

DOI: 10.15593/2224-9826/2023.1.03

УДК 624.154.5

## НОРМАТИВНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛЕЙ НЕЛИНЕЙНОГО МЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВ С УПРОЧНЕНИЕМ

Р.Ф. Шарафутдинов<sup>1, 2</sup>

<sup>1</sup>Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений имени Н.М. Герсеванова, Москва, Россия

<sup>2</sup>Научно-исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Россия

### О СТАТЬЕ

Получена: 19 ноября 2022  
Одобрена: 20 декабря 2022  
Принята к публикации:  
6 февраля 2023

#### Ключевые слова:

модель грунта, упрочнение, трехосное сжатие, одометр, резонансная колонна, бендерные элементы, измерение локальных деформаций.

### АННОТАЦИЯ

Геотехнические модели нелинейного механического поведения грунтов с упрочнением широко используются в практике проектирования и реализованы в современных конечно-элементарных программных комплексах PLAXIS, MIDAS GTS NX, Z-Soil, Optum и др. Нормативные документы, хотя и предписывают выполнение расчетов оснований преимущественно с применением нелинейных моделей, однако ГОСТ не регламентируют определение их параметров. Основная причина заключается в том, что современные нелинейные модели, по сути, являются коммерческими продуктами разработчиков программного обеспечения, что не может быть стандартизировано. По этой причине специалистами АО «НИЦ «Строительство» НИИОСП имени Н.М. Герсеванова разработан СТО 36554501-067-2021 «Лабораторное определение параметров нелинейного механического поведения грунтов с объемным и двойным упрочнением». Стандарт разработан на основе мирового опыта определения параметров моделей с использованием передового лабораторного оборудования для исследования свойств грунтов. В статье описаны основные наиболее значимые положения указанного стандарта.

Так, в зависимости от решаемой задачи введены четыре группы моделей: I – с объемным изотропным упрочнением (модель Soft Soil); II – с объемным изотропным упрочнением и учетом реологических свойств (модель Soft Soil Creep); III – с двойным изотропным упрочнением (модель Hardening soil); IV – с двойным изотропным упрочнением и жесткостью при малых деформациях (модель Hardening soil with small strain). Приведены требования к видам и объемам испытаний, необходимых и достаточных для определения параметров моделей. В связи с тем что параметры моделей определяются исключительно по лабораторным испытаниям, СТО содержит требования по оценке качества образцов на основе измерения объемной деформации при приложении эффективного природного напряжения. Использование образцов плохого и очень плохого качества для определения параметров моделей не допускается. Показано, что степенной показатель  $m$ , отражающий зависимость жесткости грунта от напряженно-деформированного состояния в моделях III и IV

© Шарафутдинов Рафаэль Фаритович – кандидат технических наук, директор НИИОСП имени Н.М. Герсеванова, e-mail: linegeo@mail.ru, ORCID: 0000-0002-5806-7190

Rafael F. Sharafutdinov – Ph. D. in Technical Science, Director, Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures, e-mail: linegeo@mail.ru, ORCID: 0000-0002-5806-7190

групп, может быть получен на основе трехосных или одометрических испытаний и должен назначаться в зависимости от преобладающего вида деформаций в задаче (сжатие или сдвиг). Параметры жесткости при малых деформациях могут быть определены в полевых условиях (с использованием сейсмоакустических методов) или в лабораторных условиях (путем испытаний грунтов в резонансной колонке по ГОСТ Р 56353-2015, сейсмоакустических испытаний на образцах в камерах трехосного сжатия, оборудованных бендерными элементами или датчиками деформации на локальной базе). Разработанный СТО 36554501-067-2021 содержит требования по определению жесткости при малых деформациях в лабораторных условиях.

© ПНИПУ

## REGULATORY PROVISIONS FOR DETERMINING PARAMETERS OF NONLINEAR MECHANICAL BEHAVIOR IN HARDENING SOIL MODELS

R.F. Sharafutdinov<sup>1, 2</sup>

<sup>1</sup>Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures, Moscow, Russian Federation

<sup>2</sup>National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation

### ARTICLE INFO

Received: 19 November 2022  
Approved: 20 December 2022  
Accepted for publication:  
06 February 2023

#### Keywords:

soil model, hardening, triaxial compression, oedometer, resonant column, bender elements, local strain measurements.

### ABSTRACT

Presently, nonlinear mechanical soil models are widely used in the geotechnical practice. They are implemented in geotechnical finite-element software PLAXIS, MIDAS GTS NX, Z-Soil, Optum, etc. Notwithstanding the fact that international regulatory documents mainly recommend nonlinear models for calculating foundations, they do not specify methods for defining their parameters because nonlinear models are actually commercial products of various software manufactures and cannot be normalized in any country. For this very reason, specialists of Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (department of JSC "Research center of Construction") developed Standard of Organization STO 36554501-067-2021. The Standard is based on the world experience in assessing nonlinear model parameters defined with using advanced laboratory equipment. The article describes the most significant provisions of this Standard.

