ИНТЕРПРЕТАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ С ЦЕЛЬЮ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Болдырев Г.Г., Пензенский университет архитектуры и строительства, ООО «НПП-Геотек»
Мельников А.В., аспирант Пензенского университета архитектуры и строительства
Новичков Г.А., аспирант Пензенского университета архитектуры и строительства

Аннотация: в статье приведены основные процедуры определения деформационных характеристик дисперсных грунтов по данным испытаний различными методами в полевых условиях. Рассмотрена интерпретация результатов испытаний основных методов полевых испытаний грунтов: статическое и динамическое зондирование; испытания дилатометром и прессиметром; плоский и винтовой штампы.

Ключевые слова: полевые испытания; деформационные характеристики; статическое и динамическое зондирование; дилатометр; прессиометр; плоский штамп; винтовой штамп.

Введение

Основное назначение полевых испытаний грунтов заключается в определении прочностных и деформационных характеристик [1,3,4,5]. Значительно реже проводятся полевые испытания для определения естественной влажности и плотности грунтов. В основном из-за неопределенности разработанных методов и сложности их проведения, в особенности, если используются радиоактивные изотопы [6].

Полевые испытания позволяют определить деформационные и прочностные характеристики грунтов, приведенные в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики грунтов, определяемые полевыми методами

Наименование	Метод определения										
	CPT	CPTU	SCPTU	SPT	DMT	RBT	PMT	PLT	RST	RDT	VST
Деформационные характеристики											
Упругий модуль сдвига, G			+								
Модуль деформации, E	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
Коэффициент консолидации в горизонтальном направлении, c_h		+	+		+	+	+				
Коэффициент фильтрации, k_f		+	+		+	+	+				
Прочностные характеристики											
Дренированный угол внутреннего трения, φ'	+	+	+	+	+						
Недренированная прочность, c_u		+						+			+
Характеристики начального напряженного состояния											
Коэффициент бокового давления в состоянии покоя, K_0		+			+	+					
Давление предварительного уплотнения, σ_p		+		+	+						

CPT – статическое зондирование с измерением лобового сопротивления и сил трения; CPTU – статическое зондирование с измерением порового давления; SCPTU – статическое зондирование с измерением порового давления и скорости прохождения поперечных волн; SPT – динамическое зондирование пробоотборником; DMT – дилатометр Марчетти; RBT – жесткий дилатометр; PMT – прессиометр; PLT – плоский штамп; RST – винтовой штамп; RDT – буровое зондирование; VST – испытания методом лопастного среза

Другие характеристики сжимаемости, такие как модуль объемного сжатия K находятся по формулам с использованием E и ν. В частном случае значения E, G, K, ν могут быть найдены из испытаний в условиях трехосного сжатия.

В стандарте ENV 1997-2 [16], рекомендуется использовать следующие методы для определения характеристик сжимаемости грунта:

– обратные вычисления из измеренных осадок фундаментов существующих зданий при известных грунтовых условиях;

– эмпирическая оценка, используя непрямые полевые испытания, подобные статическому, динамическому и дилатометрическому зондированию;

– испытания плоским штампом и прессиометром;

– компрессионные испытания образцов грунтов в лабораторных условиях;

– испытания образцов грунтов в условиях трехосного сжатия.

Обратные вычисления из измеренных осадок при известном давлении под подошвой фундаментов позволяют интегрально оценить грунтовые условия (слоистость оснований, перераспределение нагрузки и временные эффекты), которые сложно учесть при проведении прямых полевых или лабораторных испытаний.

Применяя методы статического или динамического зондирования, следует иметь в виду, что модуль деформации, определяемый этими методами, как и параметры прочности, является эмпирическим, так как при интерпретации данных зондирования используются результаты лабораторных испытаний. Большинство из известных корреляционных связей найдено для песчаных грунтов, так как это легко сделать в лабораторных условиях путем испытаний песка различного гранулометрического состава и плотности в специальных калибровочных камерах. Глинистые грунты практически невозможно сформировать в лабораторных условиях, поэтому для получения корреляционных связей между лабораторными и полевыми испытаниями приходится проводить испытания образцов грунта с места полевых испытаний, что значительно сложнее. Этим и объясняется ограниченность применения методов статического и динамического зондирования в глинистых грунтах.

