. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 51, No. 6, pp. 663–685.
18. Jacobsen H.M., 1992. Bestemmelse af forbelastningstryk i laboratoriet. Proceedings of Nordiske Geoteknikermonde NGM-92, Aalborg, Denmark, 1992, Vol. 2, No. 9, pp. 455–460.
19. Jamiolkowsky M., Ladd C.C., Germaine J.T., Lancelotta R., 1985. New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985, Vol. 1, pp. 57–153.
20. Janbu N., 1998. Sediment deformations. Norwegian University of Science and Technology, Department of Geotechnical Engineering, Trondheim, Bul. 35, p. 86.
21. Helenelund K.V., 1954. Settlement observations in Finland. Proceedings of the 3rd International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, 1954, Sect. 4, pp. 371–376.
22. Kulhawy F.H., Mayne P.W., 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design. Publishing house of the Electric Power Research Institute, New York, USA.
23. Ladd C.C., Lambe T.W., 1963. The strength of undisturbed clay determined from undrained tests. Proceedings of the Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM STP 361, Philadelphia, USA, 1963, pp. 342–371.
24. Ladd C.C., Foot R., 1974. New design procedure for stability of soft clays. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 4, pp. 540–615.
25. Ladd C.C., Don J., DeGroot D.J., 2003. Recommended practice for soft ground site characterization: arthur casagrande lecture. Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, MA, USA, 2003, Vol. 1, pp. 1–57.
26. Larsson R., Sällfors G., Bengtsson P.E., Alén C., Bergdahl U., Eriksson L., 2007. Skjuvhållfasthet: utvärdering I kohesionsjord (2nd edition), Information 3. Swedish Geotechnical Institute (SGI), Linköping.
27. Lunne T., Berre T., Strandvik S., 1997. Sample disturbance effect in soft low plasticity Norwegian clay. Proceedings of the Conference on Recent Developments in Soil Mechanics, Rio-de-Janeiro, Brazil, 1997, pp. 81–102.
28. Mayne P.W., 1985. A review of undrained strength in direct simple shear. Soils and Foundation, Vol. 25, No. 3, pp. 64–72.
29. Mayne P.W., Kulhawy F.H., 1982. K<sub>0</sub>-OCR (At rest pressure — Overconsolidation Ratio) relationships in soil ASCE. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. GT6, pp. 851–872.
30. Mesri G., 1975. Discussion on “New design procedure for stability of soft clays”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, No. 4, pp. 409–412.
31. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M., 1979. Design parameters for stiff clays. Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, UK, 1979, Vol. 5, pp. 91–125.
32. Schmertmann J.N., 1955. The undisturbed consolidation behavior of clay. Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 120, pp. 1201–1233.
33. Schmidt B., 1966. Discussion of “Earth pressures at rest related to stress history” by Brooker and Ireland (1965). Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 4, pp. 239–242.
34. Shogaki T., 1994. Effects of samples on strength and consolidation parameter of soft clay. Soil and Foundation, Vol. 34, No. 3, pp. 1–10.
35. Shogaki T., 1996. A method for correcting consolidation parameters for sample disturbance using volumetric strain. Soils and Foundations, Vol. 36, No. 3, pp. 123–131.
36. Wroth C.P., 1984. Interpretation in situ soil test. Géotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449–489.

**ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ****ВАСЕНИН ВЛАДИСЛАВ АНАТОЛЬЕВИЧ**

*Заместитель генерального директора ООО «ПИ Георекострукция»,  
к.т.н., г. Санкт-Петербург, Россия*

**INFORMATION ABOUT THE AUTHORS****VLADISLAV A. VASENIN**

*Deputy General Director of the “Design Institute Georekonstrukciya”  
LLC, PhD (Candidate of Science in Technics), Saint Petersburg, Russia*