Thus, depending on the problem to be solved, four groups of models are introduced: I – a model includes volumetric isotropic hardening (Soft Soil); II – a model includes volumetric isotropic hardening and rheological properties of the soil (Soft Soil Creep); III – a model includes double isotropic hardening (Hardening Soil) and IV – a model includes double isotropic hardening and stiffness at small strain (Hardening soil with small strain). Requirements to the necessary and sufficient types and scope of tests, which define model parameters, are reported. Taking into account that only laboratory tests define model parameters, Standard provides requirements for specimens' quality evaluation performed basing on measurements of the volumetric strain under effective natural stress. Specimens of poor and very poor quality cannot be considered. It is shown that power-law coefficient  $m$ , which indicates the relationship between soil stiffness and stress-strain-state in the models of III and IV groups can be received from triaxial compression and oedometer tests and shall be prescribed depending on prevailing deformation (shear or compression). Stiffness parameters at small strains can be defined with in-situ tests (seismoacoustic profiling) or with laboratory tests (resonant column test, seismoacoustic profiling of specimens in triaxial cell equipped with bender element and strain gauges on the local base). The developed Standard specifies requirements for laboratory definition of stiffness at small strains.

© PNRPU

## Введение

На сегодняшний день в практике геотехнического проектирования широко используются геотехнические модели нелинейного механического поведения грунтов с упрочнением (далее – модели) [1–5]. Подобные модели реализованы в современных конечно-элементарных программных комплексах (ПК) PLAXIS, MIDAS GTS NX, Z-Soil, Optum и др. Нормативные документы, хотя и предписывают выполнение расчетов оснований пре-

имущественно с применением нелинейных моделей [6], однако государственные стандарты не могут в полном объеме регламентировать определение их параметров. Основная причина заключается в том, что современные модели, по сути, являются коммерческими продуктами разработчиков программного обеспечения [7].

В связи с этим методики определения параметров моделей описываются в стандартах организаций, одним из которых является СТО 36554501-067-2021 (далее – Стандарт). Стандарт организации устанавливает требования к определению параметров моделей, применяемых для геотехнических расчетов дисперсных грунтов с использованием геотехнических программных комплексов.

Стандарт позволил систематизировать определение параметров моделей, а его применение повышает надежность геотехнических исследований и расчетов. Документ фактически является «мостиком» от инженера-изыскателя к инженеру-геотехнику. В настоящей статье приводятся особенности указанного Стандарта.

### Некоторые положения СТО 36554501-067-2021

Стандарт распространяется на определение параметров моделей Soft Soil, Soft Soil Creep, Hardening Soil, Hardening soil with small strain stiffness, реализованных в геотехническом программном комплексе PLAXIS [8]. Однако авторы допускают применение Стандарта для определения параметров моделей, реализованных в других геотехнических программных комплексах при использовании аналогичных моделей.

Перечисленные модели наиболее широко применяются в современной геотехнической практике за счет реализации в известных коммерческих программных комплексах. Стоит отметить, что указанные модели – с изотропным упрочнением<sup>1</sup>, что является допущением [9]. Более совершенные модели с кинематическим упрочнением<sup>2</sup> являются перспективными, но сегодня массово не применяются.

В разработанном Стандарте систематизированы термины и определения, введены требования к техническому заданию, введены: разделение моделей на группы и их применимость в зависимости от решаемых задач, требования к методам и объему испытаний, требования к оценке качества образцов, требования к оборудованию, а также требования к оформлению результатов определения параметров.

В зависимости от решаемой задачи введены следующие группы моделей:

I – с объемным изотропным упрочнением (модель Soft Soil);

II – с объемным изотропным упрочнением и учетом реологических свойств (модель Soft Soil Creep);

III – с двойным изотропным упрочнением (модель Hardening soil);

IV – с двойным изотропным упрочнением и жесткостью при малых деформациях (модель Hardening soil with small strain).

Выбор модели должен быть основан на решаемой задаче. Модели грунта I и II группы (с объемным упрочнением) применимы в условиях расчета сжимаемости основания (в том числе с разгрузкой и повторным нагружением). Модели грунта III и IV групп

<sup>1</sup> Упрочнение изотропное – свойство модели, при котором размеры поверхности текучести изменяются одинаково во всех осях главных напряжений.

<sup>2</sup> Упрочнение кинематическое – свойство модели, при котором положение поверхности текучести перемещается в пространстве напряжений в зависимости от траектории нагружения.

(с объемным и сдвиговым упрочнением) применимы в условиях расчета сжимаемости основания, а также при возникновении существенных сдвиговых деформаций в массиве грунта. Подобные модели применимы для расчетов осадок основания, влияния строительства на окружающую застройку, взаимодействия свайных и плитно-свайных фундаментов с основанием. Модели грунта IV группы (с учетом жесткости при малых деформациях) применимы для задач сжимаемости, при возникновении касательных напряжений в массиве грунта, а также задач влияния на окружающую застройку, расчетов взаимодействия свайных и плитно-свайных фундаментов с основанием, в условиях разнозаглубленных и разнозагруженных фундаментов.

Количество образцов и объемы испытаний должны удовлетворять требованиям ГОСТ 20522-2012; минимальный объем испытаний приведен в табл. 1.

В связи с существенным влиянием повреждений отбора, транспортировки и пробоподготовки на получаемые результаты необходимо оценивать качество образцов. Стандарт содержит требования по оценке качества образцов ненарушенного сложения (табл. 2). Количественная оценка выполняется в процессе испытаний на основе относительного измерения объемной деформации при приложении эффективного природного напряжения, соответствующего глубине отбора [10]. Использование образцов плохого и очень плохого качества для параметров моделей не допускается.

Также Стандарт содержит ряд новых требований и положений, касающихся определения параметров моделей III и IV групп, на которых следует остановиться подробнее.

