

При проведении инженерно-геологических изысканий сложилась традиция определять механические характеристики песчаных отложений исключительно полевыми методами, обосновывая это невозможностью отбора образца несвязного грунта из скважины. Такая традиция представляется по меньшей мере странной. Угол внутреннего трения при проведении консолидированно-дренированных испытаний есть не что иное, как параметр прямой пропорциональной зависимости между касательными напряжениями  $\tau$  и нормальными напряжениями сжатия  $\sigma$  в образце грунта. Каждой паре значений напряжений ( $\tau$ ;  $\sigma$ ) соответствует свое состояние песка по плотности. Зависимость  $\tau = f(\sigma)$  описывает возможные состояния песка по плотности под действием уплотняющих напряжений  $\sigma$ . Аналогичные рассуждения будут справедливы и для параметров сжимаемости. Компрессионная кривая описывает различные состояния грунта по плотности в зависимости от нормальных сжимающих напряжений. Следовательно, очевидная невозможность отбора образца песка ненарушенной структуры никак не является препятствием для определения механических характеристик песков в лабораторных условиях. Напротив, лабораторные испытания песка, не имеющего структурных связей, должны отличаться хорошей повторяемостью и точностью определяемых механических характеристик.

Специалисты института «Геореконструкция» создали собственную, весьма эффективную, программу для совместных нелинейных расчетов оснований и сооружений, что позволяет разрабатывать и совершенствовать физические модели работы материалов и грунтов. Эта работа на протяжении многих лет успешно ведется под руководством д-ра геол.-минерал. наук А. Г. Шашкина и канд. техн. наук К. Г. Шашкина. Статья посвящена определению параметров физической модели песчаного грунта на основании значительного количества натуральных и лабораторных опытов.

Научный руководитель института «Геореконструкция»  
проф. В. М. УЛИЦКИЙ

УДК 624.131

## Сопоставление лабораторных и полевых испытаний песков на основе нелинейной модели

**Константин Георгиевич ШАШКИН**, кандидат технических наук, зам. директора

**Ольга Сергеевна КУВАЛДИНА**, зав. лабораторией

ООО «ПИ Геореконструкция», 190005 Санкт-Петербург, Измайловский просп., 4, e-mail: mail@georec.spb.ru

**Павел Александрович ЯВЛЯЕВ**, главный геолог

**Мария Вячеславовна УСОВА**, старший инженер-геолог

ООО «ГЕОИНЖСЕРВИС», 119331 Москва, просп. Вернадского, 29, оф. 703, e-mail: asm@fugro.ru

**Аннотация.** Приведены результаты детальных лабораторных испытаний песчаных грунтов, а также их прочностные и деформационные показатели. Прочностные характеристики определяли по данным консолидированно-дренированным и консолидированно-недренированным испытаниям, деформационные – по консолидированно-дренированным и компрессионным. Для подтверждения полного отражения значений трехосных испытаний деформационных свойств грунтов их пересчитывали в компрессионные. На основе полного паспорта испытаний выполнили численное моделирование, которое выявило преимущества упругопластической модели с двойным упрочнением. Проведенный сравнительный анализ полевых и лабораторных испытаний показал достаточно хорошую корреляцию, что позволяет утверждать о возможности прогнозирования работы грунта при сложном напряженном состоянии по трехосным испытаниям и их численной обработке. Предложено восстановить в действующих нормах требования по построению паспорта испытаний, поскольку без этого документа невозможно корректно применять современные модели механики грунтов.

**Ключевые слова:** песчаные грунты, трехосные испытания, штамповые испытания, упругопластическая модель с двойным упрочнением, механические свойства грунтов.

### COMPARISON OF LABORATORY AND FIELD TESTS OF SANDS ON THE BASIS OF A NON-LINEAR MODEL

**Konstantin G. SHASHKIN, Olga S. KUVALDINA**

PI "Georeconstruction", Izmaylovsky prosp., 4, St. Petersburg 190005, Russian Federation, e-mail: mail@georec.spb.ru

**Pavel A. YAVLYAEV, Mariya V. USOVA**

GEOINZHSERVIS LLP, prosp. Vernadskogo, 29, of. 703, Moscow 119331, Russian Federation, e-mail: asm@fugro.ru

**Abstract.** The results of detailed laboratory tests of sandy soils as well as their strength and deformation characteristics are presented. Strength characteristics were determined according to the data of consolidated-drained and consolidated-undrained tests, deformation – according to the data of consolidated-drained and compressive tests. To confirm the full reflection of values of three-axial tests of deformation properties of soils they were recalculated in compressive. On the basis of the complete test certificate, the numerical simulation were conducted which revealed advantages of the elastic-plastic model with double strengthening. A comparative analysis of field and laboratory tests shows a fairly good correlation which makes it possible to confirm the possibility of prediction of soil behavior under the complex stress state according to the three-axial tests and their numerical processing. It is proposed to restore in the acting norms requirements for execution of the test certificate as without this document it is impossible the correct use of modern models of soil mechanics.