Для случая, когда основание сложено песчаными, гравелистыми грунтами, супесчаными и глинистыми грунтами желательно применение комбинации полевых и лабораторных испытаний. Лабораторные испытания на сжимаемость более предпочтительны для пылевато-глинистых и органических грунтов, когда относительно легко получить образцы первого класса качества [16].

На рис. 1 показаны различные методы испытаний грунтов, в которых грунты испытывают различный уровень деформации. Наибольшее значение модуля деформации по величине мы получим, если проведем исследования с использованием геофизических методов и наименьшее из методов статического (CPT) и динамического (SPT) зондирования. Это объясняется тем, что испытания статическим и динамическим зондированием сопровождаются разрушением структуры грунта и возникновением предельного состояния в области, примыкающей к зондам различной конструкции. Напротив, исследования геофизическими методами не вызывают изменения природного физического состояния грунтов, отсюда и большее значение модуля деформации.

Рис. 1. Зависимость модуля деформации от уровня деформации

Зависимость, приведенная на рис. 1 говорит о том, что поскольку модуль деформации зависит от уровня деформаций (напряжений) в массиве грунта, возникающих при его нагружении нагрузкой от фундаментов, то его следует определять при том уровне деформации, который имеет место на рассматриваемой глубине под подошвой фундамента. Если учесть, что в основании большинства зданий и сооружений вертикальная деформация находится в диапазоне от 0,01 % до 0,1 %, то из всех полевых методов следует применять для определения модулей деформации (упругий при разгрузке и общий) испытания штампом и прессиометром. Эти методы являются прямыми, так как при определении модулей деформации используются результаты измерений и решения теории упругости. Остальные методы полевых испытаний реализуют уровень деформаций не соответствующий реальным задачам проектирования и являются косвенными, так как используют различные корреляционные зависимости для определения модулей деформации, а не решения теории упругости.

1. Статическое и динамическое зондирование

При проведении полевых исследований грунтов методами статического и динамического зондирования можно найти две деформационные характеристики: упругий модуль деформации E_o и упругий модуль сдвига G_o.

Например, из испытаний методом стандартного динамического зондирования (SPT) получено следующая корреляционная зависимость между упругим модулем сдвига G_o и количеством ударов N_{60} [21]:

$$G_o = 5654{,}1(N_{60})^{0,34}(\sigma_c^{'})^{0,4}, \qquad (1)$$

где G_o и σ'_c, кПа; N_{60} – количество ударов при 60% энергии свободного падения молота; σ'_c – эффективное всестороннее давление от собственного веса грунта, кПа.

Далее, зная начальное значение модуля сдвига можно найти соответствующее значение упругого модуля сдвига. Упругий модуль деформации E_o затем находим по формуле

$$E_o = 2G_o(1+\nu), \tag{2}$$

где ν – коэффициент Пуассона; G_o – упругий модуль сдвига.

Упругий модуль деформации для песчаного грунта может быть определен путем подсчета ударов из SPT испытаний с использованием следующего выражения:

$$E_o = 9,4N^{0,87}\sqrt{B}(1+0,4\frac{d}{B}), \tag{3}$$

где N – среднее значение ударов на 30,5 см толщи грунта 63,5 кг грузом с высоты 76,2 см для погружения зонда в грунт. Зонд погружается в грунт на 45,7 см, а удары считаются на последних 30,5 см; d – диаметр зонда; B – глубина погружения зонда.

Последнее выражение было разработано на основании использования литературных источников и наблюдений за начальными осадками без учета энергии молота. Альтернативное выражение для определения упругого модуля деформации чистых песков или песков и гравия имеет вид:

– переуплотненные пески $(OCR = 1)$

$$E_o = 420 + 10N_{ave}; \tag{4}$$

– нормально уплотненные пески или гравий $(OCR > 1)$

$$E_o = 194 + 8N_{ave}, \tag{5}$$

где N_{ave} – среднее количество ударов на глубине $H = b$ ниже подошвы фундамента. Здесь b – ширина подошвы фундамента; OCR - коэффициент переуплотнения, определяемый как σ_p / σ_{vo}, здесь σ_p – давление предварительного уплотнения; σ_{vo} - напряжения от собственного веса грунта.