### **Определение параметров жесткости**

Зависимость деформационных характеристик от напряженного состояния в моделях III и IV групп реализована с использованием зависимостей [11]:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \varphi + \sigma'_3}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m, \quad (1)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \varphi + \sigma'_3}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m, \quad (2)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \varphi + \sigma'_1}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m, \quad (3)$$

где  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_3$  – главные эффективные напряжения, действующие в массиве грунта;  $E_{50}^{ref}$  – опорный секущий модуль деформации при 50 % прочности (трехосное сжатие);  $E_{ur}^{ref}$  – опорный модуль деформации при разгрузке / повторном нагружении (трехосное сжатие);  $E_{oed}^{ref}$  – опорный касательный одометрический модуль деформации (компрессионное сжатие);  $p^{ref}$  – опорное давление;  $m$  – степенной коэффициент, отражающий зависимость деформационных характеристик от напряженного состояния. Вводными параметрами моделей III и IV групп служат модули деформации  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ , получаемые при  $p^{ref}$ , и коэффициент  $m$ .

Таблица 1

Минимальный объем испытаний для определения параметров моделей

Table 1

A minimum scope of tests for defining model parameters

Метод испытания	Группа модели			
	I	II	III	IV
Компрессионные испытания				
По одной ветви	–	–	6	6
По двум ветвям	6	6	СЗ	СЗ
Консолидационный режим	6 <sup>(1)</sup>	6	6 <sup>(1)</sup>	6 <sup>(1)</sup>
Трехосные испытания				
По одной ветви	18 <sup>(2),(4)</sup>	18 <sup>(2),(4)</sup>	18 <sup>(4)</sup>	18 <sup>(4)</sup>
По двум ветвям (с разгрузкой)	СЗ	СЗ	6 <sup>(5)</sup>	6 <sup>(5)</sup>
Малоамплитудные динамические испытания в резонансной колонке	СЗ	СЗ	СЗ	6 <sup>(5),(6)</sup>
Одноплоскостной срез	18 <sup>(3),(4)</sup>	18 <sup>(3),(4)</sup>	–	–

Примечание:

<sup>(1)</sup> – для определения фильтрационных характеристик грунтов; <sup>(2)</sup> – выполняется для моделей, учитывающих дилатансию; <sup>(3)</sup> – допустимо для моделей, не учитывающих дилатансию; <sup>(4)</sup> – серия испытаний, включающая испытания при не менее чем трех различных давлениях предварительной консолидации; <sup>(5)</sup> – при опорном давлении; <sup>(6)</sup> – допустимо не выполнять при выполнении трехосных испытаний по двум ветвям (с разгрузкой) с установкой дополнительных датчиков деформаций на локальной базе; СЗ – по специальному заданию.

Анализируя зависимости, можно отметить следующее.

Во-первых, деформационные характеристики при различных напряжениях зависят от пары  $E^{ref} - m$ . Поэтому для наилучшего описания зависимости жесткости от напряженного состояния указанные параметры должны определяться совместно, с учетом статистической неоднородности. Наиболее достоверным способом определения параметров является метод наименьших квадратов, применяемый для обработки результатов испытаний (рис. 1).

Таблица 2

Категории качества образцов

Table 2

Quality category of specimens

Коэффициент переуплотнения OCR	Качество образцов в зависимости от $\Delta e/e$			
	I	II	III	IV
1–2	$\Delta e/e \leq 0,04$	$0,04 < \Delta e/e \leq 0,07$	$0,07 < \Delta e/e \leq 0,14$	$\Delta e/e > 0,14$
2–4	$\leq 0,03$	$0,03 < \Delta e/e \leq 0,05$	$0,05 < \Delta e/e \leq 0,10$	$\Delta e/e > 0,10$
4–6	$\leq 0,02$	$0,02 < \Delta e/e \leq 0,035$	$0,035 < \Delta e/e \leq 0,07$	$\Delta e/e > 0,07$

Примечание:

– качество образцов: I – хорошее; II – удовлетворительное; III – плохое; IV – очень плохое;  
 – относительное изменение коэффициента пористости  $\Delta e/e$  определяется для этапа завершения фильтрационной консолидации.

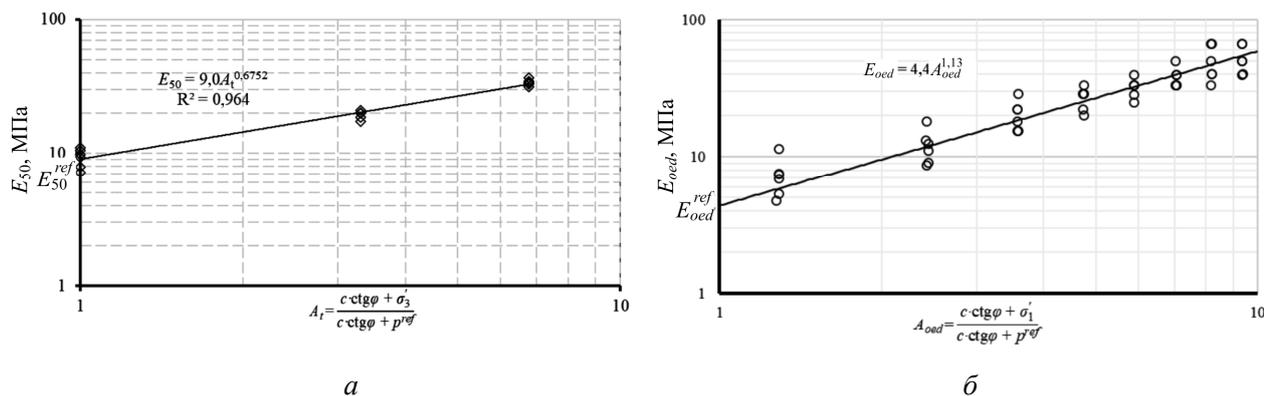


Рис. 1. Обработка результатов испытаний методом наименьших квадратов:  
 а – трехосное сжатие, б – компрессионное сжатие