**Key words:** sandy soils, three-axial tests, stamping tests, elastic-plastic model with double strengthening, mechanical properties of soils.

**В** практике инженерно-геологических изысканий испытания песков проводятся достаточно редко вследствие сложности отбора образцов ненарушенного сложения. Также считается, что достаточно принимать прочностные и деформационные характеристики песчаных грунтов по нормативным таблицам. В результате вместо реальных показателей грунтов используются некоторые табличные значения, степень соответствия которых реальным свойствам грунтов неизвестна. Это приводит к ненужным запасам при расчетах и зачастую к неправильным проектным решениям. В качестве примера можно привести исторические здания в Петербурге, фундаменты которых часто опираются на лежащие около поверхности слои песков. При расчете по табличным характеристикам такие фундаменты получаются перегруженными по несущей способности, что явно не соответствует действительности и опровергается самим фактом многолетнего существования зданий. Между тем, следуя формальным расчетам, такие фундаменты нуждаются в немедленном усилении. Поэтому уточнение характеристик песков позволит исключить ошибочные выводы при проектировании и точнее определять реальные проблемы в основании зданий и сооружений. При этом важно показать, что исследование грунта в лабораторных условиях соответствует натурным ис-

пытаниям и достаточно точно описывает реальное поведение грунта в массиве.

Цель исследования – детальное изучение работы песков нарушенного сложения в трехосных испытаниях для прогнозирования их работы в натуральных условиях. Исследования выполнялись на площадке, сложенной 29-метровой толщиной плиоцен-нижнеплейстоценовых аллювиальных маловлажных песков плотных и средней плотности, с крупностью от мелкой до гравелистой. Испытания проводились на автоматизированном комплексе «АСИС» компании «Геотек» [1].

Как показывает опыт лабораторных работ с песчаными грунтами, наибольшую повторяемость экспериментов (а следовательно, и достоверность результатов) позволяют получить трехосные испытания, которые осуществляли в соответствии с требованиями ГОСТ 12248 по консолидированно-дренированной схеме (CD) для определения прочностных и деформационных свойств грунтов.

#### Прочностные характеристики

По результатам консолидированно-дренированных исследований песка средней крупности и плотности с глубины 20 м был рассчитан паспорт испытаний при диапазоне всесторонних давлений от 100 до 300 кПа (рис. 1). По данному паспорту установили угол внутреннего трения  $\varphi = 39,8^\circ$  и удельное сцепление

грунта  $c = 7$  кПа, что несколько выше нормативных значений. Прочностные характеристики были уточнены путем трехосных испытаний по консолидированно-недренированной схеме. Наиболее характерным для данного испытания является график в осях  $p-q$  (рис. 2а), на котором проявляются три фазы испытания:

- стадия гидростатического нагружения (аналогична консолидированно-дренированным испытаниям), на графике  $p-q$  изображена горизонтальным участком вдоль оси  $p$ ;
- стадия контракции (или отрицательной дилатансии), на этом этапе поровое давление увеличивается с ростом девиатора напряжений (соответственно эффективное напряжение  $p$  снижается), график в осях  $p-q$  имеет характерный изгиб в левую сторону;
- стадия дилатансии, на этом этапе вследствие сдвига поровое давление снижается, эффективные напряжения растут (образец пытается увеличить объем вследствие дилатансии, из-за невозможности объемной деформации при недренированных испытаниях эффективные напряжения возрастают), для образцов, уплотненных меньшим гидростатическим давлением может наблюдаться только стадия контракции.

В отличие от консолидированно-дренированных испытаний, в которых предел прочности уста-

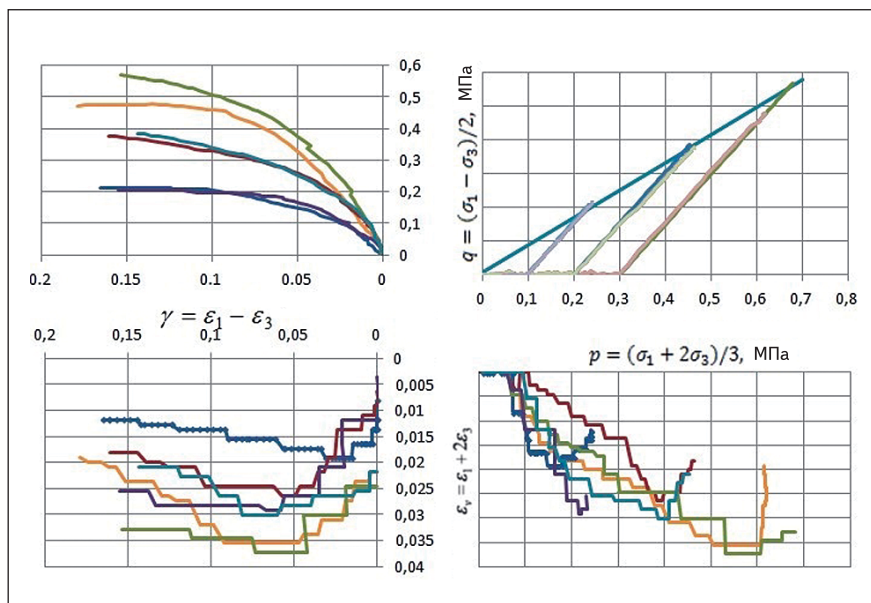


Рис. 1. Паспорт консолидированно-дренированного испытания песка средней крупности, средней плотности с глубины 20 м

