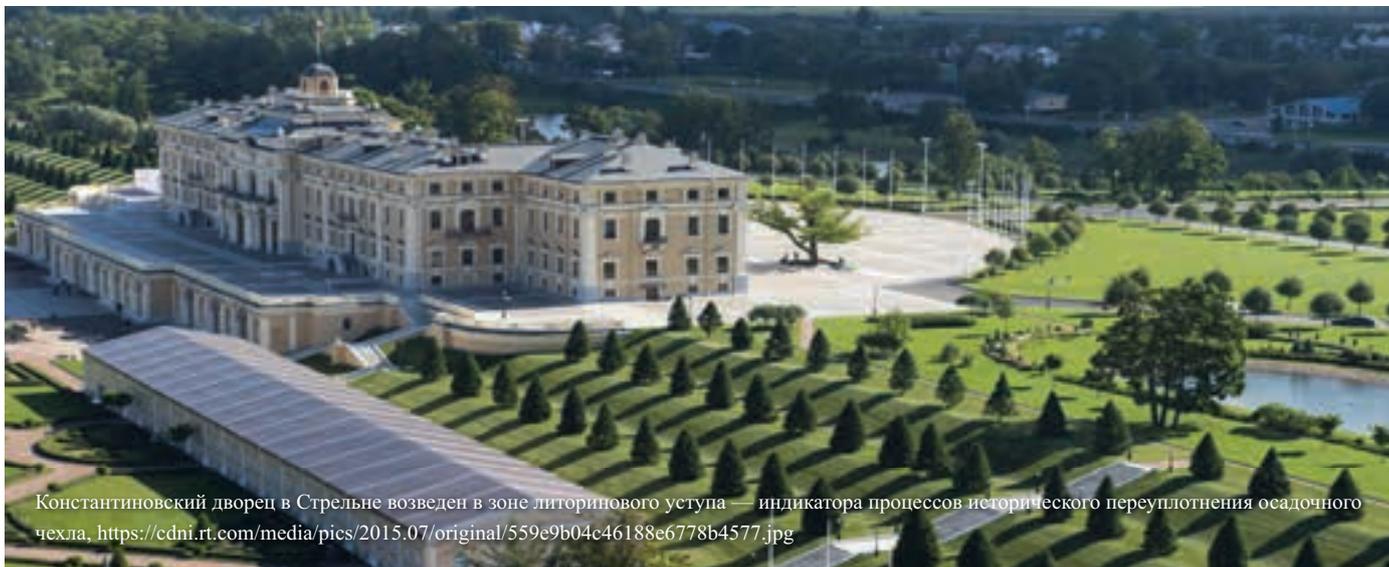


# МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ ПЕРЕУПЛОТНЕНИЯ НА ОСНОВЕ СТАТИСТИЧЕСКИХ ЗАВИСИМОСТЕЙ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ИНДЕКСА КОМПРЕССИИ. ЧАСТЬ 1. ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДА



Константиновский дворец в Стрельне возведен в зоне литоринового уступа — индикатора процессов исторического переуплотнения осадочного чехла, <https://cdni.rt.com/media/pics/2015.07/original/559e9b04c46188e6778b4577.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 23.09.2019 / Дата публикации 30.09.2019

© ООО «Геомаркетинг», 2019

## Аннотация

В первой части работы выполнен краткий обзор методов определения давления переуплотнения в лабораторных условиях, учитывающих нарушение природной структуры образцов. Приводится обоснование метода определения давления переуплотнения по результатам статистических оценок индекса компрессии с учетом параметра нарушения природной структуры лабораторных образцов (по градациям качества). Разработка метода осуществлена для быстрого анализа больших объемов результатов компрессионных испытаний (с целью создания региональной базы данных) лабораторных образцов. Рассматриваются различные вариации метода, позволяющие по физическим характеристикам терригенных грунтов оценить историческое давление переуплотнения с учетом качества лабораторных образцов. На основе метода с учетом статистических распределений индекса компрессии (в определенных диапазонах градации качества лабораторных образцов) выполняется построение седиментационной кривой. Приведены упрощенные подходы к оценке давления переуплотнения с использованием различных вариантов аппроксимации зависимостей индекса компрессии от природной величины коэффициента пористости. Метод наиболее эффективен для терригенных глинистых разностей, имеющих сходные диаграммы пластичности и активности минерального состава и находящихся в узком интервале изменения числа пластичности (5–17%), что характерно для ледниковых и послеледниковых отложений территории Санкт-Петербурга. На основании анализа свойств седиментационной кривой показана возможность выполнения верификационных процедур оценки недренированной сдвиговой прочности. Показано сходство генетической классификации В.Д. Ломтадзе на основе литификационной кривой и классификации по консистенции на основе оценки величины недренированной сдвиговой прочности. Для повышения точности метода рекомендуется создание расширенных региональных баз данных индекса компрессии и недренированной сдвиговой прочности с учетом физических свойств образцов.

## Ключевые слова:

компрессионные испытания; давление переуплотнения; коэффициент переуплотнения; нарушение природной структуры образцов; индекс компрессии; недренированная сдвиговая прочность; коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя; седиментационная кривая; гляциальные отложения; постгляциальные отложения

## Ссылка для цитирования:

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>.

# 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

VLADISLAV A. VASENIN

"Design Institute Georekonstrukciya" LLC, Saint-Petersburg, Russia, vavasenin@mail.ru  
Address: Bld. 4, Off. 414, Izmailovsky Ave, 190005, Saint-Petersburg, Russia

Original paper

Received 2 August 2019 / Accepted 23 September 2019 / Published 30 September 2019

© "Geomarketing" LLC, 2019

## Abstract

In the first part of the work, a brief review of methods for determining the overconsolidation pressure under laboratory conditions, taking into account the disturbance of the natural structure of the samples, was performed. A theoretical justification is given for the method for determining of the overconsolidation pressure according to the results of statistical estimates of the compression index, taking into account the parameter of disturbance of the natural structure of laboratory samples (by quality gradations). The development of the method was carried out for the rapid analysis of large volumes of compression test results (with the aim of creating a regional database) of laboratory samples. Variations of the method are considered, which make it possible to estimate the historical overconsolidation pressure according to the physical characteristics of terrigenous soils, taking into account the quality of soil samples. On the basis of the method, taking into account the statistical distributions of the compression index (in certain ranges of the gradation of the quality of laboratory samples), a sedimentation curve is constructed. Simplified approaches to estimating overconsolidation pressure are given, taking into account various options for approximating the dependencies of the compression index on the natural value of the void ratio. The method is most effective for terrigenous clay differences, that have similar diagrams of plasticity and activity of the mineral composition, and located in a narrow range of plasticity changes (5–17%), which is typical for glacial and postglacial deposits of territory of St. Petersburg. Based on the analysis of the properties of the sedimentation curve, the possibility of performing verification procedures for evaluating undrained shear strength is shown. The similarity of the genetic classification of V.D. Lomtadze on the basis of a lithification curve and classification by consistency based on an estimate of the amount of undrained shear strength is shown. To improve the accuracy of the method, it is necessary to create advanced regional databases of the compression index and undrained shear strength, taking into account the physical properties of the samples.

## Key words:

compression tests; overconsolidation pressure; overconsolidation ratio; disturbance of the natural structure of the samples; compression index; undrained shear strength; lateral pressure factor of the soil at rest; sedimentation curve; glacial deposits; postglacial deposits

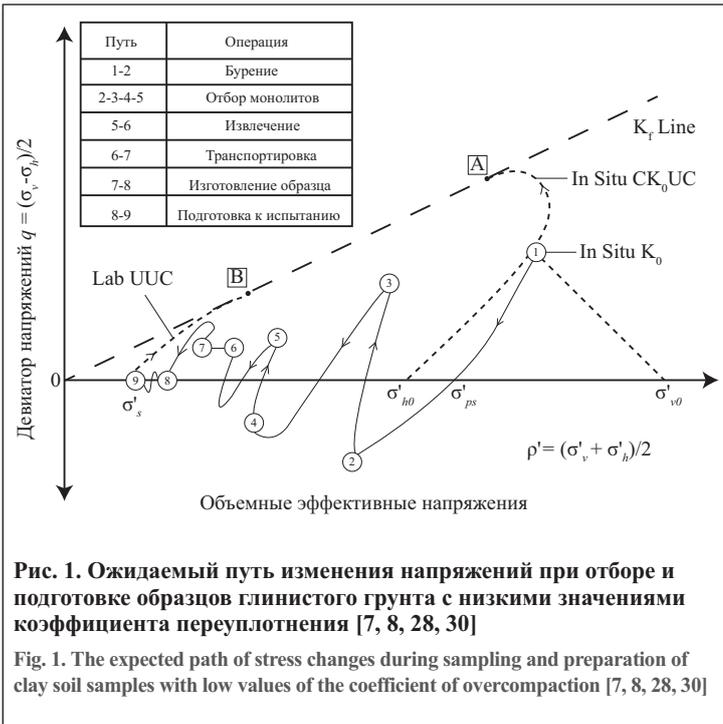
## For citation:

Vasenin V.A., 2019. The method of determining the overconsolidation pressure based on the statistical dependencies of the distribution of the compression index. Part 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>.

## Введение

Качество инженерно-геологических изысканий и, как результат, расчетных геотехнических обоснований и проектных решений зависит от качества лабораторных образцов. При выполнении различных операций на этапах бурения, отбора, извлечения, транспортировки, хранения, изготовления и подготовки образцов к испытаниям происходит процесс деградации эффективных напряжений в скелете грунта [7, 8, 28–30, 33]. Приближенная схема этого процесса приведена на рис. 1. Для слабых глинистых грунтов потеря эффективных напряжений в скелете сопровождается ростом порового давления. Особо выраженный эффект роста порового давления отмечается различными исследователями для образцов с числом пластичности меньше 17%. Как правило, именно к таким грунтам относятся слабые ледниковые и послеледниковые глинистые отложения, слагающие всю четвертичную толщу в г. Санкт-Петербург. Поэтому учет эффекта снижения напряжений в скелете при оценке исторической величины давления переуплотнения представляется крайне актуальным.

Понятно, что перераспределение напряжений в образце является следствием реализации части объемных и сдвиговых деформаций. Рост порового давления в образце неизбежно приведет к деградации недренированной сдвиговой прочности (см. рис. 1) и сдвиговой жесткости образцов. С другой стороны, реализация части объемных деформаций в условиях компрессионных испытаний приведет к деградации объемной сжимаемости, что будет проявляться в снижении индексов компрессии, вторичной консолидации и коэффициентов фильтрации [47, 49]. Рассматриваемая совокупность объемных и сдвиговых деформаций, которую претерпевает лабораторный образец, неизбежно сказывается и на точности определения физических свойств грунта. Во второй части настоящей статьи приводятся примеры, в которых нарушение природной структуры лабораторных образцов приводило к значительным ошибкам в определении физических характеристик слабых грунтов. В инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга это отмечается как для голоценовых, так и для плейстоценовых отложений.



**Рис. 1. Ожидаемый путь изменения напряжений при отборе и подготовке образцов глинистого грунта с низкими значениями коэффициента переуплотнения [7, 8, 28, 30]**

**Fig. 1. The expected path of stress changes during sampling and preparation of clay soil samples with low values of the coefficient of overcompaction [7, 8, 28, 30]**

В российских и зарубежных стандартах предполагается, что лабораторные испытания по определению прочности и деформируемости грунтов должны выполняться

на образцах ненарушенной структуры. При этом четких критериев нарушения природной структуры при отборе, транспортировке и подготовке образцов в стандартах не приводится. Так, например, практически в каждом отчете по инженерно-геологическим изысканиям в г. Санкт-Петербург упоминается, что для лабораторных исследований использовались образцы ненарушенной структуры. Однако, как показывают статистические исследования, выполненные автором, это далеко не так [2]. В международной практике в качестве критерия качества отбора и подготовки образцов для компрессионных испытаний используются величины изменения относительной объемной деформации и коэффициента пористости при величине бытовых давлений на глубинах, с которых отбирался образец [5, 6, 32, 51]. Основные критерии градации качества образца, обычно используемые в оценке результатов компрессионных испытаний, приведены в табл. 1.