Для твердых переуплотненных глин коэффициент сжимаемости (m_v) может быть определен из выражения, основанного на опыте Английских изыскателей:

$$m_v = fN, \tag{6}$$

где f – коэффициент, определяемый из зависимости рис. 2.

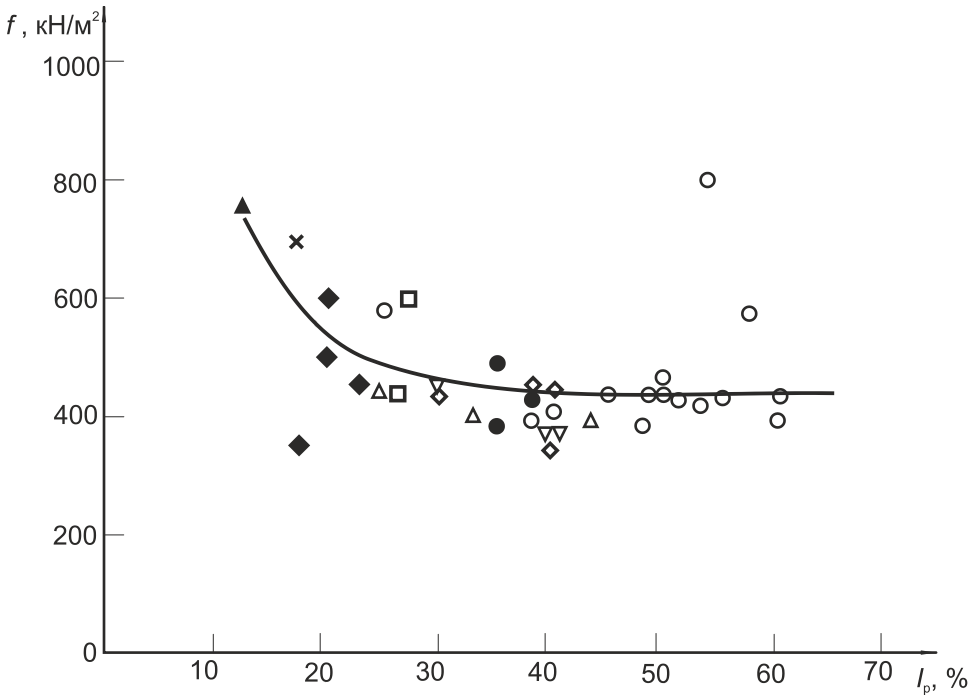


Рис. 2. Зависимость коэффициента жесткости f от числа пластичности I_p [25]

Недренированный модуль упругости из этих же исследований рекомендуется принимать из выражения:

$$E_u = (1,2 \div 1,4) N_{60}. \qquad (7)$$

В табл. 2 приведены эмпирические зависимости для упругого модуля деформации, полученные SPT и CPT методами.

Таблица 2

Упругие модули деформации из полевых испытаний [15]

Вид грунта	Динамическое зондирование (SPT)	Статическое зондирование (CPT)
Нормально уплотненные пески	$E_o = 500(N+15)$	$E_o = 8000\sqrt{q_c}$
Водонасыщенные пески	$E_o = 250(N+15)$	$E_o = \alpha q_c$ $e = 1{,}0$; $F = 3{,}5$ $e = 0{,}6$; $F = 7{,}0$
Переуплотненные пески	$E_o = 40000 + 1050N$	$E_o = (6-30)q_c$
Гравелистые пески	$E_o = 1200N + 6$	
Пылеватые пески	$E_o = 320(N+15)$	$E_o = (3-6)q_c$
Илы, илистые пески	$E_o = 300(N+6)$	$E_o = (1-2)q_c$
Мягкопластичные глины		$E_o = (3-8)q_c$
Примечание. N – число ударов, требуемое для погружения пробоотборника на фиксированный интервал глубины при динамическом зондировании (SPT); e – коэффициент пористости; q_c – измеренное удельное сопротивление грунта под конусом при статическом зондировании (CPT); α - эмпирический коэффициент		

Результаты испытаний методом динамического зондирования позволяют, используя корреляцию с результатами испытаний песчаных грунтов штампами, найти модуль деформации. Одно из подобных эмпирических выражений было получено институтом Фундаментпроект [8] для плотных и средней плотности песков, в следующем виде:

$$E = (350 \div 500)\lg N\,. \qquad (8)$$

Последнее выражение можно использовать для определения модуля деформации, используемого при расчете осадки по СП 23.13330 [9].