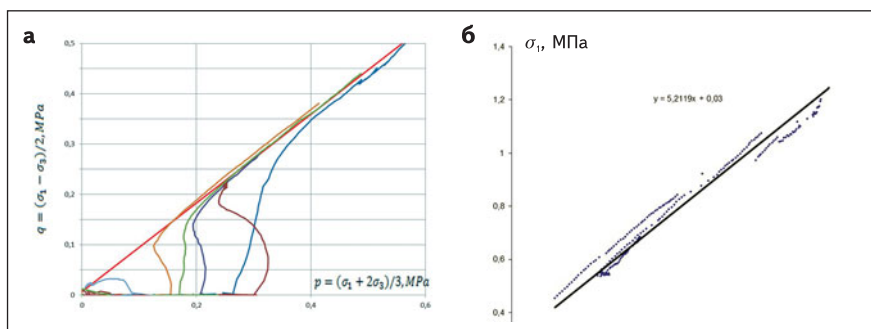


Рис. 2. Результаты консолидированно-недренированных (CU) испытаний (а) и обработка прочностных параметров по полученным данным (б)

навливается по предельному значению на графиках вертикальная нагрузка–деформация (или на графиках  $y-q$ ), при недренированных испытаниях со стадией дилатансии предельного значения часто вообще не наблюдается. Поскольку в недренированных испытаниях изменение объема образца на стадии раздавливания не происходит, дилатансия вызывает увеличение эффективных напряжений, что приводит к росту прочности образца.

В консолидированно-недренированных испытаниях на последней фазе при развитии дилатансии график в осях  $p-q$ , как правило, выходит на предельную поверхность и отображает зависи-

мость прочности от уровня напряжений в соответствии с теорией Кулона–Мора. В этом случае вместо отдельных точек (как в консолидированно-дренированных испытаниях) опыты позволяют получить множество точек на стадии дилатансии, лежащих на предельной поверхности Кулона–Мора. Такой эксперимент позволяет более точно выявить величины реальных прочностных характеристик. Множество точек и аппроксимация прямой методом наименьших квадратов приведены на рис. 2б.

По результатам испытаний были получены следующие значения прочностных характеристик:  $\varphi = 42,2^\circ$  и  $c = 7$  кПа. Более вы-

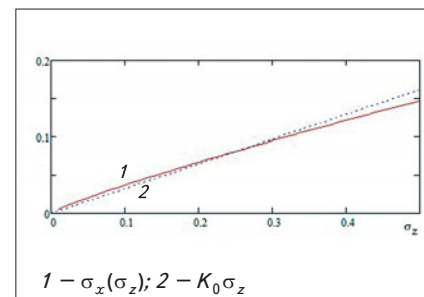


Рис. 3. Зависимость  $\sigma_x = \sigma_y = f(\sigma_z)$  по результатам пересчета трехосных испытаний и сравнение ее с зависимостью  $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z$ ,  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

сокие значения  $\varphi$  по сравнению с консолидированно-дренированными испытаниями объясняются более детальным отображением предела прочности в консолидированно-недренированных испытаниях (при дренированных испытаниях прочность определяется как предельная величина на графике напряжение–деформация, при этом выбор предельной точки сопряжен с некоторой неопределенностью), а также меньшей величиной статистической погрешности при большом количестве результатов испытаний (большом количестве точек на предельной поверхности). Тем не менее из сравнения результатов по двум типам испытаний можно сделать вывод, что прочностные характеристики различаются незначительно.

### Деформационные характеристики

Для определения деформационных характеристик были выполнены трехосные консолидированно-дренированные и компрессионные испытания. В отличие от последних трехосные испытания позволяют получить на каждом интервале напряжений не только один параметр сжимаемости  $E$ , но и парный к нему коэффициент Пуассона (или пару: модуль объемной сжимаемости – модуль сдвига). По результатам расчета деформационных

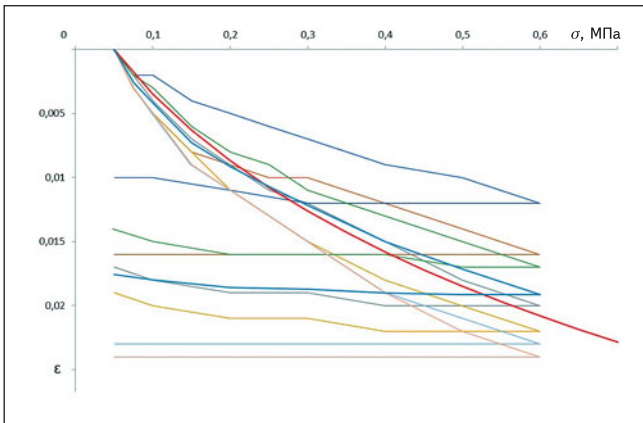


Рис. 4. Сравнение результатов компрессионных испытаний и осредненной компрессионной кривой с пересчетом компрессионных кривых по результатам трехосных испытаний