Fig. 1. Test results treated with the Least Square method: а – triaxial compression, б – oedometer tests

Во-вторых, зависимость жесткости от напряженного состояния при трехосном и компрессионном сжатии описывается одним и тем же коэффициентом  $m$ , что является недостатком применяемых сегодня моделей с двойным упрочнением. В случае трехосного сжатия наилучшим образом отражается работа грунта при сдвиге, а при компрессионном сжатии – осадка. В связи с этим определение и дальнейшее применение моделей с двойным упрочнением должно основываться на конкретной задаче. В случае когда необходимо наилучшее описание поведения основания при сдвиге (расчет ограждения котлована, влияние подземного сооружения на окружающую застройку, работа одиночных и малой группы свай и др.),  $m$  следует определять на основе трехосного сжатия. В случае решения задач сжимаемости (осадка основания, насыпи и др.)  $m$  следует определять на основе компрессионных испытаний. Это говорит о том, что определение параметров должно выполняться геотехниками или при плотном взаимодействии с расчетчиком (или научно-техническим сотрудником) в случае, если определение выполняют инженеры-геологи.

### Определение параметров дилатансии и прочности

Другим немаловажным фактором, реализованным в современных моделях, является дилатансия, учитываемая, например, в теории прочности сыпучей среды Поу [12]:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3 \left( 1 + \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_1} \right)} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_f}{2} \right), \quad (4)$$

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  – максимальные и минимальные главные эффективные напряжения;  $\dot{\epsilon}_v$  и  $\dot{\epsilon}_1$  – скорость объемной и максимальной (осевой) деформации;  $\varphi_f$  – угол трения, характеризующий прочность образца с поправкой на расширение.

Для описания пластического поведения грунтов используется угол дилатансии  $\psi$ , характеризующий приращение объемных пластических деформаций к деформациям сдвига через уравнение:

$$\sin \psi = \frac{d\epsilon_v^p}{d\gamma^p}, \quad (5)$$

где  $\psi$  – угол дилатансии;  $\epsilon_v^p$  – объемная пластическая деформация;  $\gamma^p$  – объемная сдвиговая деформация.

Комбинация теории Роу (1) и уравнения (2) при допущении  $\varphi_f = \varphi_{cv}$  позволила получить следующее уравнение [16]:

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi \cdot \sin \varphi_{cv}}. \quad (6)$$

Уравнение (6) нашло широкое применение в моделях с двойным упрочнением, реализованных в современных геотехнических программных комплексах.

Применение теории Роу обладает рядом допущений.

Во-первых, теория разработана для случая плоской деформации, а уравнение (6) выражено через описание дилатансии в условиях осесимметричного трехосного сжатия. В связи с этим  $\varphi$  для уравнения (6) должен определяться на основе трехосных испытаний, а не испытаний на одноплоскостной срез. Это связано с тем, что в условиях трехосного сжатия, как правило, пиковые значения  $\varphi$  ниже, чем при испытаниях в условиях плоской деформации, так как траектория сдвига предварительно не задана и образуется свободно [12, 14]. В частности, в работе [13] указано, что разница между  $\varphi$  может достигать 20 %.

Во-вторых, при выводе формулы (6) принято допущение, что величина  $\varphi_f = \varphi_{cv}$ . Указанные параметры имеют близкий физический смысл, но их значения могут отличаться незначительно. Согласно теории Роу,  $\varphi_f$  – угол трения с поправкой на расширение образца и зависит от относительной плотности и траектории напряжений ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) [12]. Величина угла  $\varphi_{cv}$  – остаточный угол трения, соответствующий участку, где интенсивность дилатансии минимальная. Угол внутреннего трения  $\varphi_{cv}$  возникает в результате поглощения энергии на переупаковку частиц в условиях остаточной плотности образца. В связи с этим для адекватного применения уравнения (6) при испытаниях грунтов необходимо выполнять условие  $\varphi_f = \varphi_{cv}$ , т.е. доводить деформацию до максимально предельных значений. Для этого трехосные испытания грунтов необходимо выполнять в кинематическом режиме.

Угол дилатансии сильно зависит от качества испытания (качества пробоподготовки, деаэрации жидкости и системы, водонасыщения образца, герметичность системы и др.) и способа измерения объемной деформации. В частности, при трехосном испытании объемную деформацию следует измерять через объем отжатой поровой жидкости через систему противодействия.

В связи с изложенным определение угла дилатансии для комплексных моделей с упрочнением следует выполнять совместно с параметрами прочности из трехосных испытаний.

Стоит отметить, что эмпирическая зависимость [15], с одной стороны, получена для определенных регионов, с другой стороны, требуют определения индекса плотности, что в рамках инженерно-геологических изысканий в России делается только по специальному заданию. В работе [16] предложено оценивать угол дилатансии в зависимости от текущего и остаточного коэффициента пористости и действующего уровня напряжений:

$$\sin \psi = \left( 1 - \frac{1+e}{1+e_{cv}} \right) (a_1 + a_2 \lg RRS) + a_3, \quad (7)$$

где  $a_1$ ,  $a_2$  и  $a_3$  – эмпирические коэффициенты, назначаемые в зависимости от разновидности песка по табл. 3;  $RRS = \frac{c \cdot \cot \varphi + \sigma_3}{c \cdot \cot \varphi + p_a}$ ,  $p_a$  – опорное давление, равное 100 кПа.