Анализируя табл. 1, можно отметить, что критерии качества образца, соответствующие уровню «хороший», оказываются достаточно жесткими и требуют, как правило, отбора образцов с помощью грунтоносов. Невыполнение этих критериев ведет не только к изменению жесткости образца грунта, но и «стирает» историю нагружения (приводит к потере напряжений в скелете образца грунта). В результате этого, например, определение давления переуплотнения с помощью большинства существующих методов становится чаще всего пустым упраж-

**СПИСОК ПРИНЯТЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ:**

- $e_0$  — природный коэффициент пористости;
- $e_1$  — седиментационный параметр аппроксимации компрессионной кривой — коэффициент пористости при давлении 1 кПа;
- $e_1^*$  — откорректированное значение (для образца ненарушенной структуры) седиментационного параметра аппроксимации компрессионной кривой — коэффициент пористости при давлении 1 кПа;
- $C_c, C_{ce}$  — индекс компрессии;
- $C_{ce}$  — коэффициент компрессии;
- $C_r$  — 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;
- $\Delta e/e_0$  — параметр качества лабораторного образца по Т. Lunne и др. [32];
- $e_L$  — коэффициент пористости при величине влажности на границе текучести;
- $\sigma'$  — вертикальное эффективное напряжение в скелете;
- $\sigma'_p$  — давление переуплотнения;
- $\sigma'_v$  — вертикальное эффективное напряжение в скелете от собственного веса грунта (бытовое давление);
- $\sigma'_k$  — вертикальное эффективное напряжение в скелете в точке с максимальной кривизной компрессионной кривой в координатах  $e - \lg \sigma'$ ;
- $\sigma'_{int}$  — вертикальное эффективное напряжение в точке пересечения линий нормального уплотнения образца нарушенной и ненарушенной структуры;
- $\sigma'_{atm}$  — атмосферное давление;
- $\sigma'_h$  — горизонтальное эффективное напряжение в скелете от собственного веса грунта;
- $OCR$  — коэффициент переуплотнения;
- $\epsilon_{tot}$  — общая величина относительной деформации;
- $\epsilon_p$  — пластический компонент относительной деформаций;
- $\epsilon_e$  — упругий компонент относительной деформации;
- $c_{u,FV}$  — недренарованная сдвиговая прочность по результатам испытаний полевой крыльчаткой;
- $U$  — поровое давление в образце при проведении компрессионных испытаний;
- $V_s$  — скорость поперечных волн в образце;
- $W, E$  — работа/энергия деформации;
- $S_f$  — параметр чувствительности;
- $I_p$  — число пластичности.

Таблица 1  
Table 1

## Градации качества образца по критерию деформации по Terzaghi K. с соавторами [51] и Lunne T. с соавторами [32, 33]

Gradations of sample quality by the strain criterion according to Terzaghi K. et al. [51] and Lunne T. et al. [32, 33]

Градация качества образца (Terzaghi K. и др.)		Критерий $\Delta e/e_0$ (Lunne T. и др.)			
Объемная деформация, %	Качество	$OCR = 1-2$	$OCR = 2-4$	$OCR = 4-6$	Качество образца
		$\Delta e/e_0$	$\Delta e/e_0$	$\Delta e/e_0$	
< 1%	A	< 0,04	< 0,03	< 0,02	Очень хорошее
1–2%	B	0,04–0,07	0,03–0,05	0,02–0,035	Хорошее
2–4%	C	0,07–0,14	0,05–0,1	0,035–0,07	Плохое
4–8%	D	> 0,14	> 0,1	> 0,07	Очень плохое
> 8%	E	–	–	–	–

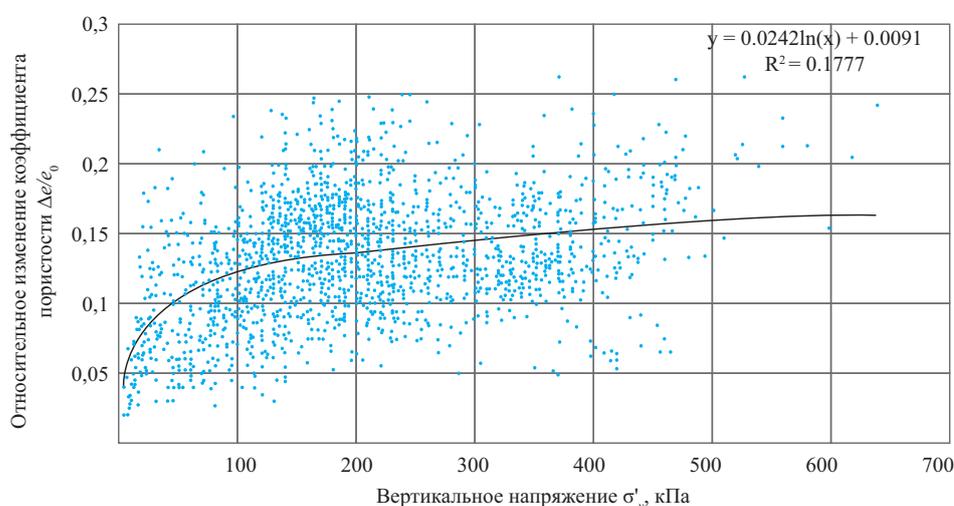


Рис. 2. Зависимость относительного изменения коэффициента пористости лабораторных образцов от глубины отбора для четвертичных грунтов по результатам компрессионных испытаний более 3000 образцов, отобранных на территории Санкт-Петербурга [2]

Fig. 2. Dependence of the relative change in the void ratio of a laboratory sample on the depth of sampling for Quaternary soils according to the results of compression tests of more than 3,000 samples taken in St. Petersburg [2]

нением по начертательной геометрии или математике. На сегодняшний день насчитывается более 40 методов определения давления переуплотнения (табл. 2). Результаты определения давления переуплотнения для наиболее часто используемых методов (Casagrande, Becker и др.) для гляциальных и постгляциальных грунтов даже для образцов с минимальными нарушениями природной структуры далеко не однозначны [22]. Не останавливаясь на общей классификации, рассмотрим методы, которые учитывают либо частично учитывают степень нарушения природной структуры образцов, т.е. работают с качеством образцов «плохое/очень плохое» или «D/E». Как правило, только с такими образцами в основном и имеют дело отечественные специалисты-геотехники (рис. 2).

### Методы оценки давления переуплотнения с учетом нарушения природной структуры образцов

Ниже рассмотрены и кратко охарактеризованы существующие методы оценки давления переуплотнения и

определения деформационных характеристик грунта, свободные от искажений, привносимых нарушением природной структуры. Можно отметить, что таких методов очень мало и наиболее интересным из них представляется метод, разработанный J.N. Schmertmann [42]. В 1955 г. он предложил итерационную процедуру восстановления давления переуплотнения по результатам компрессионных испытаний образца с нарушением природной структуры (рис. 3). Процедура предполагает выполнение разгрузки образца для оценки разгрузочного индекса. На первом этапе выполняется определение давления переуплотнения с использованием процедуры A. Casagrande [15] и ASTM 2004 «Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading». Из точки с координатами исходного природного напряженно-деформированного состояния в осях ( $e_0, I_g \sigma'_v$ ) проводится линия, параллельная рекомпрессионной траектории  $C_r$  [31]. Выполняется поиск точки пересечения линии нормального уплотнения с горизонтальной линией  $0,42e_0$ . Данный критерий является эмпирическим, он предложен

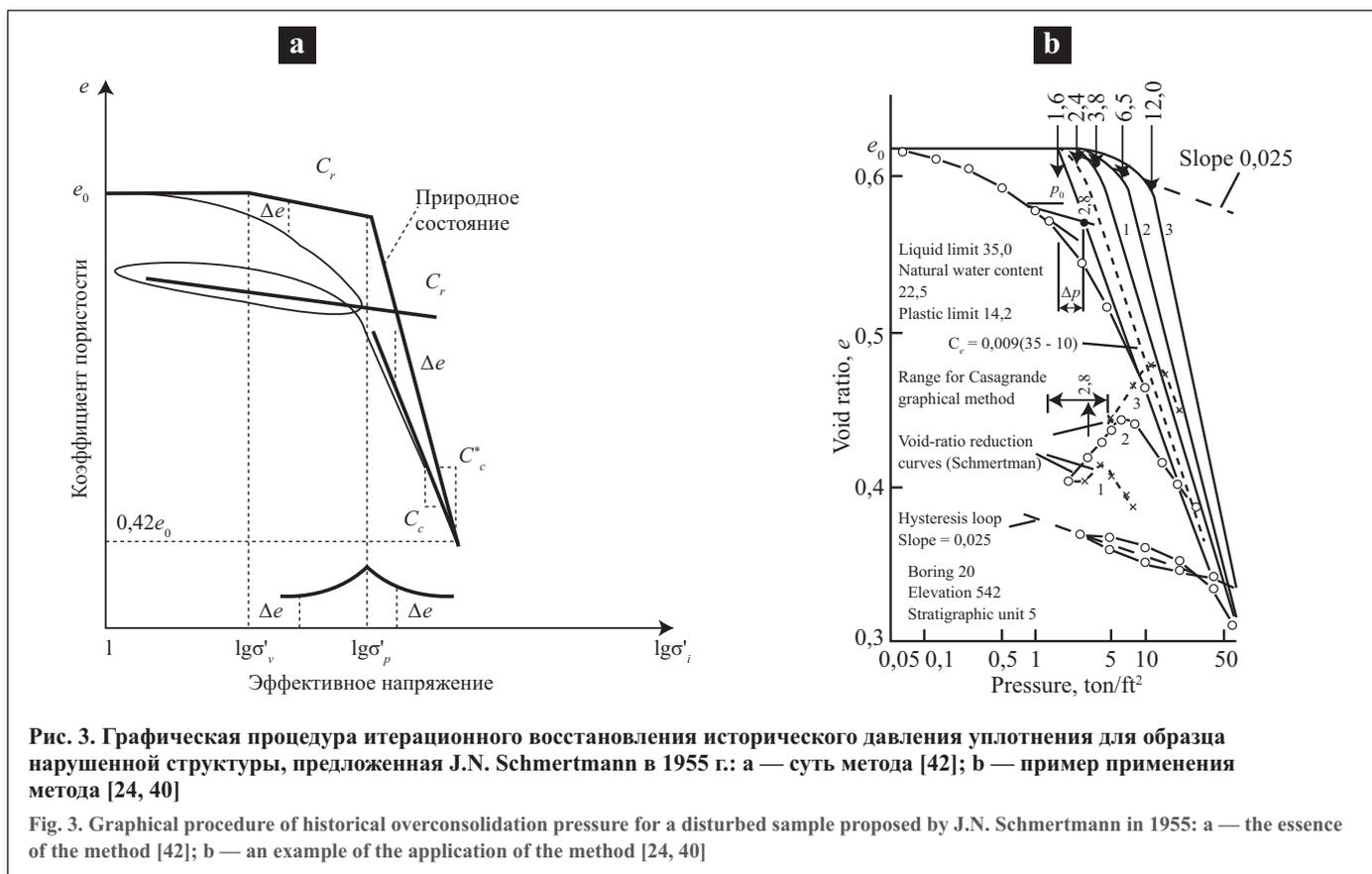
**Методы определения величины исторического давления переуплотнения, основанные преимущественно на результатах анализа компрессионных кривых**  
**Methods for determining the historical overconsolidation pressure, based mainly on the analysis of compression curves**

Автор	Метод определения	Источник
Casagrande A., 1936 г.	$e - \log \sigma'_v$ график, графическое построение	[15]
Van Zelst T.W., 1948 г.	$\varepsilon - \log \sigma'_v$ график, графическое построение	[54]
Burmister D.M., 1951 г.	$\varepsilon - \log \sigma'_v$ график	[13]
Schmertmann J.N., 1955 г.	$e - \log \sigma'_v$ график, графическое построение	[42]
Janbu N., 1969 г.	Графики напряжение–деформация и число модуля (modulus number)–деформация	[26]
Pacheco Silva F., 1970 г.	$e - \log \sigma'_v$ график, графическое построение	[39]
Sällfors G., 1975 г.	$\varepsilon - \log \sigma'_v$ график, грунты с органикой	[41]
Andersen A. et al., 1979 г.	Обратный анализ недренированной прочности $c_u$	[6]
Tavenas F., 1979 г.	$\varepsilon - \log \sigma'_v$ график, графическое построение	[50]
Butterfield R., 1979 г.	$\log(1+e) - \log \sigma'_v$ график	[14]
Graham J. et al., 1981 г.	Аппроксимация кривой	[21]
Oikawa H., 1987 г.	$\log(1+e) - \log \sigma'_v$ график	[37]
Becker D. et al., 1987 г.	$W - \sigma'_v$ энергетический метод, графическое построение	[9]
Jose B. et al., 1989 г.	$\log(e) - \log \sigma'_v$ график	[27]
Hardin B., 1989 г.	$1/e - (\sigma'_v / \sigma'_{vm})^p$ график	[23]
Burland J.B., 1990 г.	$I_{vo} - \log \sigma'_v$ график	[12]
Nagaraj T., Murthy B., Vatsala A., Joshi R., 1990 г.	$e - \log \sigma'_v$ график, графическое построение — чувствительные и цементированные грунты	[36]
Jacobsen H., 1992 г.	Эмпирическая оценка или графическая процедура	[25]
Dias M., Pierce F., 1995 г.	Процедура с использованием комбинации методов	[20]
Onitsuka K., 1995 г.	$\ln(1+e) - \log \sigma'_v$ график	[38]
Shogaki T., 1996 г.	$e - \log \sigma'_v$ график с учетом построения деградационных кривых при разной степени нарушения природной структуры образца	[47]
Chetia M., Bora P., 1998 г.	Эмпирические выражения связи $OCR$ с $e_L$	[17]
DeGroot D. et al., 1999 г.	Соотношение между $\sigma'_p$ , $c_u$ и показателем консистенции грунта	[18]
Senol A., Saglamer A., 2002 г.	$\varepsilon \sigma'_v - \log \sigma'_v$ график	[44]
Seah T., Juimarongrit T., 2003 г.	График коэффициент порового давления $U/\sigma'_v - \sigma'_v$ , минимальное поровое давление	[45]
Wang L., Frost J., 2004 г.	$W - \sigma'_v$ , потери энергии деформации	[55]
Clementino R., 2005 г.	$e - \log \sigma'_v$ график, графическое построение	[16]
Solanki C., Desai R., 2008 г.	Эмпирические соотношения $e - e_L$	[49]
Mesri G., Vardhanabhuti B., 2009 г.	$e - \log \sigma'_v$ , песчаные грунты	[35]
Boone S., 2010 г.	$e - \log \sigma'_v$ график, ряд процедур геометрического построения	[11]
Yoon H., Lee S., Kim H., Lee J., 2011 г.	$V_s - \log \sigma'_v$ график, степенная аппроксимация зависимости скорости поперечных волн в образце от эффективного давления	[53]