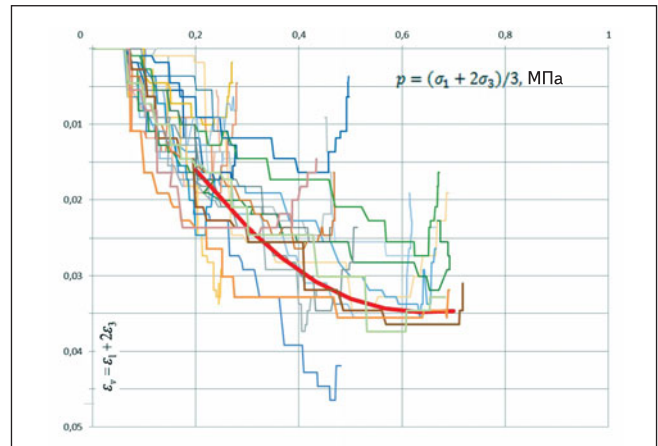


Рис. 5. Сопоставление результатов трехосных испытаний для песков различной крупности, красным цветом показаны аппроксимации испытания

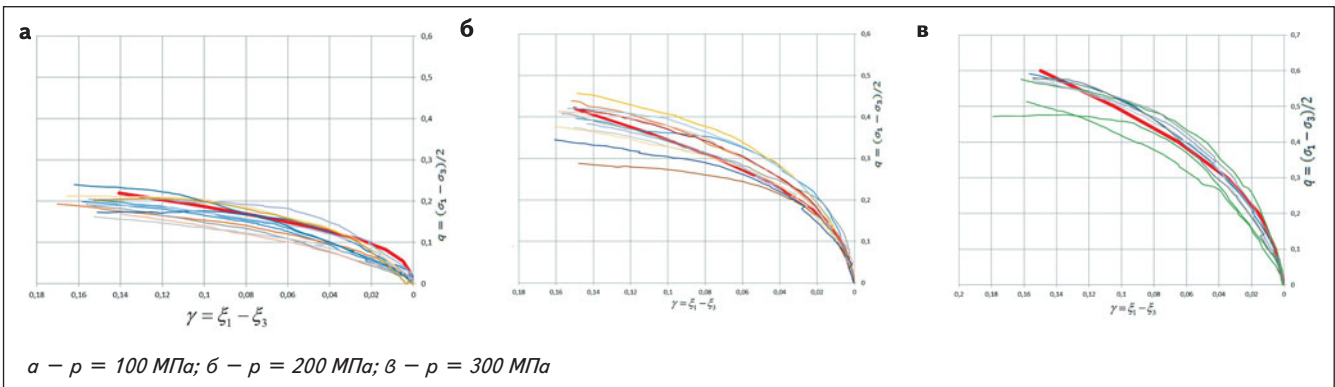


Рис. 6. Сопоставление результатов трехосных испытаний различных ИГЭ, красным цветом показаны аппроксимации испытания

характеристик (см. рис. 1) следует вывод, что изменение модуля деформации грунта, модуля объемной сжимаемости и модуля сдвига в зависимости от напряженного состояния характеризует нелинейную работу грунта в рассматриваемом диапазоне напряжений. В этой связи некорректно выделять один расчетный модуль деформации и выполнять расчеты с его применением. Модуль деформации будет зависеть от напряженного состояния, а следовательно, от глубины залегания грунтового элемента.

С целью контроля деформационных параметров для испытуемого песка были выполнены компрессионные испытания, по результатам которых построена осредненная компрессионная

кривая. Данные трехосных испытаний пересчитывали в результаты компрессионных испытаний, используя следующие выражения (вытекающие из аппроксимаций, которые заложены в упруго-пластической модели с двойным упрочнением, разработанной А. Г. Шашкиным [2–4]):

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_1, (\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0);$$

$$\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 = \varepsilon_1;$$

$$\varepsilon_v = \lambda \ln \left( \frac{p + p_0}{p_0} \right) + \frac{p}{K_0};$$

$$\gamma = \gamma_c \left( \frac{q}{Mp + c} \right)^n + \frac{q}{G_0};$$

$$K_0 = \frac{E_0}{3(1 + \mu_0)}; G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \mu_0)};$$

$$p = \frac{\sigma_z + 2\sigma_x}{3}; q = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}.$$

Приравнявая  $\varepsilon_v = \varepsilon_1$  и  $\gamma = \varepsilon_1$ , получим зависимость  $\sigma_x = \sigma_y = f(\sigma_z)$ . Данное выражение хорошо совпадает с характерной для компрессионных условий зависимостью  $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z$ ,  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ , что свидетельствует о корректности подбора параметров модели.