Подход является усовершенствованной формулой В.Н. Николаевского. Полученные эмпирические коэффициенты в будущем должны быть расширены на другие виды и генезис грунтов.

Таблица 3

Эмпирические коэффициенты для уравнения (7)

Table 3

Emierical coefficients of the equation (7)

Эмпирические коэффициенты	Разновидность песка		
	средней крупности	мелкий	пылеватый
$a_1$	3,5	4,9	6,4
$a_2$	0,77	0,72	0,69
$a_3$	0,03	0,02	-0,03
$R^2$	0,903	0,827	0,915

Тем не менее при выполнении численных расчетов (например, в ПК Plaxis) необходимо ограничивать дилатансию величиной максимального коэффициента пористости. Это обеспечивает идеально-пластическое поведение основания при достижении минимальной плотности, наблюдаемое при реальных испытаниях грунтов.

Учет дилатансии позволяет существенно повысить достоверность расчетов. В более простых моделях с постоянной дилатансией (например, идеально упруго-пластическая модель Мора – Кулона) этот параметр должен учитываться с осторожностью, так как он способен существенно завышать несущую способность (рис. 2) [16].

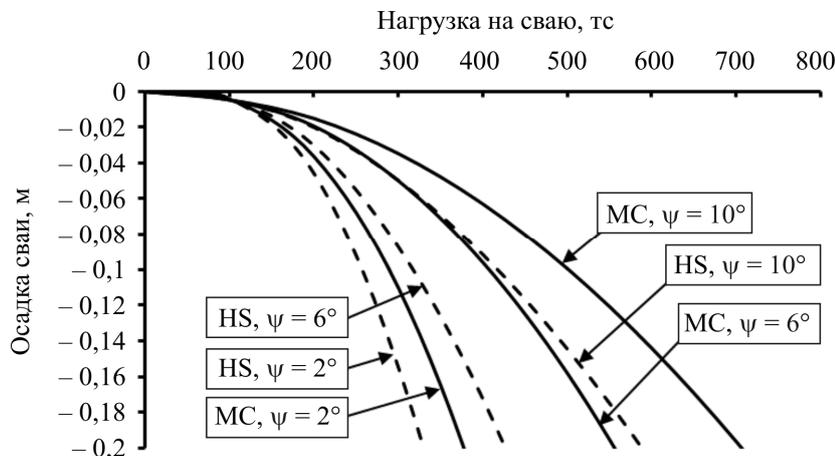


Рис. 2. Результаты расчетов нагружения одиночной сваи при различных углах дилатансии в моделях Мора – Кулона (MC) и с двойным упрочнением Hardening soil (HS) [16]

Fig. 2. Calculation results of the single pile loading at a different dilatancy angle in Mohr – Coulomb (MC) and Hardening Soil (HS) models [16]

### Определение параметров жесткости при малых деформациях

На сегодняшний день модели IV группы являются наиболее продвинутыми из массово применяемых. Известно, что грунты обладают нелинейной зависимостью жесткости от уровня деформации. Как видно из рис. 3, стандартные методы испытаний грунтов не всегда соответствуют ожидаемому уровню деформаций [17, 18]. При снижении уровня де-

формации модуль деформации увеличивается; при сверхмалых деформациях грунт ведет себя как упругое тело. Потенциально расчет с использованием моделей данного класса позволяет автоматически оценить нижнюю границу сжимаемой толщи основания.