J.N. Schmertmann по результатам компрессионных испытаний образцов с минимальным нарушением природной структуры. Искомая точка является точкой пересечения природной траектории нормального уплотнения с соответствующей траекторией компрессионного испытания (в англ. virgin compression line vs natural/sedimentation compression line). На следующем этапе выполняется поиск новой траектории нормального уплотнения (в природном состоянии). Вторая точка на этой линии — точка пересечения рекомпрессионной траектории, проведенной из точки исходного состояния ( $e_0, \lg \sigma'_v$ ), и вертикальной линии, проходящей через точку давления исторического уплотнения  $\lg \sigma'_p$  (см. рис. 3, а). Новое положение линии нормального уплотнения определяет величину скорректированного индекса компрессии  $C_c^*$ . Описанная процедура

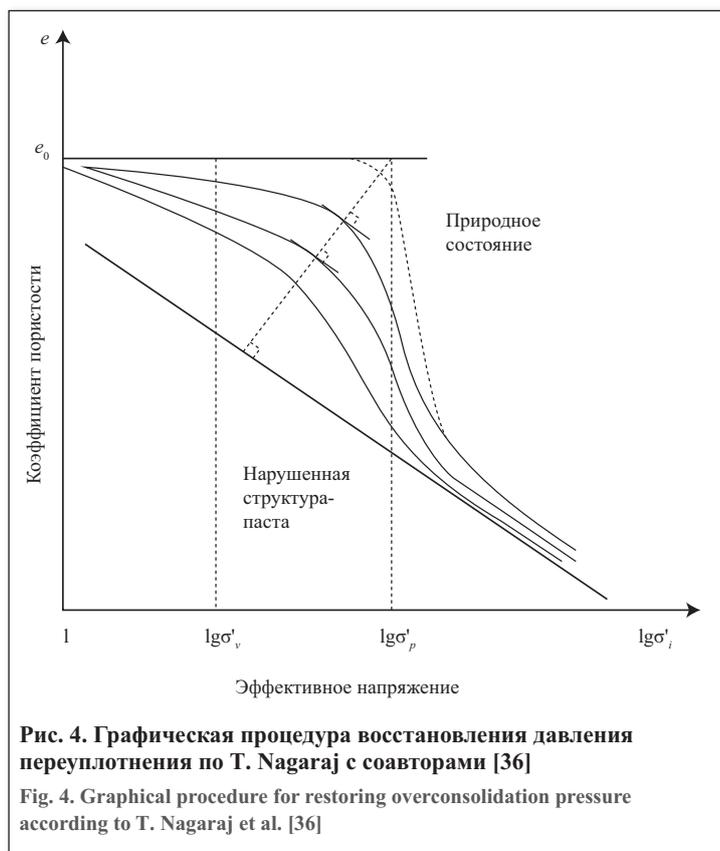
является первой итерацией. Полное итерационное решение можно рассматривать как метод оптимизации невязки результатов лабораторного испытания с фактическим положением линии нормального уплотнения в природном состоянии (in-situ). Причем целевым оптимизационным критерием является симметрия невязки относительно истинной/природной величины исторического давления уплотнения. На рис. 3, б представлен пример реализации такой процедуры [40]. Из этого примера видно, что в процессе итераций более чем в четыре раза возросла величина давления переуплотнения и также существенно увеличилась сжимаемость (выросло скорректированное значение индекса компрессии).

Другим интересным методом определения исторического давления уплотнения лабораторных образцов с учетом

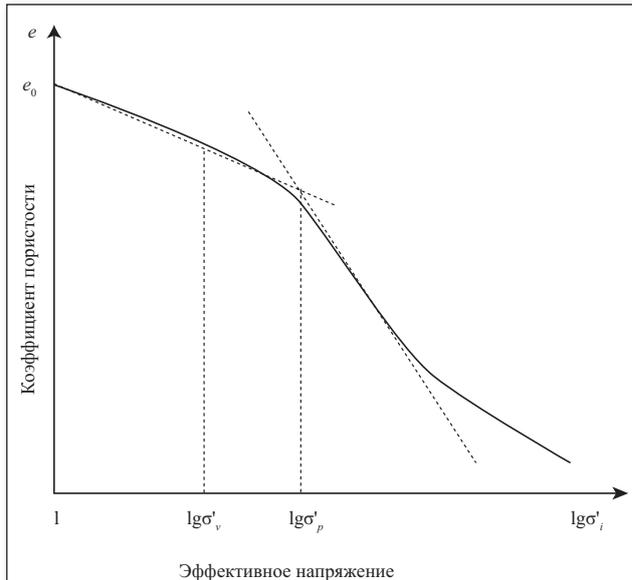


нарушения природной структуры является метод, предложенный Т. Nagaraj, В. Murthy, А. Vatsala, R. Joshi в 1990 г. [36]. Этот метод также предполагает построение графика в осях  $e_p$ ,  $\lg\sigma'_i$ . Как и в методе А. Casagrande [15] определяется участок графика с наибольшей кривизной и определяется положение касательной к графику компрессионного испытания (рис. 4). Из найденной точки с максимальной кривизной проводится перпендикуляр к касательной, пересечение которого с горизонтальной линией, проходящей через точку начального коэффициента пористости, определит положение точки давления переуплотнения.

Суть этого метода [36] основана на предположении, что положение максимальной кривизны компрессионных кривых лабораторных образцов грунта частично нарушенного сложения находится на перпендикуляре к линии нормального уплотнения для образца в расструктурном состоянии (пасты с отсутствием природной текстуры). В отличие от метода J.N. Schmertmann (предполагающего итерационное восстановление положения линии нормального уплотнения), процедура оценки давления переуплотнения, предложенная Т. Nagaraj, применима для чувствительных грунтов, а также для грунтов с высоким потенциалом природных цементационных связей (цементированных грунтов), у которых рекомпрессионные индексы имеют низкие значения. Также можно отметить, что процедура определения величины исторического давления уплотнения очень чувствительна к точности определения кривизны и положения касательной к графику. Для повышения точности метода возможно определение положения линии нормального уплотнения по результатам испытаний образца с полностью нарушенной структурой (пасты). Также для повышения точности на начальных участках кривой требуется увеличение количества ступеней нагружения.

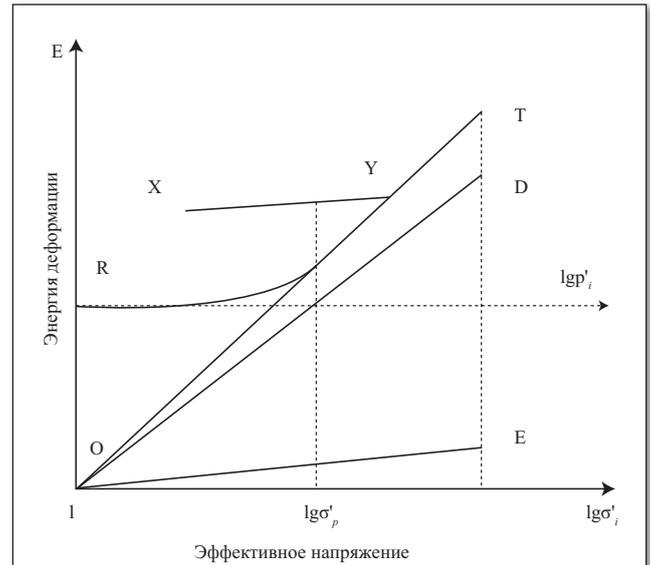


Dias Junior M.S., Pierce F.S. в 1995 г. разработали довольно простой метод определения давления переуплотнения, исходя из результатов компрессионных испытаний [20]. Согласно их рекомендациям, для достижения приемлемой точности определения исторического давления переуплотнения ступени нагружения при компрес-



**Рис. 5. Графическая процедура определения давления переуплотнения [20]**

**Fig. 5. Graphic procedure preconsolidation pressure evaluation [20]**



**Рис. 6. Графическая процедура определения давления переуплотнения [55]**

**Fig. 6. Graphic procedure for determining overconsolidation pressure [55]**

сионном испытании должны быть следующими: 25, 100, 200, 400, 800 и 1600 кПа. После этого методом простой линейной аппроксимации по компрессионной и рекомпрессионной траекториям определяется давление переуплотнения (рис. 5). Точность его определения в этом случае будет зависеть от количества точек, взятых для линейной регрессии на рекомпрессионной траектории. Несомненным преимуществом метода является возможность быстрого определения давления переуплотнения без применения сложных графических процедур. Метод также частично учитывает потери эффективных напряжений при нарушении природной структуры лабораторных образцов.

Wang L., Frost J. в 2004 г. предложили метод диссипированной энергии деформации [55]. Этот метод, как и метод D. Becker [9], оперирует общей энергией деформации, однако в отличие от последнего включает оценку потерь энергии деформации. Концепция метода предусматривает представление общих деформаций как сумму пластической  $\epsilon_p$  и упругой  $\epsilon_e$  составляющих:

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_p + \epsilon_e \tag{1}$$

Графическая процедура метода заключается в следующем (рис. 6):

1. Как и в методе D. Becker [9] строится общая кривая «энергия деформации (или работа) — эффективное напряжение» — кривая RT. Соответственно, определяется общая энергия деформации — OT.

2. Учитывая положение разгрузочной траектории XY, выполняется построение линии упругой работы деформаций — участок OE.

3. В соответствии с уравнением (1) определяется положение линии пластических деформаций — линия OD.

Точка пересечения горизонтальной оси эффективных напряжений, перенесенной в начало с точкой R, и линии диссипированной энергии OD будет соответствовать величине давления переуплотнения.

Из всех рассмотренных методов учета потерь эффективных напряжений метод оценки диссипированной

энергии деформации представляется наиболее перспективным для инженерного применения. Его преимуществом является отсутствие необходимости увеличения количества ступеней нагружения на начальном этапе, как, например, в энергетическом методе D. Becker [9], что позволяет более точно оценивать искомую величину давления переуплотнения.