Далее вычислим деформации  $\varepsilon_z = \varepsilon_1 = f(\sigma_z)$  в компрессионных испытаниях. Результат пересчета изображен на рис. 3 красной линией, практически совпадающей с усредненной компрессионной кривой.

Таким образом, можно сделать вывод, что трехосные испытания достаточно полно отражают деформационные свойства грунтов, частным случаем которых является поведение грунта

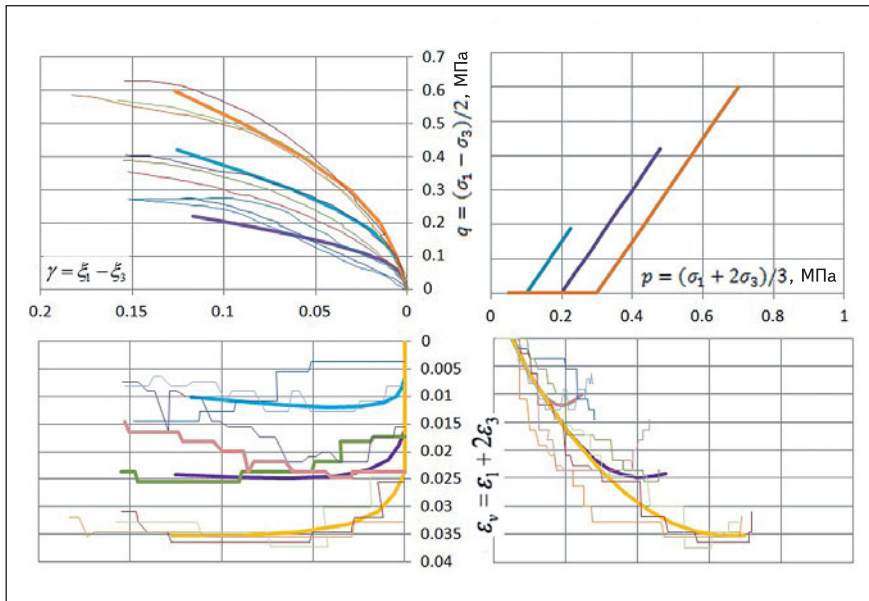


Рис. 7. Аппроксимация результатов экспериментов с помощью зависимостей упругопластической модели с двойным упрочнением

при компрессионных испытаниях.

Как показали эксперименты, пески среднего и плотного сложения различной крупности демонстрируют достаточно сходное поведение (рис. 4, 5), что позволяет выделить рассматриваемые пески в один расчетно-грунтовый элемент (РГЭ) в соответствии с требованиями ГОСТ 20522.

**Аппроксимация результатов испытаний**

Для аппроксимации зависимостей используются различные модели, например Hardening Soil Model (HSM) программы «PLAXIS» [5, 6] или модель А. Г. Шашкина [2–4]. В отличие от HSM последняя более открыто документирована. Внутренние параметры модели HSM в литературе недостаточно раскрыты [7, 8], поэтому в дальнейших выводах используется упругопластическая модель с двойным упрочнением [2–4]. Впрочем, выбор модели не является принципиальным для настоящего исследова-

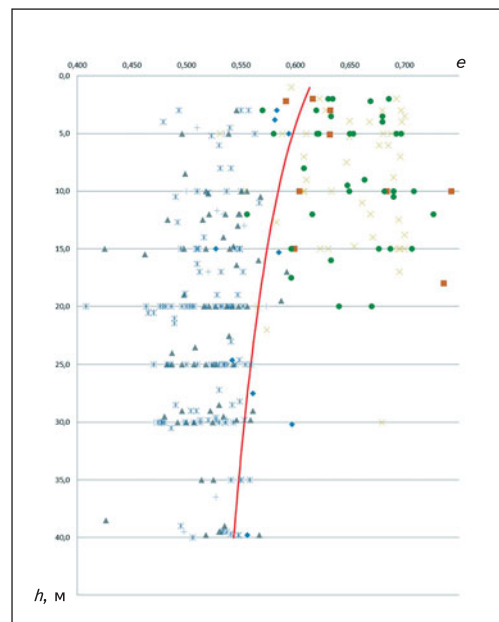
ния, экспериментальные данные можно описывать различными кривыми.

Выполним аппроксимацию зависимости деформаций от объемных напряжений:

$$\epsilon_{vp}(p, q) = \epsilon_{vp}(p) = \lambda \ln\left(\frac{p + p_0}{p_0}\right),$$

где  $\lambda$  и  $p_0$  – параметры аппроксимации.