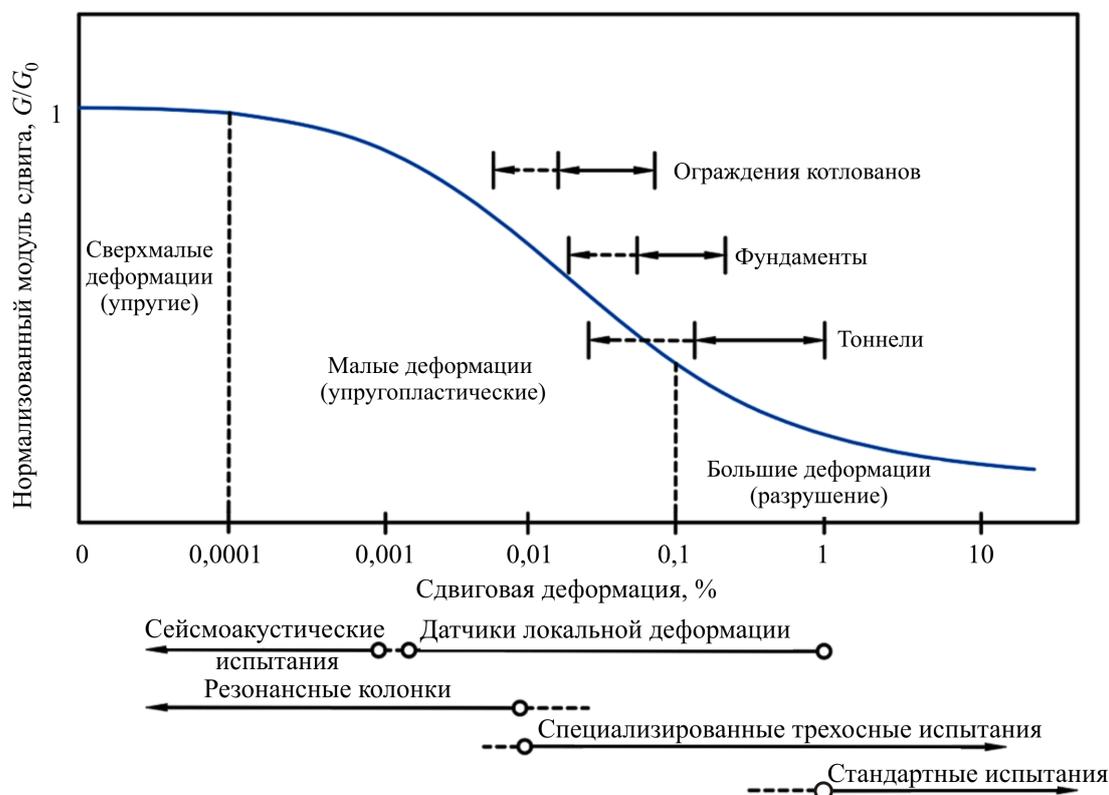


Рис. 3. Диаграмма зависимости модуля сдвига от уровня сдвиговой деформации [17, 18]  
 Fig. 3. Graph of the shear modulus versus the shear strain level [17, 18]

Одним из входных параметров является опорный начальный модуль сдвига  $G_0^{ref}$ , определяемый в лабораторных условиях, как правило, малоамплитудными динамическими испытаниями в резонансной колонне.

Однако в мировой практике широкое применение находят также испытания с использованием специальных бендерных элементов (сейсмоакустических (импульсных) измерений). Бендерные элементы встраиваются в штампы прибора трехосного сжатия или закрепляются на боковой поверхности образца и позволяют генерировать и регистрировать продольные и поперечные сейсмические волны (рис. 4). В результате испытаний определяется начальный модуль сдвига по формуле

$$G_0 = \rho V_s^2, \quad (8)$$

где  $\rho$  – плотность грунта;  $V_s$  – скорость прохождения поперечной волны через образец.

С развитием оборудования  $G_0$  стали определять при трехосных испытаниях с использованием дополнительной системы измерения локальной деформации образцов (рис. 5). Так, полученные значения  $G_0$  по результатам измерений локальных деформаций на 2...10 % ниже, чем с использованием бендерных элементов [18, 19]. Как показывают выполненные автором исследования, наиболее важным фактором является уровень напряжений и коэффициент бокового давления  $K_0$  при котором определяется  $G_0$  (рис. 6) [20].

Указанное отличие является незначительным и достаточным для консервативной оценки. С другой стороны, использование дополнительной системы измерения локальных деформаций позволяет повысить информативность испытаний за счёт сокращения сроков и стоимости испытаний (особенно в условиях малого количества образцов). Перспективным является накопление опытных данных и последующая разработка поправочных коэффициентов.

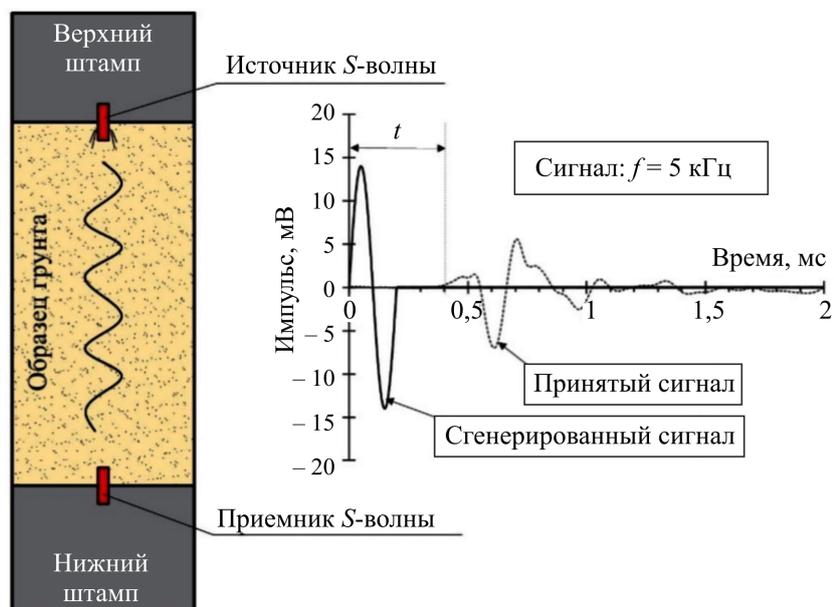


Рис. 4. Схема испытаний с использованием специальных бендерных элементов, встраиваемых в штампы прибора трехосного сжатия, генерирующих и принимающих  $S$ -волны

Fig. 4. Schematic illustration of an  $S$ -wave bender element test integrated into the triaxial cell, displaying generated and received waveforms

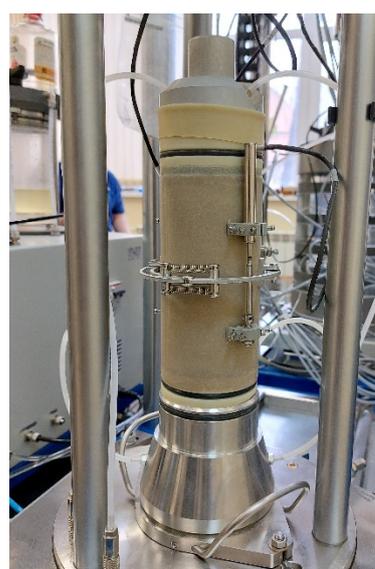


Рис. 5. Образцы грунта, оборудованные системой измерения локальной деформации в камерах трехосного сжатия

Fig. 5. Soil specimens equipped with a local strain measurement system in triaxial cell