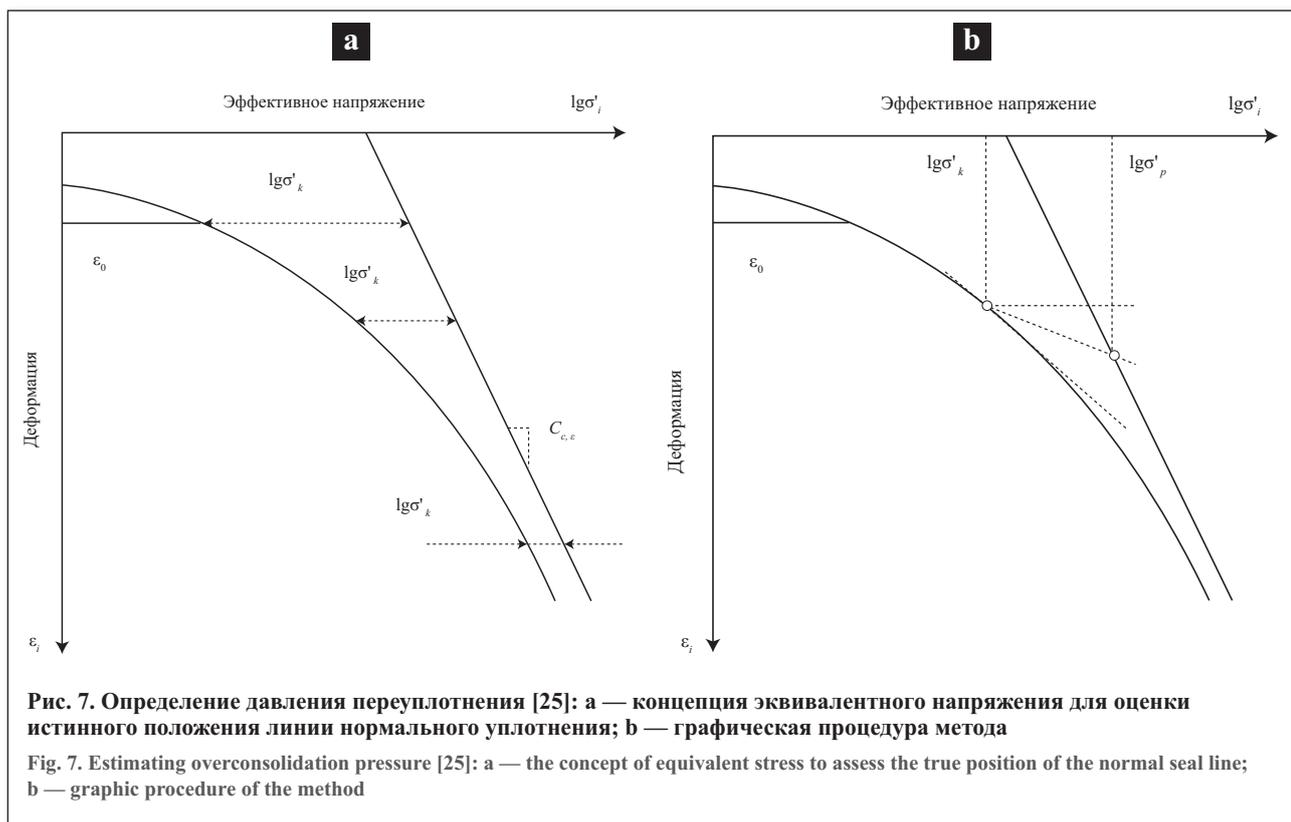
Интересный метод определения давления переуплотнения глинистых грунтов предложил Н. Jacobsen [25]. Он базируется на концепции эквивалентного напряжения  $\sigma'_{k'}$ , с помощью которого лабораторная кривая трансформируется в идеально прямую линию нормального уплотнения (для образца ненарушенной структуры). Jacobsen Н. предложил выражение для линии нормального уплотнения в координатах «относительная деформация — логарифм вертикального эффективного напряжения» в виде:

$$\epsilon_i = \epsilon_0 + C_{c,\epsilon} \lg \left( 1 + \frac{\sigma'_i}{\sigma'_{k'}} \right) \tag{2}$$

где  $\epsilon_0$  — величина относительной деформации начального отсчета.

В общем виде поиск напряжения  $\sigma'_k$  выполняется методом наименьших квадратов для оптимизационной функции вида  $\epsilon_i - \lg \left( 1 + \frac{\sigma'_i}{\sigma'_{k'}} \right)$ . Результаты такой оптимизации во многом будут зависеть от начальной точки отсчета  $\epsilon_0$ .

Если для определения эквивалентного напряжения выбрать всю компрессионную кривую, то это приведет к значительному завышению величины эквивалентных напряжений и соответственно неверно определит положение линии нормального уплотнения на рассматриваемом участке. В связи с этим рекомендовалось не учитывать при оптимизации первые точки компрессионной кривой. Для поиска положения линии нормального уплотнения предлагается выбирать участки кривой с наибольшими величинами эффективных напряжений.



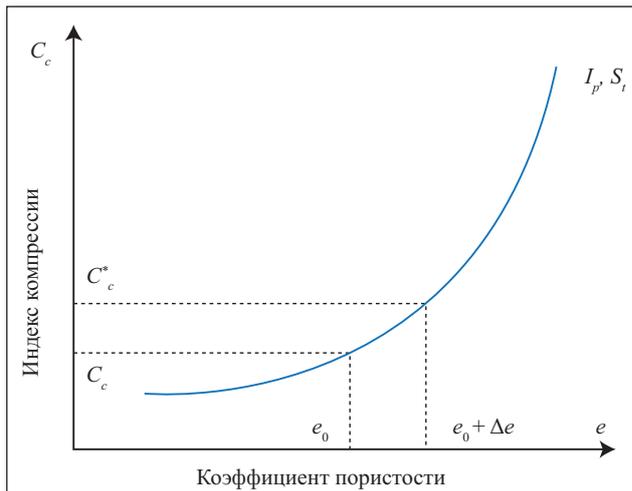
Полученное положение прямой линии нормального уплотнения может быть использовано в конструкции метода А. Casagrande (рис. 7, b), при этом величина эквивалентного напряжения  $\sigma'_k$  будет примерно соответствовать положению точки с максимальной кривизной на графике лабораторной кривой. Исходя из оптимизационного уравнения Н. Jacobsen, величина давления переуплотнения оценивается из приближенного соотношения:

$$\sigma'_p \approx 2,5\sigma'_k, \quad (3)$$

Рассмотренный метод может быть использован скорее для приближенных оценок. По-видимому, его применение целесообразно лишь к определенному качеству образцов. При хорошем качестве будут получаться завышенные значения давления переуплотнения.

Shogaki T. [46, 47] предложил для оценки давления переуплотнения, а также индексов компрессии использовать кривые деградации (зависимости при различных значениях параметров нарушения природной структуры образца). Кривые строят по результатам испытаний, выполненных с помощью специального оборудования, нарушающего природную структуру образца. Используя эти кривые и принимая во внимание деформационные критерии нарушения природной структуры образца (см. табл. 1), выполняют последующие корректировки величины искомого давления переуплотнения и компрессионных параметров. Очевидными недостатками такого метода является большое количество необходимых испытаний для каждого инженерно-геологического элемента, а также условность понятия «исходный образец ненарушенной структуры», который отбирается с помощью грунтоноса. Естественно, что даже при отборе образцов грунтоносом их качество будет различным и не может считаться эталонным. По этим очевидным причинам предложенная последовательность не нашла широкого распространения в инженерной практике.

Часть рассмотренных методов (энергетический, энергетический диссипационный и проч.) используют другие рабочие пространства (определение давления переуплотнения выполняется с помощью процедур в осях «энергия деформации — логарифм напряжения»). Они не столь удобны для инженерного использования, поскольку кроме давления переуплотнения необходимо оценивать скорректированные компрессионные характеристики (для условий ненарушенной структуры образца). Большинство из приведенных в табл. 2 методов определения давления переуплотнения не учитывает нарушение природной структуры образца и определяет величину давления переуплотнения, как правило, в пространстве «логарифм эффективного напряжения — деформация/коэффициент пористости». Наиболее интересным представляется итерационный метод J.N. Schmertmann, предложенный в 1955 г. [42]. Однако его применение сопряжено с возможностью ошибок и переоценки давления переуплотнения при обработке результатов испытаний образцов «плохого» и «очень плохого» качества. В случае недооценки величины индекса компрессии на первой итерации последует неверное определение положения точки пересечения с линией нормального уплотнения в ненарушенном состоянии и, соответственно, давление переуплотнения и скорректированное значение индекса компрессии будут завышены. Переоценка величины давления переуплотнения крайне нежелательна для геотехнических расчетов, поскольку приведет к искажению природного напряженного состояния и завышению величины недренированной сдвиговой прочности. Другим недостатком метода является эмпирический критерий пересечения линии нормального уплотнения для образца с нарушением природной структуры с соответствующей линией для образца ненарушенной структуры. С учетом этих факторов в инженерной практике для оценки давления переуплотнения и восстановления индекса компрессии используется про-



**Рис. 8. Корректировка индекса компрессии по эмпирическим зависимостям компрессионного индекса и коэффициента пористости**

**Fig. 8. Correction of the compression index according to the empirical dependencies of the compression index and void ratio**

цедура, фактически являющаяся первой итерацией метода, но она эффективна только для оценки давления переуплотнения образцов хорошего качества (см. табл. 1).

**Предлагаемый статистический метод определения давления переуплотнения на основе эмпирических зависимостей для индекса компрессии**

Для решения геотехнических задач часто требуется определение следующих параметров:

- степень нарушения структуры лабораторных образцов;
- индекс компрессии;
- рекомпрессионный/разгрузочный индекс;
- давление переуплотнения.

В механике грунтов все перечисленные параметры взаимосвязаны, однако среди существующих методов определения давления переуплотнения нет метода, использующего эти параметры. На сегодняшний день в рамках отдельных геотехнических исследований имеются базы данных со статистическими оценками указанных параметров для различных регионов мира. Основной целью разработки предлагаемого метода является:

- экспресс-оценка величины давления переуплотнения;
- коррекция параметров сжимаемости;
- построение зависимостей указанных параметров от физических свойств грунта;
- определение общих верификационных процедур.

Для экспресс-оценки использован минимальный набор параметров:

- $e_1$  — коэффициент пористости на линии нормального уплотнения при давлении 1 кПа («седиментационный» параметр);
- $C_c$  — индекс компрессии;  $C_r$  — рекомпрессионный/разгрузочный индекс;
- $\sigma'_v$  — вертикальное эффективное напряжение в скелете от собственного веса грунта (бытовое давление);
- $e_0$  — природный коэффициент пористости грунта;
- $\Delta e$  — изменение коэффициента пористости образца при величине бытового напряжения в грунтовом массиве (в условиях природного напряженного состояния).

Естественно, что при использовании минимального количества параметров возможна лишь приближенная оценка величины давления переуплотнения и скорректированных значений индексов компрессии.

Сделано предположение, что после обработки компрессионных испытаний одного генетического типа грунта или близких по минеральному составу отложений (показателям пластичности и активности) были определены зависимости индекса компрессии от начального коэффициента пористости грунта [1, 3], а также получены значения параметров нарушения природной структуры  $\Delta e/e_0$ . Тогда в результате обработки компрессионных испытаний имеются некорректированные зависимости индекса компрессии от природного коэффициента пористости. Аппроксимируем зависимость индекса компрессии от природного коэффициента пористости линейной:

$$C_c(e_0) = ae_0 + b, \tag{4}$$

или квадратичной функцией:

$$C_c(e_0) = ae_0^2 + be_0 + c. \tag{5}$$

Константы  $a, b, c$  в выражениях (4, 5) являются параметрами аппроксимации. Уравнение (5) может быть применено для аппроксимации средних значений индекса компрессии в зависимости от природного коэффициента пористости. Такая аппроксимация может быть оправдана для выборок с узким диапазоном числа пластичности образцов, как например, ледниковые, межледниковые и позднеледниковые разности (с числом пластичности в диапазоне 5–17%, с определением верхнего предела по российскому стандарту). Возможна аппроксимация индекса компрессии и кубическим полиномом.

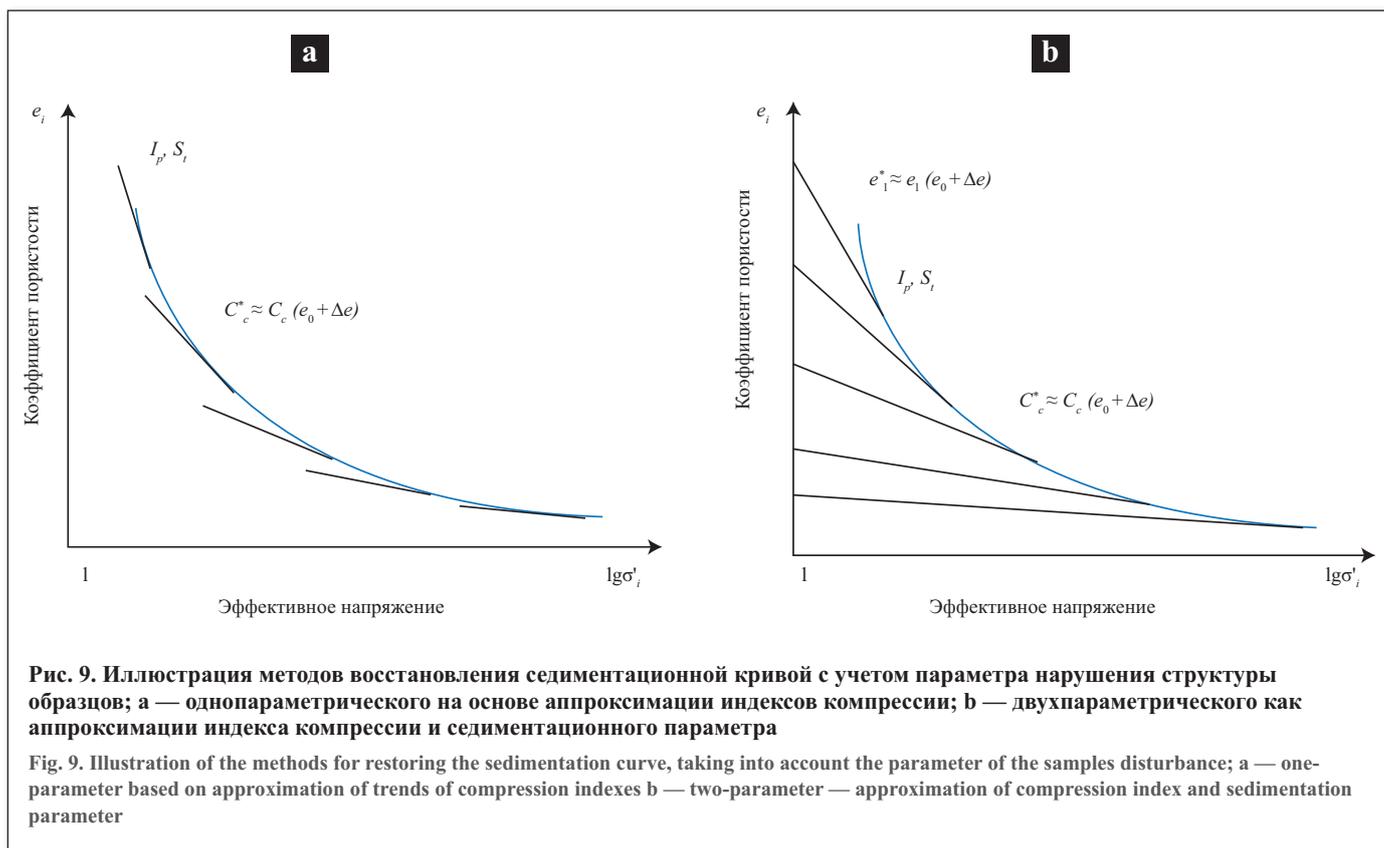
Сделано допущение о том, что величина скорректированного индекса компрессии может быть выражена зависимостью:

$$C_c^*(e_0) \approx C_c(e_0 + \Delta e). \tag{6}$$

Очевидным преимуществом выражения (6) является возможность определения скорректированного значения индекса компрессии по эмпирическим зависимостям относительно природного коэффициента пористости (рис. 8) без выполнения сложного итерационного процесса по минимизации потерь деформации за счет нарушения природной структуры, как, например, в методе коррекции, предложенном J.N. Schmertmann [42]. Необходимо лишь, чтобы указанные эмпирические зависимости были построены для выборки с узким диапазоном параметра разупрочнения  $\Delta e/e_0$  лабораторных образцов, а также для грунтов с узким диапазоном параметра чувствительности  $S_r$ .

Учитывая допущение (6), на основе эмпирических зависимостей можно построить седиментационные кривые. Как правило, запись уравнений, описывающих седиментационные кривые, или эмпирических уравнений для оценки давления переуплотнения производится на основании результатов лабораторных испытаний грунтов с минимальным нарушением структуры образцов [36, 49].

Для построения уравнений седиментационных кривых с учетом параметров аппроксимации можно использовать



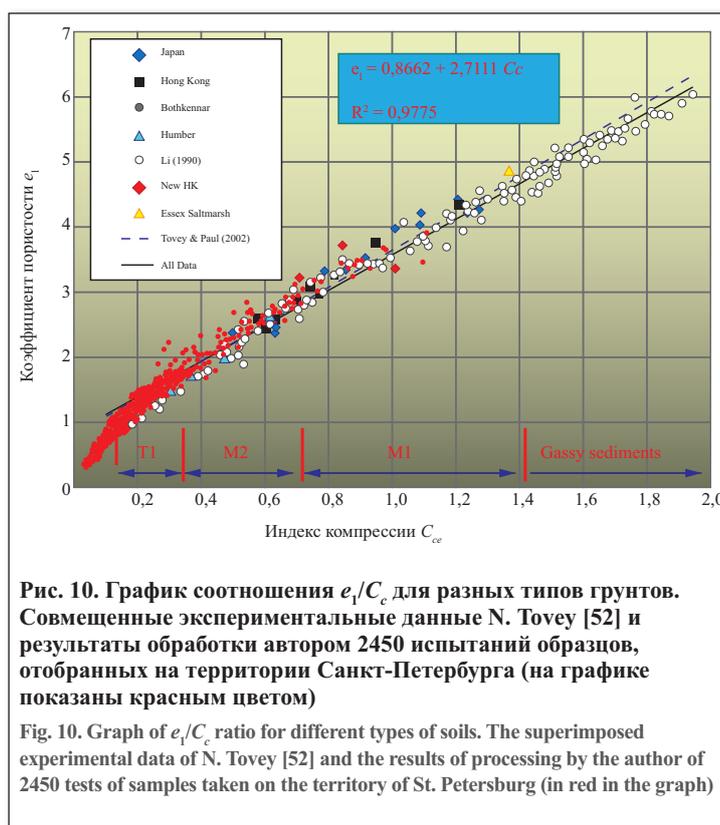
общее уравнение. Поскольку понятие седиментационной кривой предполагает выполнение условий нормального уплотнения, то основное уравнение для седиментационной кривой (см. рис. 9, б) можно записать в виде:

$$e_i = e_1(e_i + \Delta e) - C_c(e_i + \Delta e) \lg \sigma'_i \quad (7)$$

Для переуплотненных сред построение седиментационных кривых возможно и на основе уникального соотношения  $e_1/C_c$ . Tovey N. и Paul M. [52] обратили внимание на это соотношение, которое оказалось одинаковым для различных типов глинистых грунтов (площадок Японии, Гонг-Конга, Шотландии, Англии и др.). Первоначально предложенная ими линейная аппроксимационная зависимость имела следующий вид (характерна для молодых морских отложений):

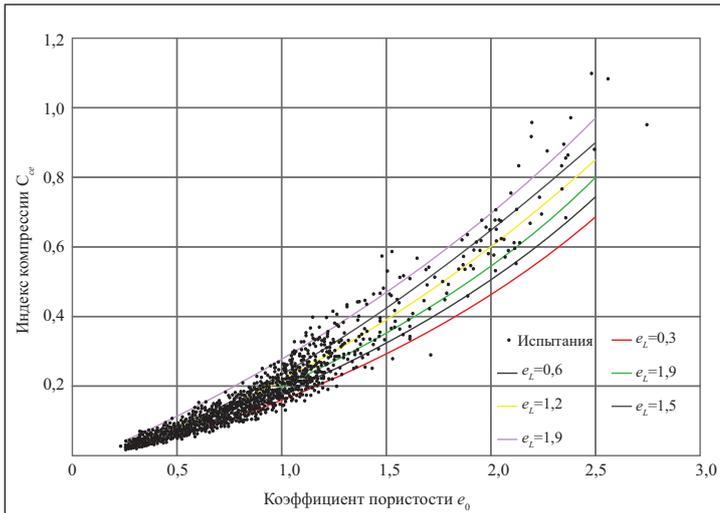
$$e_1 = 0,8154 + 2,873 C_c \quad (8)$$

В дальнейшем эта линейная зависимость была уточнена [52] для большего числа площадок. На рис. 10 приведено сравнение соотношения  $e_1/C_c$  для четвертичных и дочетвертичных грунтов Санкт-Петербурга с данными N. Tovey и M. Paul [52]. Из сравнения видно, что линейный характер консолидационного соотношения сохраняется для грунтов, лишь начиная с величины индекса компрессии 0,25–0,3. На этих участках линейная зависимость подтверждается и практически полностью подчиняется рекомендованному N. Tovey и M. Paul соотношению. Линейный характер аппроксимации рассматриваемого соотношения характерен для молодых морских и озерно-ледниковых отложений с коэффициентами пористости выше 1,15–1,20. В нижнем диапазоне индекса компрессии (при приближении к точке  $\Omega$  — с минимальными значениями коэффициен-



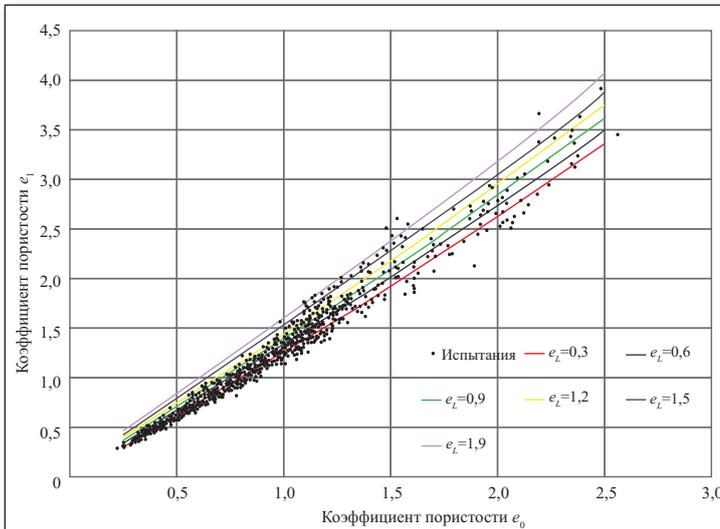
тов пористости) консолидационное соотношение становится нелинейным (см. рис. 10).

Можно предположить, что рассматриваемое консолидационное соотношение  $e_1/C_c$  для минеральных грунтов (с близкими показателями пластичности и активности) с низкой чувствительностью во всем диапазоне будет уникальным. Также можно предположить, что это соотношение будет инвариантным для грунтов с разной сте-



**Рис. 11. Результаты аппроксимации зависимости индекса компрессии от начального коэффициента пористости в соответствии с (14)**

Fig. 11. The results of the approximation of the compression index, depending on the initial void ratio in accordance with (14)



**Рис. 12. Результаты аппроксимации зависимости коэффициента пористости при давлении 1 кПа от начального коэффициента пористости в соответствии с (13)**

Fig. 12. The results of approximation of the dependence of the void ratio at a pressure of 1 kPa on the initial void ratio in accordance with (13)

пению нарушения природной структуры, т.е. справедливо соотношение:

$$\frac{e_1}{C_c} = \frac{e_1^*}{C_c^*} \tag{9}$$

Используя уравнение (7) и аппроксимируя отношение, можно построить седиментационную кривую, например, для участка с линейным соотношением [52]:

$$e_i = e_1^*(C_c^*) - C_c^* \lg \sigma'_i = 0,86622 + 2,711 C_c^* - C_c^* \lg \sigma'_i = 0,86622 + C_c^*(e_0 + \Delta e)(2,711 - \lg \sigma'_i) \tag{10}$$

Аппроксимируя всю кривую соотношения  $e_i/C_c$ , можно получить полную седиментационную кривую. Описанный выше подход можно использовать для построения семейства

седиментационных кривых, соответствующих определенному значению числа пластичности грунта. При этом по результатам статистических исследований наибольшие коэффициенты корреляции для параметров сжимаемости достигаются при использовании корреляционных зависимостей с учетом параметра влажности грунта на границе текучести. Для построения кросскорреляционной зависимости для основного уравнения (7) в качестве второго классификационного параметра целесообразно рассматривать величину коэффициента пористости, соответствующую границе текучести:

$$e_L = \rho_s W_L \tag{11}$$

где  $\rho_s$  — плотность частиц грунта.

С учетом введенного параметра уравнение семейства седиментационных кривых примет вид:

$$e_i(e_L) = e_1(e_i + \Delta e, e_L) - C_{ce}(e_i + \Delta e, e_L) \lg \sigma'_i \tag{12}$$

Нелинейные зависимости констант в уравнении (12) достаточно хорошо аппроксимируются квадратичными полиномами вида:

$$e_1(e_0, e_L) = a_1 e_0^2 + b_1 e_0 + c_1 e_0 e_L + d_1 e_L \tag{13}$$

$$C_{ce}(e_0, e_L) = a e_0^2 + b e_0 + c e_0 e_L + d \tag{14}$$

В уравнениях (13, 14)  $a, b, c, d, a_1, b_1, c_1, d_1$  — константы аппроксимации.

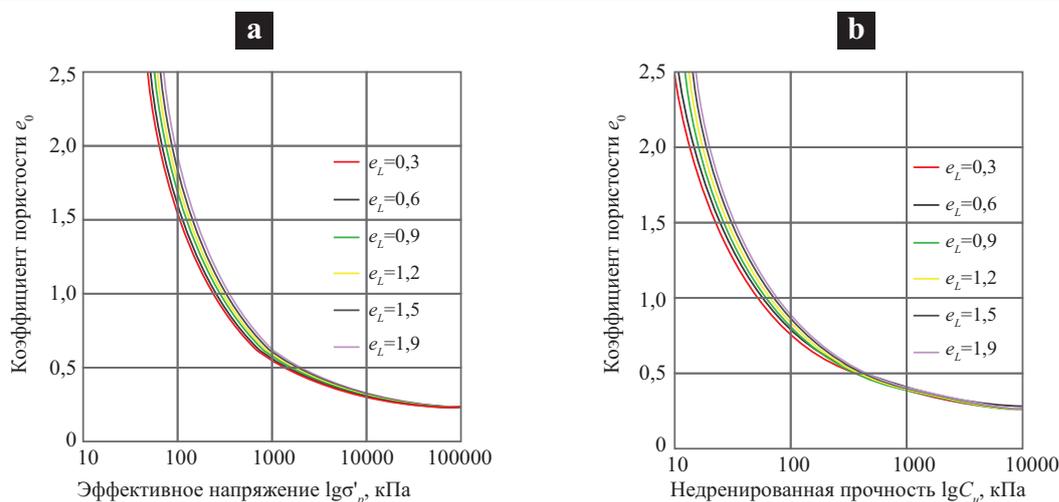
На рис. 11, 12 представлены результаты таких аппроксимаций. Используя результаты нелинейных квадратичных аппроксимаций при соответствующих оценках параметров нарушения природной структуры лабораторных образцов с учетом (12), можно получить семейство седиментационных кривых (рис. 13, а). Данные кривые, приведенные в полулогарифмическом масштабе, имеют нелинейный характер. Это ожидаемый результат, поскольку такой же характер в широком диапазоне изменения коэффициентов пористости имеет и зависимость индекса компрессии от коэффициента пористости.