Рис. 8. Изменение пористости песков по глубине и кривая среднего ожидаемого изменения коэффициента пористости для нормально уплотненных песков (НС)



Зависимость сдвиговых деформаций от девиатора напряжений аппроксимировалась уравнениями:

$$\gamma_p(p, q) = \gamma_c \left( \frac{q}{c + Mp} \right)^n; M = \frac{3 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi},$$

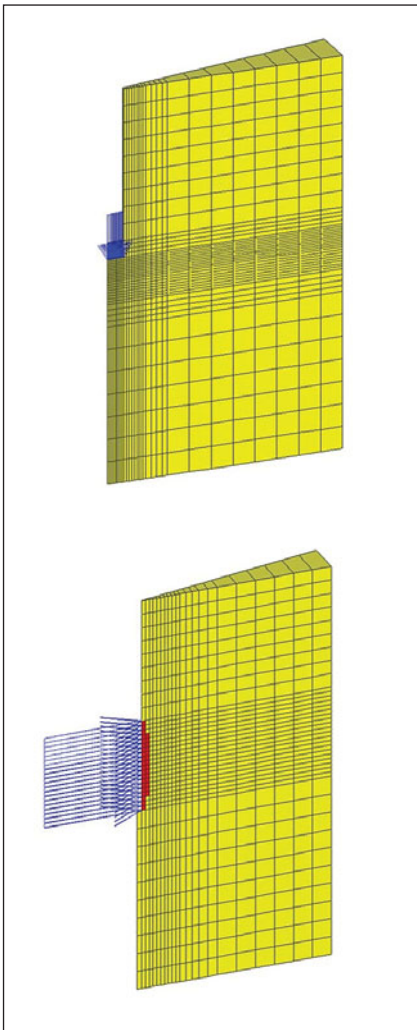
где  $\gamma_c$  – параметр, определяющий величину деформации сдвига перед разрушением образца;  $n$  – параметр, характеризующий вид кривой.

Сопоставление нелинейных зависимостей поведения грунтов при объемном уплотнении и формоизменении представлено на рис. 6. Аппроксимация результатов экспериментов с помощью упругопластической модели с двойным упрочнением [2–4] изображена на рис. 7. Приведенные графики показывают, что аппроксимации нелинейных зависимостей с достаточной точностью подходят для всех рассмотренных песков.

По результатам аппроксимации могут быть получены следующие параметры модели:  $E_0 = 50$  МПа,  $\mu_0 = 0,3$ ,  $\lambda = 0,018$ ,  $p_0 = 0,1$  МПа,  $\gamma_c = 0,09$ ,  $n = 5$ .

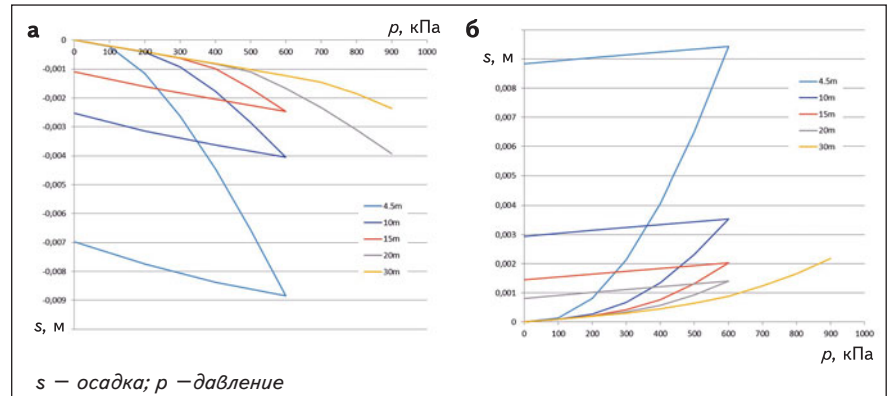
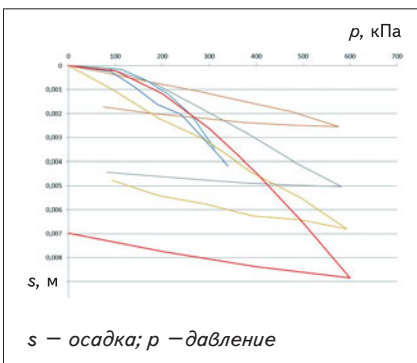
Основной аргумент против проведения лабораторных испытаний песков – невозможность получить образцы ненарушенной структуры. Однако при испытаниях образцов нарушенной структуры после создания искусственного образца последний претерпевает объемные деформации, тем самым при определенных напряжениях достигается различная плотность образцов.

Рассмотрим сопоставление коэффициента пористости образцов в природном сложении и в искусственно приготовленных образцах. Плотность песков на площадке в природном залегании изучалась путем отбора образцов вдавливаемым грунтоносом. Зависимость коэффициента пористости  $e$  от глубины  $h$