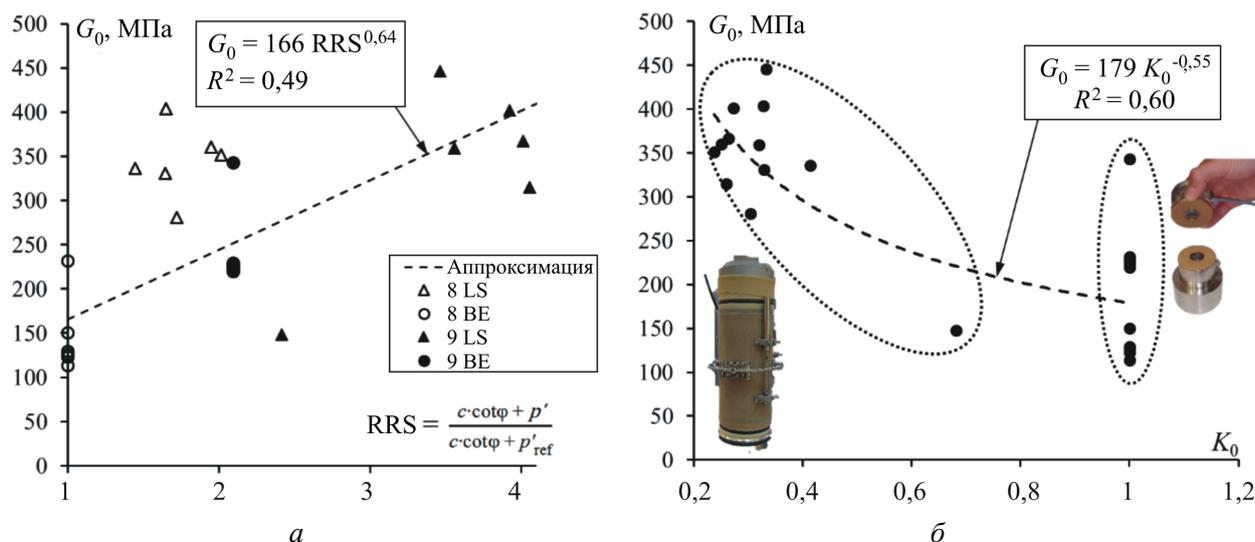


Рис. 6. Начальный модуль сдвига песка мелового, мелкого,  $e = 0,60$  в зависимости от:  
 $a$  – относительного всестороннего давления RRS;  $b$  – коэффициента бокового давления  $K_0 = \sigma_3/\sigma_1$   
 (LS – с применением датчиков деформации на локальной базе; BE – с применением  
 бендерных элементов)

Fig 6. Initial shear modulus of the Cretaceous fine sand,  $e = 0,60$  versus:  $a$  – relative radial stress RRS;  
 $b$  – at lateral earth pressure coefficient  $K_0 = \sigma_3/\sigma_1$  (LS – when local strain measurement system are used;  
 BE – when bender elements are used)

Выполненное сравнение полученных в лабораторных условиях  $G_0$  [19] с полевыми методами показало, что все лабораторные методы дают заниженные значения, что связано с влиянием повреждения образцов при их пробоотборе. По мнению автора настоящей статьи, расхождение также может быть связано с различиями напряженного состояния в лабораторных условиях и в массиве грунта.

С учетом изложенного при разработке Стандарта введены возможность определения параметров моделей IV группы с использованием бендерных элементов и системы измерения локальной деформации образцов. Требования к указанной системе также приведены в Стандарте.

## Заключение

Приведены основные особенности СТО 36554501-067-2021. Стандарт устанавливает и систематизирует определение параметров моделей грунтов с упрочнением, применяемых для геотехнических расчетов дисперсных грунтов с использованием геотехнических программных комплексов. Документ фактически является «мостиком» от инженера-изыскателя к инженеру-геотехнику.

Стандарт распространяется на определение параметров моделей Soft Soil, Soft Soil Creep, Hardening Soil, Hardening soil with small strain stiffness, реализованных в геотехническом программном комплексе PLAXIS.

В разработанном Стандарте систематизированы термины и определения, введены требования к техническому заданию, введено разделение нелинейных моделей на группы и их применимость в зависимости от решаемых задач, приведены требования к методам и объ-

ему испытаний, оценке качества образцов, требования к оборудованию, а также требования к оформлению результатов определения параметров.

При разработке СТО 36554501-067-2021 был учтен мировой опыт определения параметров моделей с использованием передового лабораторного оборудования для исследования свойств грунтов.