С использованием концепции седиментационных кривых возможно определение давления переуплотнения для любой точки грунтового массива, сложенного глинистыми разностями, в соответствии с уравнением:

$$\lg \sigma'_p(e_L) = \frac{e_1(e_0 + \Delta e, e_L) - e_0 - C_s(e_0 + \Delta e, e_L) \lg \sigma'_i}{C_c(e_0 + \Delta e, e_L) - C_s(e_0 + \Delta e, e_L)} \tag{15}$$

Решение этого уравнения потребует выполнения надежной аппроксимации трех параметров. Собственно, это и является основной проблемой для реализации предлагаемого метода, поскольку неизбежные ошибки аппроксимационных функций (начиная с вида аппроксимирующей функции) будут приводить к погрешностям численных вычислений. Этот вопрос особенно актуален для условий Санкт-Петербурга при оценке распределения коэффициента переуплотнения по всей четвертичной и дочетвертичной толще. При этом приходится иметь дело со значительным интервалом изменения коэффициентов пористости.

Кроме того, нарушения процедуры отбора и хранения образцов вызывают не только нарушение природной структуры, но и потерю определенной доли влажности в образцах. Даже незначительная потеря влажности приводит к дополнительному снижению коэффициента по-



**Рис. 13. Кривые компрессии с учетом эквивалентных значений коэффициентов пористости, соответствующих различным границам текучести: а — седиментационные компрессионные кривые, построенные для аппроксимирующего уравнения [11, 12, 18]; б — соответствующее семейство кривых недренированной сдвиговой прочности. Графики приведены в полулогарифмическом масштабе**

Fig. 13. Compression curves taking into account the equivalent values of the porosity coefficients corresponding to different yield limits: а — sedimentation compression curves constructed for the approximating equation [11, 12, 18]; б — the corresponding family of undrained shear strength curves. The plots are shown on a semi-log scale

ристости. Для вычисления давления переуплотнения в этом случае необходимо учитывать дополнительное изменение коэффициента пористости на величину (рис. 14):

$$\Delta e_0^* = e_0^* - e_0, \quad (16)$$

С учетом выражения (11) получим выражение для давления переуплотнения в виде:

$$\lg \sigma'_p = \frac{e_1(e_0 + \Delta e + \Delta e_0^*, e_L) - e_0(e_0 + \Delta e_0^*) - C_s(e_0 + \Delta e + \Delta e_0^*, e_L) \lg \sigma'_v}{C_c(e_0 + \Delta e + \Delta e_0^*, e_L) - C_s(e_0 + \Delta e + \Delta e_0^*, e_L)}. \quad (17)$$

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).

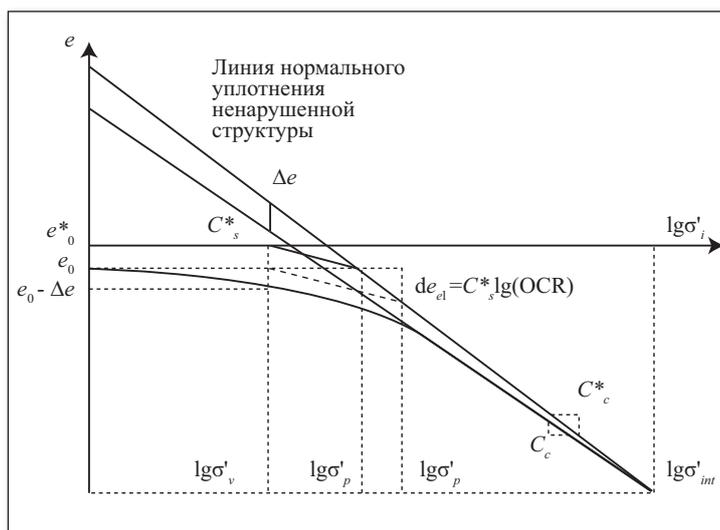
Поэтому достаточно простым критерием дополнительного снижения коэффициента пористости (вследствие ошибок определения физических свойств) является условие нормально уплотненного состояния:

$$\lg \sigma'_v = \frac{e_1 - e_0 + \Delta e + \Delta e_0^* - C_s \lg \sigma'_v}{C_c - C_s}. \quad (18)$$

Уравнение (18) позволяет оценить величину неучтенной невязки коэффициента пористости ( $\Delta e_0^*$ ). Как правило, по опыту статистической обработки доля этой невязки составляет 2–5% от величины «природного» коэффициента пористости. Эта величина невязки сопоставима с величиной упругой части деформации, соответствующей деформации за счет разности напряжений в состояниях нормального уплотнения и переуплотнения.

$$de_{el} = C_s^* \lg(OCR). \quad (19)$$

С учетом ошибок, неизбежно возникающих (вследствие отбора образцов колонкой) при определении физи-



**Рис. 14. Графическая процедура определения давления переуплотнения и восстановления компрессионных свойств для переуплотненного грунта с учетом неточности определения физических свойств**

Fig. 14. The graphic procedure for estimating of overconsolidation pressure and restoring compression properties for a case of overconsolidated soil, taking into account the inaccuracy of determining physical properties

ческих свойств грунта, упругими частями деформации (на реконсолидационной траектории) и, соответственно, дополнительным компонентом изменения коэффициента пористости можно пренебречь, и вычисление давления переуплотнения выполнять с использованием упрощенного уравнения:

$$\lg \sigma'_p(e_L) \approx \frac{e_1(e_0 + \Delta e, e_L) - e_0}{C_c(e_0 + \Delta e, e_L)}. \quad (20)$$

Пренебрежение этими деформациями фактически предполагает использование минимальных значений реконсолидационных индексов, что также характерно для сред с развитыми структурными и цементационными свя-

зиями. Используя выражение (20), можно вычислить величину давления переуплотнения:

$$\sigma'_p(e_L) \approx 10 \frac{e_1(e_0 + \Delta e, e_L) - e_0}{C_c(e_0 + \Delta e, e_L)}. \quad (21)$$

Рассматривая семейство седиментационных кривых, характерных для глинистых разностей осадочного чехла в Санкт-Петербурге, можно заметить, что положение их достаточно близко. Также в большинстве случаев приходится работать в относительно узком диапазоне значений границ текучести, что позволяет использовать приближенные методы оценки давления переуплотнения (без учета изменения границы текучести).

Упрощенная вариация метода (рис. 9, а) предполагает оценку пересечения имеющейся и природной линий нормального уплотнения в точке с координатой напряжений (см. рис. 14), определяемой уравнением:

$$\lg \sigma'_v + \frac{\Delta e}{C_c(e_0 + \Delta e) - C_c(e_0)} = \lg \sigma'_v + \frac{\Delta e}{\Delta C_c} = \lg \sigma'_{int}. \quad (22)$$

Уравнение определяет положение точки пересечения образца нарушенной и ненарушенной структуры. Величину напряжения в точке пересечения линий нормального уплотнения можно выразить через величину давления переуплотнения в виде уравнения:

$$\lg \sigma'_{int} \approx k \lg \sigma'_p. \quad (23)$$

Величину коэффициента пропорциональности можно подобрать, исходя из соответствия величины давления переуплотнения седиментационным кривым. Поскольку на седиментационной кривой выполняется условие нормального уплотнения, то в первом приближении указанный коэффициент будет равен 2 (в условиях нормально уплотненной среды второе слагаемое уравнения будет равно первому).

Применяя это условие, можно приближенно оценить величину давления, соответствующего начальному коэффициенту пористости на седиментационной кривой. Исходя из этого, величина давления переуплотнения запишется в виде:

$$\lg \sigma'_p \approx 1/2 \left( \lg \sigma'_v + \frac{\Delta e}{C_c(e_0 + \Delta e) - C_c(e_0)} \right). \quad (24)$$

Подставляя в уравнение (24) аппроксимирующие выражения для изменения индекса компрессии для случая линейной аппроксимации, будет получено выражение:

$$\lg \sigma'_p \approx 1/2 \left( \lg \sigma'_v + \frac{1}{a} \right). \quad (25)$$

Для случая квадратичной аппроксимации соответствующее уравнение примет вид:

$$\lg \sigma'_p \approx 1/2 \left( \lg \sigma'_v + \frac{1}{a\Delta e + 2ae_0 + b} \right). \quad (26)$$

### Характеристика седиментационных кривых и связь с недренированной сдвиговой прочностью

Идеи построения седиментационных кривых не являются чем-то новым. Например, А.В. Skempton [12, 48] предложил свою трактовку положения семейства седи-

ментационных кривых в зависимости от величины влажности на границе текучести. Согласно данным его обобщения результатов испытаний глинистых грунтов, седиментационные графики, построенные в логарифмическом масштабе эффективных напряжений, подчиняются линейным закономерностям. На графике (рис. 15) виден общий тренд, который подтверждает существование точки  $\Omega$ . Само понятие точки  $\Omega$  (греч. — крайний предел) введено А. Schofield и Р. Wroth [43] и интерпретируется как область (или точка) с низкими коэффициентами пористости, где при действии больших давлений произойдет пересечение всех седиментационных кривых независимо от пластичности и гранулометрического состава глинистых разностей. Различные исследователи отмечают существование этой точки и даже указывают значения коэффициентов пористости, которые составляют, как правило, диапазон 0,23–0,3. Существование единой точки для широкого спектра минерального и гранулометрического состава экспериментально не подтверждено и, как отмечают некоторые исследователи, является вопросом веры.

Среди отечественных работ, посвященных вопросам истории геологического уплотнения, известны работы Н.Я. Денисова [19], который предложил использовать показатель уплотнения в виде простой зависимости:

$$K_c = \frac{e_L}{e_0}. \quad (27)$$

Параметр  $K_c$  Н.Я. Денисов назвал коэффициентом натуральной консолидации.

Схожий параметр степени уплотненности глинистых грунтов был предложен В.А. Приклонским:

$$K_d = \frac{e_L - e_0}{e_L - e_p}, \quad (28)$$

где  $e_p$  — коэффициент пористости, соответствующий границе пластичности.

Понятно, что предложенные показатели никак не характеризуют происходящие процессы исторической уплотненности глинистых отложений, хотя бы потому, что не зависят от давления. Схожие с А.В. Skempton выводы еще раньше были сделаны Ю.В. Мухиным [4]. Он также предположил, что с учетом характера уплотнения различных глинистых осадков общий характер графиков компрессии остается схожим, и по седиментационным/компрессионным кривым возможно восстановление геологической истории. Он также, как и А.В. Skempton, рассматривал графики уплотнения в полулогарифмическом масштабе. Эти графики, по мнению Ю.В. Мухина, также представляли собой прямые линии в больших интервалах эффективных напряжений. В качестве такого примера им были сопоставлены компрессионные кривые кембрийского, верхнеюрского, майкопского и апшеронского глинистых осадков.