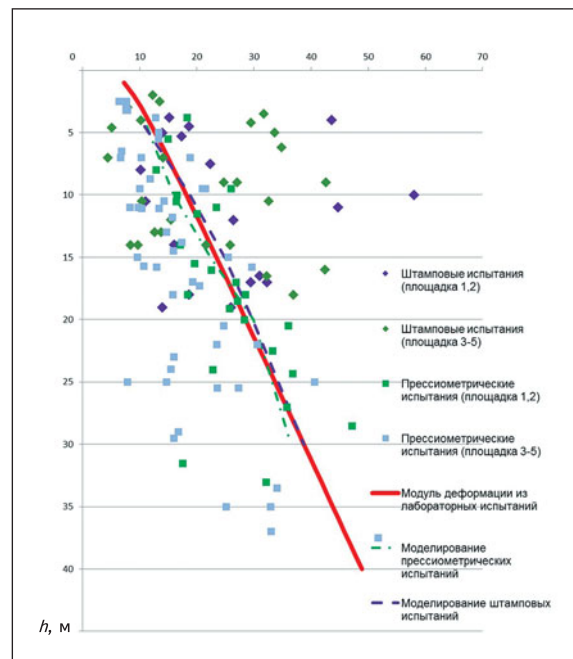


**Рис. 9.** Расчетные схемы для моделирования штамповых и прессиометрических испытаний (рассматривается осесимметричная задача — моделируется клиновидный участок схемы, соответствующий углу  $10^\circ$ )

**Рис. 11.** Сравнение штамповых испытаний на глубине 4–5,3 м и численного моделирования эксперимента (красная линия)



**Рис. 10.** Численное моделирование штамповых (а) и прессиометрических (б) испытаний на различной глубине



**Рис. 12.** Результаты полевых определений модуля деформации штампами и прессиометрами и сравнение с данными лабораторных испытаний

для различных ИГЭ на рис. 8 обозначена точками. Красной линией отражена зависимость коэффициента пористости от глубины по результатам аппроксимации лабораторных испытаний с учетом предположения о нормальном уплотнении грунта. Как видно из рисунка, лабораторные данные с достаточной точностью соответствуют природной плотности грунтов (с учетом естественного разброса), а грунты площадки проявляют тенден-

цию к увеличению плотности с глубиной, близкой к предположению о нормальном уплотнении.

### Сравнение с результатами полевых испытаний

Дальнейшей задачей исследования было сравнение полевых данных и экспериментов на площадке. Всего на рассматриваемом объекте было выполнено 45 штамповых и 79 прессиометрических испытаний, что позволило установить зависимость модуля деформации от глу-

бины. В отличие от лабораторных испытаний, в которых создается простое напряженно-деформированное состояние, в полевых испытаниях имеет место сложная картина распределения напряжений и деформаций [9]. Поэтому для сопоставления испытаний выполнили численное моделирование с использованием программы «FEM models» [10, 11], расчетные схемы показаны на рис. 9. Работу проводили в несколько стадий: сначала рас-

считывали напряжения от собственного веса грунтов, затем моделировали разгрузку грунта при устройстве скважины, далее — нагружение грунта от штампа или прессиометра. Вес грунтов принимали исходя из средней плотности  $1,7 \text{ г/см}^3$ . Результаты моделирования штамповых и прессиометрических испытаний на разной глубине приведены на *рис. 10*.

Сопоставление данных штамповых испытаний на глубине 4–5,3 м и численного моделирования эксперимента изображены на *рис. 11*. Следует отметить, что полевые испытания имеют существенный разброс, поэтому такое сравнение не позволяет в полной мере оценить степень достоверности моделирования. Бóльшую наглядность можно получить, если привести данные моделирования на общем графике зависимости модуля деформации от глубины (*рис. 12*). Результаты моделирования штампов и прессиометров показаны соответственно зеленым и фиолетовым цветом. Численное моделирование экспериментов на основании лабораторных данных хорошо согласуется с данными полевых опытов. Расхождение в значениях

модуля по обработке численных экспериментов с лабораторными данными объясняется некоторыми погрешностями стандартной процедуры, связанными с выбором линейного участка графика, на котором определяется модуль деформации. При этом поле точек полевых испытаний достаточно хорошо совпадает с теоретической величиной модуля деформации по результатам лабораторных испытаний.

### Вывод

Лабораторные испытания песков плотных и средней плотности в нарушенном сложении в условиях трехосного сжатия позволяют с достаточной точностью предсказать средние значения деформационных характеристик по штамповым и прессиометрическим испытаниям. Следует отметить, что соответствие лабораторных данных и полевых изысканий выявлено при статистически представительном количестве штамповых и прессиометрических испытаний. При выполнении двух–трех испытаний (требуемых по действующим нормам) случайный разброс результатов полевых испытаний может приводить к существенным ошибкам

в назначении механических параметров. В таком случае определение деформационных характеристик песков в лабораторных условиях может оказаться точнее, чем по результатам незначительного количества полевых испытаний. В этой связи рекомендуется обязательное сопровождение полевых изысканий лабораторным определением механических свойств песков.

Подробные исследования свойств песков в приборе трехосного сжатия с построением паспорта испытания по аналогии с требованиями ГОСТ 12248–96 (приложение И, убранный в текущей редакции) и дальнейшие аппроксимации нелинейных зависимостей позволяют математически предсказать работу грунта в компрессионных условиях, а также в условиях сложного напряженного состояния при полевых испытаниях.