**Финансирование.** Исследование не имело спонсорской поддержки.

**Конфликт интересов.** Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

**Вклад авторов.** Вклад 100 %.

## Библиографический список

1. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. – Ростов: Изд-во Ростов. ун-та, 1989. – 608 с.
2. Федоровский В.Г. Современные методы описания механических свойств грунтов. Обзор. – М.: ВНИИС, 1985. – 72 с.
3. Wood D.M. Soil behavior and critical state soil mechanics. – Cambridge university press, 1990.
4. Roscoe K.H., Schofield, A.N., Wroth C.P. On the yielding of soils // Geotechnique. – 1958. – Vol. 8, № 1.
5. Schofield A., Wroth P. Critical State Soil Mechanics. 1968.
6. Алехин А.Н., Алехин А.А. Эффективный метод определения параметров нелинейной модели грунта из полевых испытаний // Construction and Geotechnics. – 2017. – Т. 8, № 4. – С. 54–63. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.4.06
7. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов (практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки). – СПб.: Стройиздат Северо-Запад, Группа компаний «Геореконструкция», 2010. – 551 с.
8. Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M. Plaxis 3D. Руководство пользователя. – СПб.: НИП-Информатика, 2011.
9. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987. – 221 с.
10. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays / T. Lunne, T. Berre, K.H. Andersen, S. Strandvik, M. Sjursen // Canadian Geotechnical Journal. – 2007. – № 43 (7). – P. 726–750. DOI: 10.1139/t06-040
11. Schanz T., Vermeer P. and Bonnier P. The hardening soil model: Formulation and verification // Proceedings of the Plaxis Symposium. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Rotterdam: Balkema, 1999. – P. 281–290.
12. Rowe P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact // Proceeding of the Royal Society of London. Series A. – 1962. – Vol. 269. – P. 500–527.
13. Schanz T., Vermeer P.A. Angles of friction and dilatancy of sand // Geotechnique. – 1996. – Vol. 46, No. 1. – P. 145–151.
14. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса. – Пенза: Пенз. гос. ун-т строительства и архитектуры, 2008.
15. Bolton M.D. The strength and dilatancy of sands // Geotechnique. – 1986. – Vol. 36, № 1. – P. 65–78.

16. Шарафутдинов Р.Ф., Исаев О.Н., Морозов В.С. Экспериментальные исследования дилатансии несвязных грунтов в условиях трехосного сжатия // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. – 2020. – № 6. – С. 19–24.

17. Atkinson J.H., Sallfors G. Experimental determination of soil properties // *Proceedings of the 10th ECSMFE, Florence*. – 1991. – Vol. 3. – P. 915–956.

18. Mair R.J. Unwin memorial lecture 1992. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavation // *Proceedings of the ICE – Civil Engineering*. – 1993. – № 97 (1). – P. 27–41. DOI: 10.1680/icien.1993.22378.

19. Gordon T.C. Kung. Equipment and testing procedures for small strain triaxial tests // *Journal of the Chinese Institute of Engineers*. – 2007. – № 30: 4. – P. 579–591. DOI: 10.1080/02533839.2007.9671287

20. Santagata M.C. Factors affecting the initial stiffness and stiffness degradation of cohesive soils: Ph.D. Dissertation. – Cambridge, MA, USA: MIT Department of Civil and Environment Engineering, 1998.

## References

1. Zaretsky Yu.K. Lectures on modern soil mechanics. Rostov University Publishing House, 1989, 608 p.

2. Fedorovsky V.G. Modern methods of describing the mechanical properties of soils. Review. Moscow, VNIIS, 1985, 72 p.

3. David Muir Wood. Soil behavior and critical state soil mechanics. Cambridge university press, 1990.

4. Roscoe K.H., Schofield, A.N. & Wroth, C.P. On the yielding of soils. *Geotechnique*, 1958, vol. 8, iss. 1.

5. Schofield A., Wroth P. Critical State Soil Mechanics, 1968.

6. Alekhin A.N., Alekhin A.A. Effective method of determining the parameters of non-linear soil model from in-situ test data. *Construction and Geotechnics*, 2017, vol. 8, iss. 4, pp. 54-63. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.4.06

7. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G.. Geotechnical support of urban development (a practical guide to the design of buildings and underground structures in conditions of dense development). Saint Petersburg, Stroyizdat North-West, a group of companies "Georeconstruction", 2010, 551 p.

8. Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M. Plaxis 3D. User manual. Saint Petersburg, «NIP-Informatika», 2011.

9. Fadeev A.B. Finite element method in geomechanics. Moscow, Nedra, 1987, 221 p.

10. Lunne T., Berre T., Andersen K.H., Strandvik S., Sjørsen M. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 2007, no. 43 (7), pp. 726-750. DOI: 10.1139/t06-040

11. Schanz T., Vermeer P. and Bonnier P. The hardening soil model: Formulation and verification, in Brinkgreve R.B. J. (ed.) *Proceedings of the Plaxis Symposium. Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Rotterdam, Balkema, 1999, pp. 281–290.

12. Rowe P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceeding of the Royal Society of London. Series A*, 1962, vol. 269, pp. 500-527.

13. Schanz T. Vermeer P.A. Angles of friction and dilatancy of sand. *Geotechnique*, 1996, vol. 46, No. 1, pp. 145-151.

14. Boldyrev G.G. Methods of determination of mechanical properties of soils. State of the problem. Penza, Penza State University of Civil Engineering and Architecture, 2008.

15. Bolton M.D. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 1986, vol. 36, iss. 1, pp. 65-78.

16. Sharafutdinov R.F., Isaev O.N., Morozov V.S. Experimental studies of cohesionless sub-soil dilatancy under conditions of triaxial compression. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2020, no. 57 (6), pp. 465-472. DOI: 10.1007/s11204-021-09694-3

17. Atkinson J.H., Sallfors G. Experimental determination of soil properties. *Proceedings of the 10th ECSMFEE*, Florence, 1991 vol. 3, pp. 915–956.

18. Mair R.J. Unwin memorial lecture 1992. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavation. *Proceedings of the ICE – Civil Engineering*, 1993, no. 97 (1), pp. 27-41. DOI: 10.1680/icien.1993.22378

19. Gordon T.C. Kung. Equipment and testing procedures for small strain triaxial tests, *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 2007, no. 30: 4, pp. 579-591. DOI: 10.1080/02533839.2007.9671287

20. Santagata, M.C. Factors affecting the initial stiffness and stiffness degradation of cohesive soils. Ph.D. Dissertation. Cambridge, MA, USA: MIT Department of Civil and Environment Engineering, 1998.