Для случая четвертичных и дочетвертичных терригенных глинистых грунтов Санкт-Петербурга, имеющих сходный характер происхождения и сходные диаграммы пластичности и активности минеральных частиц, весьма вероятным является сходный характер седиментационных кривых на больших интервалах эффективных напряжений в скелете. Это подтверждается результатами построения семейства седиментационных кривых (см. рис. 13, а) для различных интервалов коэффициента пористости, соответствующего определенной границе текучести ( $e_L$ ). Близ-

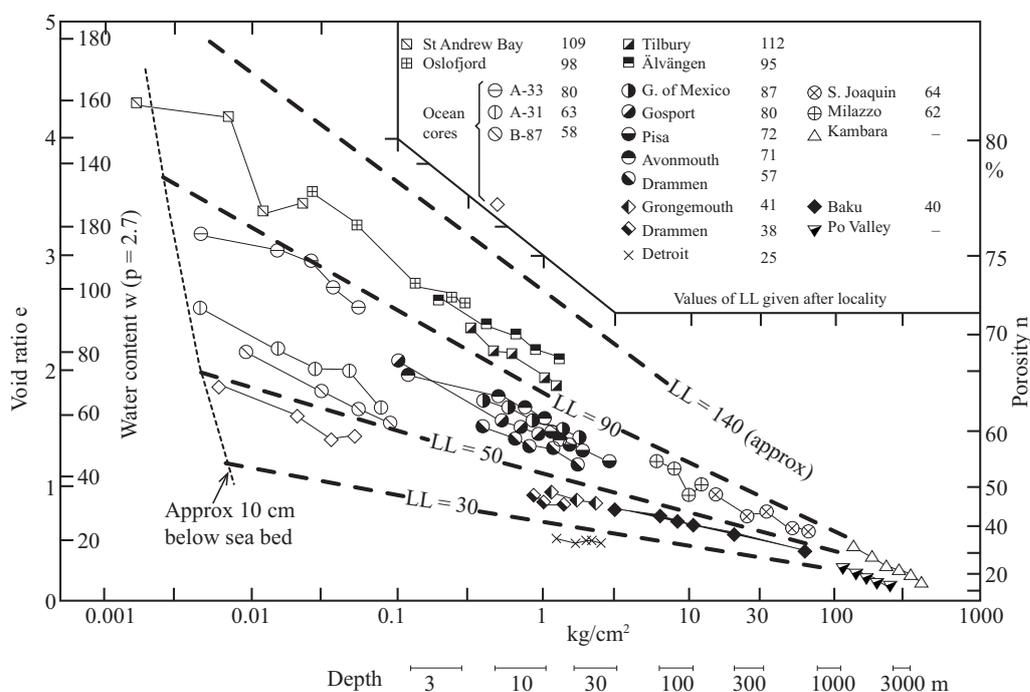


Рис. 15. Седиментационные кривые для нормально уплотненных глинистых разностей. Предположение A.W. Skempton, 1970 [48], J.B. Burland, 1990 [12]

Fig. 15. Sedimentation curves for normally compacted clay differences. Assumption A.W. Skempton, 1970 [48], J.B. Burland, 1990 [12]

кий характер семейства седиментационных кривых отмечается по результатам рассматриваемых аппроксимаций при давлениях более 30000–50000 кПа.

Многочисленные исследования показывают общий нелинейный характер компрессионных кривых (в том числе построенных в полулогарифмическом масштабе) как для природных грунтов, так и для паст в большом диапазоне эффективных напряжений, что противоречит концепции A.W. Skempton и Ю.В. Мухина. Очевидной причиной погрешностей в интерпретации седиментационных кривых по результатам компрессионных испытаний являются проблемы нарушения природной структуры лабораторных образцов. Уточнение положения седиментационных кривых возможно и на основании полевых методов испытаний, например, по результатам оценки распределения недренированной сдвиговой прочности. Однако на этом пути также имеются значительные трудности, связанные со сложным напряженным состоянием в грунтовом массиве, а также высокие скорости проведения испытаний. Классическим примером этого являются испытания крыльчаткой.

Существенные сложности при оценке недренированной прочности обусловлены также значительным влиянием напряженного состояния (влиянием анизотропии напряженного состояния). Широкие исследования характера седиментационных кривых для Фенноскандинавского региона выполнены рядом исследователей. Интересные результаты (рис. 16) были получены L. Vjerrum в 1967 г. [10] с интерпретацией изменения седиментационной кривой во времени, в том числе с оценкой развития процессов переуплотнения за счет вторичной консолидации (концепция «Instant-Delayed compression»).

Как правило, положение седиментационных кривых было получено на узком интервале коэффициентов пористости (для молодых слабо переуплотненных морских

отложений) по результатам как полевых испытаний крыльчаткой, так и компрессионных испытаний. В результате сопоставления изменения недренированной сдвиговой прочности ( $C_{u,FV}$ ) и эффективного напряжения для седиментационной кривой была установлена простая связь:

$$\frac{C_{u,FV}}{\sigma'_p} \approx 0,2. \quad (29)$$

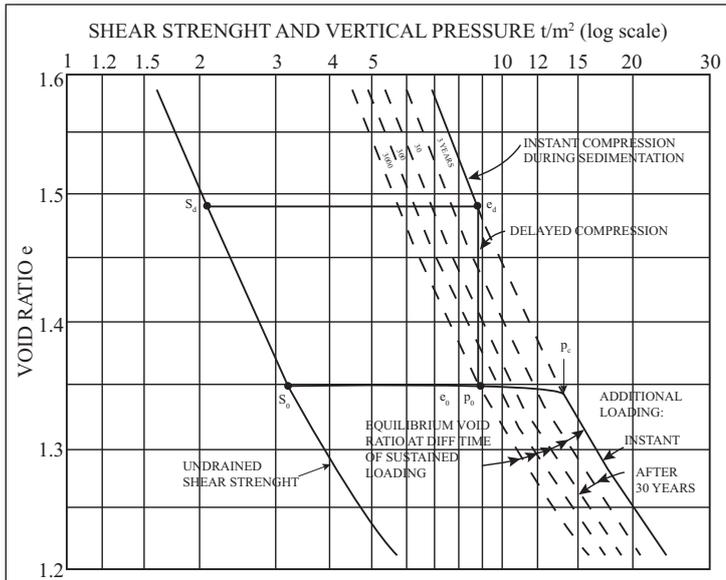
Связь недренированной сдвиговой прочности и давления переуплотнения является важнейшим верификационным параметром для моделирования природного напряженного состояния в численных расчетах, поскольку имеется связь между прочностными, деформационными характеристиками и историей нагружения.

По результатам современных исследований приближенная зависимость недренированной сдвиговой прочности (лабораторные тесты) от величины давления переуплотнения имеет для глинистых разностей следующий вид [34]:

$$\frac{C_u}{\sigma'_p} \approx 0,22. \quad (30)$$

Используя эту зависимость, седиментационную кривую можно перестроить в координатах недренированной сдвиговой прочности (см. рис. 13, b). Очевидно, что эта кривая будет подобна седиментационной кривой, построенной в эффективных напряжениях. Более подробно вопрос об оценке недренированной сдвиговой прочности в зависимости от напряженного состояния применительно к инженерно-геологическим условиям Санкт-Петербурга описан во второй части настоящей работы.

Можно отметить, что в отечественной практике инженерно-геологических изысканий и геотехнических расчетов верификация соответствия деформационных, проч-



**Рис. 16. Связь компрессионной сжимаемости и недренированной прочности глин, а также их изменение в процессе деформационного упрочнения (вторичной консолидации) [10]**

**Fig. 16. Relation of compressibility and undrained strength of clays, as well as their change in the process of strain hardening (secondary consolidation) [10]**

Таблица 3  
Table 3

**Инженерно-геологическая классификация глинистых пород по В.Д. Ломтадзе<sup>1</sup>**  
Engineering-geological classification of clay rocks according to V.D. Lomtadze<sup>1</sup>

Группа	Влажность	Степень литификации
1	>75–80%	Предельно малая
2	>30–35%	Малая
3	>12–14%	Средняя
4	>3–5%	Высокая
5	<3–5%	Предельно высокая

ностных характеристик и истории нагружения не производится, поскольку расчеты выполняются для условий нормального уплотнения. Кроме того, сложно себе представить верификацию результатов формирования напряженного состояния с вычислениями, выполненными с учетом величины недренированной сдвиговой прочности, полученной при неконсолидированных испытаниях в условиях плоского прямого сдвига (с параметрами прочности, вычисленными в тотальных напряжениях) и модулей деформации (величины которых увеличены коэффициентами приведения к штамповым испытаниям).

Используя уравнения седиментационной кривой (либо семейства кривых) независимо от истории нагружения (которая так или иначе сопровождается достаточно сложными инженерно-геологическими процессами), становится возможным с помощью довольно простого инструмента — теории переуплотнения (см. часть 2 статьи), описать текущее состояние грунтового массива, основываясь лишь на таких физических характеристиках, как плотность, влажность, коэффициент пористости.

На основе осредненной седиментационной/литификационной кривой В.Д. Ломтадзе<sup>1</sup> была предложена общая инженерно-геологическая классификация глинистых пород (табл. 3), которая предполагает их деление по степени литификации. Учитывая приведенные выше результаты (см. рис. 13), а также рис. 16, можно отметить, что такое разделение является ничем иным, как классификацией консистенции глинистых грунтов по показателю недренированной сдвиговой прочности. Она более удобна и универсальна для инженерного применения даже по сравнению с широко используемой классификацией по пределу пластичности. С помощью оценок величины недренированной сдвиговой прочности в различных состояниях образца также возможна оценка степени переуплотнения.

**Заклучение**

Настоящее исследование является развитием идей А.В. Skempton, Л. Вьеррум, Н.Я Денисова, Ю.В. Мухина, В.Д. Ломтадзе относительно возможности построения седиментационных кривых и оценки исторического давления переуплотнения.

Предложенный метод, основанный на оценке статистического распределения результатов обработки компрессионных испытаний с учетом степени нарушения структуры грунта, обладает целым рядом существенных преимуществ:

1. Наличие простых аналитических решений позволяет выполнить быструю предварительную обработку результатов компрессионных испытаний грунтов, природная структура которых была нарушена в процессе отбора и подготовки образцов. Необходимость применения таких методов очевидна, поскольку, например, при отборе образцов из моренных отложений, где часто имеются включения гравия и гальки, не всегда возможно использование грунтоносов. Проблематично использование грунтоносов также и при отборе образцов твердых глин с больших глубин, в частности, при выполнении инженерно-геологических изысканий для объектов высотного строительства. Для таких грунтов возникает проблема подготовки образцов без нарушения природной структуры.

2. Статистический метод не требует выполнения большого количества ступеней нагружения на начальном этапе, поскольку использует параметры положения линии нормального уплотнения.

3. Величина давления переуплотнения связана со статистической закономерностью изменения индекса компрессии. Учет этого обстоятельства позволяет инженеру-геотехнику корректно выполнять вычисление осадок аналитическими методами и правильно моделировать природное напряженное состояние при численных расчетах, контролируя, в том числе, и величину недренированной прочности.

4. Метод оперирует результатами статистической обработки компрессионных испытаний. На основе этой обработки возможна экспресс-оценка распределения давления переуплотнения в зависимости от физических характеристик — коэффициента пористости, плотности, влажности или более сложных кросскорреляционных зависимостей. Таким образом, для повышения точности метода необходимо создание баз дан-

<sup>1</sup> Ломтадзе В.Д., 1984. Инженерная геология. Инженерная петрология. Недр, Ленинград.

ных результатов лабораторных испытаний с оценкой компрессионной сжимаемости и недренированной сдвиговой прочности.

5. Наличие корреляционных зависимостей, полученных на основе статистической обработки, позволяет выполнять целый ряд верификационных процедур. Также на основе метода возможно выполнение расчетов с учетом возможной вариации свойств грунтовой среды.

6. Для терригенных грунтов со сходными диаграммами пластичности и активности возможно проведение упрощенного анализа седиментационных/литификационных кривых. На основе уравнений седиментационных кривых выполняется оценка давления переуплотнения в общем виде. Построение таких кривых должно стать одной из основных задач инженерной геологии, поскольку с уче-

том этих кривых и реологических моделей возможна общая оценка скоростей развития смещений поверхности геодинамических полигонов.

Во второй части настоящей статьи более подробно рассмотрены практические аспекты реализации метода, приведены примеры вычисления давления переуплотнения на площадках с характерными типами инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга. На основе выполненных исследований проанализированы механизмы развития процессов переуплотнения четвертичного осадочного чехла в пределах Приневской низины. Показано, что на рассматриваемой территории они обусловлены преимущественно геологической историей формирования толщи с учетом переменной скорости эвстатического последнециклового поднятия. 

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. 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.
2. 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>.
3. 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>.
4. Мухин Ю.В., 1965. Процессы уплотнения глинистых осадков (Применительно к вопросам геологии нефти и газа, гидрогеологии и инженерной геологии). Недра, Москва.
5. 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.
6. Andresen A., Berre T., Kleven A., Lunne T., 1979. Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea. *Marine Geotechnology*, Vol. 3, No. 3, pp. 201–266.
7. Baligh M.M., 1985. The strain path method. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 9, pp. 1108–1136.
8. 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.
9. Becker D., Crooks J., Been K., Jeffries M., 1987. Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 24, No. 4, pp. 549–564.
10. 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.
11. Boone S. J., 2010. A critical reappraisal of “preconsolidation pressure” using the oedometer test. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, No. 3, pp. 281–296.
12. Burland J.B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, Vol. 40, No. 3, pp. 329–378.
13. Burmister D.M., 1951. The applications of controlled test methods in consolidation testing. *Symposium on Consolidation Testing of Soils*. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP 126, pp. 83–97.
14. Butterfield R., 1979. A natural compression law for soils (an advance on e-logp). *Géotechnique*, Vol. 29, No. 4, pp. 469–480.
15. Casagrande A., 1936. Determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Proceedings of the 1st International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, 1936, Vol. 3, pp. 60–64.
16. Clementino R., 2005. Discussion of "an oedometer test study on the preconsolidation pressure of glaciomarine clays". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42, No. 3, pp. 972–974.
17. Chetia M., Bora P.K., 1998. Estimation of over consolidated ratio of saturated uncemented clays from simple parameters. *Indian Geotechnical Journal*, Vol. 28, No. 2, pp. 177–194.
18. DeGroot D.J., Knudsen S., Lunne T., 1999. Correlations among  $pc'$ ,  $su$  and the index properties for offshore clays. *Proceedings of the International Conference on Offshore and Nearshore Geotechnical Engineering*, Panvel, India, 1999, pp. 173–178.
19. Denisov N.Ya., 1965. Pore pressure and strength of underconsolidated clay soil. *Proceedings of the 6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Quebec, 1965, Vol. 1, pp. 208–212.
20. Dias Junior M.S., Pierce F.J., 1995. A simple procedure for estimating preconsolidation pressure from soil compression curves. *Soil Technology*, Vol. 8, No. 2, pp. 139–151.