Представляется необходимым восстановить в действующих нормах указания по построению паспорта испытаний, поскольку без данного паспорта корректное применение современных моделей механики грунтов (типа HSM или модели А. Г. Шашкина) становится невозможным.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Болдырев Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248–2010. М. : Прондо, 2014. 811 с.
2. Шашкин А. Г. Описание деформационного поведения глинистого грунта с помощью вязкоупругопластической модели // Инженерная геология. 2010. № 4. С. 22–32.
3. Шашкин А. Г. Вязкоупругопластическая модель поведения глинистого грунта // Развитие городов и геотехническое строительство. 2011. № 13. С. 173–205.
4. Шашкин А. Г. Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. М. : Академическая наука – Геомаркетинг, 2014. 352 с.
5. Benz T., Schwab R., Vermeer P. A. On the numerical modeling of quasi-static cyclic problems. Prediction, analysis and design in geomechanical applications [О численном моделировании квазистатических циклических задач. Прогнозирование, анализ и проектирование в геомеханических приложениях]. The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. Pp. 257–264.
6. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. The hardening soil model: formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. 10 years of PLAXIS. Balkema, Rotterdam, 1999. Pp. 281–296.
7. Сливец К. В. Определение внутренних параметров модели Hardening Soil Model // Геотехника. 2010. № 6. С. 55–59.
8. Улицкий В. М., Шашкин А. Г., Шашкин К. Г., Шашкин В. А. Основы совместных расчетов зданий и оснований. СПб : Геореконструкция, 2014. 328 с.
9. Болдырев Г. Г. Полевые методы испытаний грунтов (в вопросах и ответах). Пенза; Энгельс: НТЦ «Волга-промстройбезопасность», 2013. 353 с.
10. Шашкин К. Г. Использование структуры универсального конечного элемента при разработке мо-

делей в рамках программы «FEM models» // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 2.

11. Шашкин К. Г. Использование эффективных алго-

ритмов решения больших систем линейных алгебраических уравнений в задачах геотехники // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. № 3.

## REFERENCES

1. Boldyrev G. G. *Metody opredeleniya mekhanicheskikh svoystv gruntov s kommentariyami k GOST 12248–2010* [Methods for determining mechanical properties of soils with comments to GOST 12248–2010]. Moscow, Prondo Publ., 2014. 811 p. (In Russian).
2. Shashkin A. G. The description of the deformation behavior of clay soil with viscoplasticity model. *Inzhenernaya geologiya*, 2010, no. 4, pp. 22–32. (In Russian).
3. Shashkin A. G. Viscoplasticity model of the behavior of clay soil. *Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*, 2011, no. 13, pp. 173–205. (In Russian).
4. Shashkin A. G. *Proektirovanie zdaniy i podzemnykh sooruzheniy v slozhnykh inzhenerno-geologicheskikh usloviyakh Sankt-Peterburga* [The design of buildings and underground structures in difficult engineering-geological conditions of Saint-Petersburg]. Moscow, Akademicheskaya nauka – Geomarketing Publ., 2014. 352 p. (In Russian).
5. Benz T., Schwab R., Vermeer P.A. *On the numerical modeling of quasi-static cyclic problems*. Prediction, analysis and design in geomechanical applications. The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005, vol. 1, pp. 257–264.
6. Schanz T. Vermeer P.A., Bonnier P.G. *The hardening soil model: formulation and verification*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. 10 years of PLAXIS. Balkema, Rotterdam, 1999. Pp. 281–296.
7. Slivets K. V. Determination of the internal parameters of the Hardening Soil Model. *Geotekhnika*, 2010, no. 6, pp. 55–59.
8. Ulitskiy V. M., Shashkin A. G., Shashkin K. G., Shashkin V. A. *Osnovy sovmestnykh raschetov zdaniy i osnovaniy* [A basis for joint calculations of buildings and grounds]. St. Petersburg, Georekonstruktsiya Publ., 2014. 328 p.
9. Boldyrev G. G. *Polevye metody ispytaniy gruntov (v voprosakh i otvetakh)* [Field methods soil tests (questions and answers)]. Penza; Engel's, Volgapromstroy-bezopasnost Publ., 2013. 353 p.
10. Shashkin K. G. Using the universal structure of the finite element in the development of models in the framework of the program "FEM models". *Rekonstruktsiya gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*, 2000, no. 2.
11. Shashkin K. G. The use of efficient algorithms for solving large systems of linear algebraic equations in the problems of geotechnical engineering. *Rekonstruktsiya gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*, 2000, no. 3.

Для цитирования: Шашкин К. Г., Кувалдина О. С., Являев П. А., Усова М. В. Сопоставление лабораторных и полевых испытаний песков на основе нелинейной модели // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 12. С. 60–67.

For citation: Shashkin K. G., Kuvaldina O. S., Yavlyayev P. A., Usova M. V. Comparison of Laboratory and Field Tests of Sands on the Basis of a Non-Linear Model. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering], 2017, no. 12, pp. 60–67. (In Russian). ■