21. Graham J., Pinkney R.B., Lew K.V., Trainor P.G.S., 1981. Curve-fitting and laboratory data. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 19, No. 1, pp. 201–205.
22. Grozic J., Lunne T., Pande S., 2003. An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, No. 5, pp. 857–872.
23. Hardin B.O., 1989. 1-D strain in normally consolidated cohesive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 5, pp. 689–710.
24. Fang H.-Y., 1991. *Foundation engineering handbook*. Springer US, Boston.
25. 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.
26. Janbu N., 1969. The resistance concept applied to deformation of soils. *Proceedings of the 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1969*, Vol. 1, pp. 191–196.
27. Jose B.T., Sridharan A., Abraham B.M., 1989. Log-Log method for determination of preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12, No. 3, pp. 230–237.
28. 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, 1963*, pp. 342–371.
29. Ladd C.C., Foott R., 1974. New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, No. 7, pp. 763–786.
30. 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.
31. Leonards G.A., 1976. Estimating consolidation settlements of shallow foundation on overconsolidation clay. *Transportation Research Board, Special report*, Vol. 163, pp. 13–16.
32. 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*, pp. 81–102.
33. Lunne T., Berre T.V., Strandvik S., 1998. Sample disturbance effects in deep water soil investigations. *Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour 'New Frontiers, Proceedings of the International Conference, London, UK, 1998*, pp. 81–103.
34. 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.
35. Mesri G., Vardhanabhuti B., 2009. Compression of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46, No. 4, pp. 369–392.
36. Nagaraj T., Murthy B., Vatsala A., Joshi R., 1990. Analysis of compressibility of sensitive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 1, pp. 105–118.
37. Oikawa H., 1987. Compression curve of soft soils. *Journal of the Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 99–104.
38. Onitsuka K., Hong Z., Hara Y., Yoshitake S., 1995. Interpretation of oedometer test data for natural clays. *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 3, pp. 61–70.
39. Pacheco Silva F., 1970. A new graphical construction for determination of the preconsolidation stress of a soil sample. *Proceedings of the 4th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio-de-Janeiro, Brazil, 1970*, Vol. 2, No. 1, pp. 225–232.
40. Peck R., Ireland H., 1974. Experience in teaching engineering judgment by case histories in foundation engineering. *Proceedings ASCE Conference on Engineering Education, Ohio State University, 1974*, Vol. 1, pp. 187–192.
41. Sallfors G., 1975. Preconsolidation pressure of soft, high-plastic clays. *Chalmers University of Technology, Goteborg*.
42. Schmertmann J.N., 1955. The undisturbed consolidation behavior of clay. *Transactions. Am. Soc. Civ. Eng.*, Vol. 120, pp. 1201–1233.
43. Scofield A.N., Wroth C.P., 1968. *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London.
44. Senol A., Seglamer A., 2002. A new method for determination of the preconsolidation pressure in a low-plasticity clay. *ITU. Civil engineering department. Teknik Dergi. Istanbul*. Vol. 13, No. 1, pp. 2555–2572.
45. Seah T., Juirnarongrit T., 2003. Constant rate of strain consolidation with radial drainage. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 26, No. 4, pp. 432–443.
46. Shogaki T., 1994. Effects of samples on strength and consolidation parameter of soft clay. *Soil and Foundation*, Vol. 34, No. 3, pp. 1–10.
47. 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.
48. Skempton A.W., 1970. The consolidation of clays by gravitational compaction. *Journal Geotechnical Society*, Vol. 125, pp. 373–411.
49. Solanki C., Desai M., 2008. Preconsolidation pressure from soil index and plasticity properties. *Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 2008*, pp. 1475–1479.

50. Tavenas F., Des Rosiers J.P., Leroueil S., La Rochelle P., Roy M., 1979. The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays. *Geotechnique*, Vol. 29, No. 3, pp. 285–303.
51. Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G., 1996. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York.
52. Tovey N.K., Paul M.A., 2002. Modelling self-weight consolidation in Holocene sediments. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 61, No. 1, pp. 21–33.
53. Yoon H.-K., Lee C., Kim H.-K., Lee J.-S., 2011. Evaluation of preconsolidation stress by shear wave velocity. *Smart Structures and Systems*, Vol. 7, No. 4, pp. 275–287.
54. Van Zelst T.W., 1948. An investigation of factors affecting laboratory consolidation of clay. *Proceedings of the 2nd International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Netherlands*, Vol. 7, pp. 52–61.
55. Wang L., Frost J., 2004. Dissipated strain energy method for determining preconsolidation pressure. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, No. 4, pp. 760–768.

## REFERENCES

1. Vasenin V.A., 2018. Evaluation of clay deposits physical properties changed regularities in Saint-Petersburg territory and their communication with overconsolidation mechanisms. *Geotechnics*, Vol. X, No. 3, pp. 70–86. (in Russian)
2. 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)
3. 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)
4. Mukhin Yu.V., 1965. The processes of compaction of clay sediments (With reference to questions of the geology of oil and gas, hydrogeology and engineering geology). *Nedra, Moscow*. (in Russian)
5. 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.
6. Andresen A., Berre T., Kleven A., Lunne T., 1979. Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea. *Marine Geotechnology*, No. 3(3), pp. 201–266.
7. Baligh M.M., 1985. The strain path method. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111(9), pp. 1108–1136.
8. Baligh M.M., Azzouz A.S., Chin C.T., 1987. Disturbances due to ideal tube sampling. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113(7), pp. 739–757.
9. Becker D., Crooks J., Been K., Jeffries M., 1987. Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 24, No. 4, pp. 549–564.
10. 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.
11. Boone S. J., 2010. A critical reappraisal of “preconsolidation pressure” using the oedometer test. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, No. 3, pp. 281–296.
12. Burland J.B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, Vol. 40, No. 3, pp. 329–378.
13. Burmister D.M., 1951. The applications of controlled test methods in consolidation testing. *Symposium on Consolidation Testing of Soils*. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP 126, pp. 83–97.
14. Butterfield R., 1979. A natural compression law for soils (an advance on e-logp). *Géotechnique*, Vol. 29, No. 4, pp. 469–480.
15. Casagrande A., 1936. Determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Proceedings of the 1st International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, 1936*, Vol. 3, pp. 60–64.
16. Clementino R., 2005. Discussion of "an oedometer test study on the preconsolidation pressure of glaciomarine clays". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42, No. 3, pp. 972–974.
17. Chetia M., Bora P.K., 1998. Estimation of over consolidated ratio of saturated uncemented clays from simple parameters. *Indian Geotechnical Journal*, Vol. 28, No. 2, pp. 177–194.
18. DeGroot D.J., Knudsen S., Lunne T., 1999. Correlations among  $pc'$ ,  $su$  and the index properties for offshore clays. *Proceedings of the International Conference on Offshore and Nearshore Geotechnical Engineering, Panvel, India, 1999*, pp. 173–178.
19. Denissov N.Ya., 1965. Pore pressure and strength of underconsolidated clay soil. *Proceedings of the 6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Quebec, 1965*, Vol. 1, pp. 208–212.
20. Dias Junior M.S., Pierce F.J., 1995. A simple procedure for estimating preconsolidation pressure from soil compression curves. *Soil Technology*, Vol. 8, No. 2, pp. 139–151.
21. Graham J., Pinkney R.B., Lew K.V., Trainor P.G.S., 1981. Curve-fitting and laboratory data. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 19, No. 1, pp. 201–205.

22. Grozic J., Lunne T., Pande S., 2003. An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, No. 5, pp. 857–872.
23. Hardin B.O., 1989. 1-D strain in normally consolidated cohesive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 5, pp. 689–710.
24. Fang H.-Y., 1991. *Foundation engineering handbook*. Springer US, Boston.
25. 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.*
26. Janbu N., 1969. The resistance concept applied to deformation of soils. *Proceedings of the 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1969, Vol. 1, pp. 191–196.*
27. Jose B.T., Sridharan A., Abraham B.M., 1989. Log-Log method for determination of preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12, No. 3, pp. 230–237.
28. 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, 1963, pp. 342–371.*
29. Ladd C.C., Foott R., 1974. New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, No. 7, pp. 763–786.
30. 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.*
31. Leonards G.A., 1976. Estimating consolidation settlements of shallow foundation on overconsolidation clay. *Transportation Research Board, Special report, Vol. 163, pp. 13–16.*
32. 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, pp. 81–102.*
33. Lunne T., Berre T.V., Strandvik S., 1998. Sample disturbance effects in deep water soil investigations. *Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour 'New Frontiers, Proceedings of the International Conference, London, UK, 1998, pp. 81–103.*
34. 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.
35. Mesri G., Vardhanabhuti B., 2009. Compression of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46, No. 4, pp. 369–392.
36. Nagaraj T., Murthy B., Vatsala A., Joshi R., 1990. Analysis of compressibility of sensitive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 1, pp. 105–118.
37. Oikawa H., 1987. Compression curve of soft soils. *Journal of the Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 99–104.
38. Onitsuka K., Hong Z., Hara Y., Yoshitake S., 1995. Interpretation of oedometer test data for natural clays. *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 3, pp. 61–70.
39. Pacheco Silva F., 1970. A new graphical construction for determination of the preconsolidation stress of a soil sample. *Proceedings of the 4th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio-de-Janeiro, Brazil, 1970, Vol. 2, No. 1, pp. 225–232.*
40. Peck R., Ireland H., 1974. Experience in teaching engineering judgment by case histories in foundation engineering. *Proceedings ASCE Conference on Engineering Education, Ohio State University, 1974, Vol. 1, pp. 187–192.*
41. Sallfors G., 1975. Preconsolidation pressure of soft, high-plastic clays. *Chalmers University of Technology, Goteborg.*
42. Schmertmann J.N., 1955. The undisturbed consolidation behavior of clay. *Transactions. Am. Soc. Civ. Eng.*, Vol. 120, pp. 1201–1233.
43. Scofield A.N., Wroth C.P., 1968. *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London.
44. Senol A., Seglamer A., 2002. A new method for determination of the preconsolidation pressure in a low-plasticity clay. *ITU. Civil engineering department. Teknik Dergi. Istanbul. Vol. 13, No. 1, pp. 2555–2572.*
45. Seah T., Juirnarongrit T., 2003. Constant rate of strain consolidation with radial drainage. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 26, No. 4, pp. 432–443.
46. Shogaki T., 1994. Effects of samples on strength and consolidation parameter of soft clay. *Soil and Foundation*, Vol. 34, No. 3, pp. 1–10.
47. 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.
48. Skempton A.W., 1970. The consolidation of clays by gravitational compaction. *Journal Geotechnical Society*, Vol. 125, pp. 373–411.
49. Solanki C., Desai M., 2008. Preconsolidation pressure from soil index and plasticity properties. *Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 2008, pp. 1475–1479.*
50. Tavenas F., Des Rosiers J.P., Leroueil S., La Rochelle P., Roy M., 1979. The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays. *Geotechnique*, Vol. 29, No. 3, pp. 285–303.

51. Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G., 1996. Soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons, New York.
52. Tovey N.K., Paul M.A., 2002. Modelling self-weight consolidation in Holocene sediments. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 61, No. 1, pp. 21–33.
53. Yoon H.-K., Lee C., Kim H.-K., Lee J.-S., 2011. Evaluation of preconsolidation stress by shear wave velocity. Smart Structures and Systems, Vol. 7, No. 4, pp. 275–287.
54. Van Zelst T.W., 1948. An investigation of factors affecting laboratory consolidation of clay. Proceedings of the 2nd International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Netherlands, Vol. 7, pp. 52–61.
55. Wang L., Frost J., 2004. Dissipated strain energy method for determining preconsolidation pressure. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, No. 4, pp. 760–768.

#### 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*



Фото В.Ф. Гариной