Следует иметь ввиду, что в отечественной практике при динамическом зондировании грунтов применяется конусный зонд, а в зарубежной практике исследований как конусный зонд, так и зонд в виде пробоотборника [1]. Зависимости для модуля деформации, приведенные в табл. 2 и формулах (3)-(5) получены в результате испытаний полым цилиндрическим зондом, а (7), (8) – коническим зондом.

Для моренных грунтов в монографии Л.Г. Мариупольского [8] приведены следующие зависимости, полученные также на основании сравнительных испытаний штампами и динамическим зондированием:

$$E = 3{,}13 p_d + 6{,}84\,; \qquad (9)$$

$$I_L = -0{,}45\lg(p_d / p_d^o) + 0{,}4\,, \qquad (10)$$

где p_d^o – отсчетное условное динамическое сопротивление грунта, равное 1,0 МПа; p_d – условное динамическое сопротивление грунта, определяемое по формуле

$$p_d = \frac{AKFn}{h}\,, \qquad (11)$$

где A – удельная энергия зондирования, определяемая по [5] в зависимости от типа применяемой установки; K – коэффициент учета потерь энергии при ударе молота о наковальню и на упругие деформации штанг, определяемый в зависимости от типа установки и глубины зондирования; F – коэффициент для учета потерь энергии на трение штанг (при их повороте) о грунт; n – количество ударов молота в залоге; h – глубина погружения зонда за залог.

Для флювиогляциальных и аллювиальных песков путем сравнения результатов испытаний штампами площадью 2500 и 5000 см^2 с условным динамическим сопротивлением p_d получены, соответственно следующие зависимости:

$$E = 2{,}99 p_d + 9{,}96 \text{ и } E = 3{,}71 p_d + 3{,}56\,. \qquad (12)$$

Одометрический модуль деформации определяется в лабораторных условиях путем испытания образцов грунта в компрессионных приборах. Следует различать одометрический модуль и компрессионный модули деформации. Одометрический модуль деформации определяют как секущий в заданном диапазоне зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$, а компрессионный модуль

деформации получают путем умножения одометрического модуля на коэффициент β, учитывающий поперечное расширение грунта:

$$E_k = \beta E_{oed}. \tag{13}$$

Для определения одометрического модуля деформации E_{oed} по результатам динамических испытаний можно использовать рекомендации приложения G Еврокода 7 [16] используя следующее выражение:

$$E_{oed} = w_1 p_a \left(\frac{\sigma'_{vo} + 0,5\Delta\sigma'_v}{p_a} \right)^{w_2}, \tag{14}$$

где w_1 – коэффициент жесткости; w_2 – экспонента жесткости (w_2=0,5 для песчаных грунтов с коэффициентом однородности, $C_U \le 3$; w_2=0,6 для глинистых грунтов с числом пластичности и влажностью на границе текучести $w_L \le 35$); σ'_{vo} – эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта под подошвой фундамента или на любой глубине ниже нее; $\Delta\sigma'_v$ – эффективное вертикальное напряжение от внешней нагрузки под подошвой фундамента или на любой глубине ниже нее; p_a – атмосферное давление.

Значения коэффициента жесткости w_1 определяются из следующих выражений:

1) для плохо сортированных песчаных грунтов ($C_U \le 3$) выше уровня грунтовых вод:

а) при использовании легкого пенетрометра и диапазоне применения $4 \le N_{10L} \le 50$:

$$w_1 = 214 \lg N_{10L} + 71, \tag{15}$$

здесь N_{10L} – количество ударов грузом весом 10 кг;

б) при использовании тяжелого пенетрометра и диапазоне применения $3 \le N_{10L} \le 10$:

$$w_1 = 249 \lg N_{10L} + 161; \tag{16}$$

2) для глинистых грунтов с низким числом пластичности $(0,75 \le I_L \le 1,30)$ и выше уровня грунтовых вод:

а) при использовании легкого пенетрометра и диапазоне применения $6 \le NP_{10L} \le 19$:

$$w_1 = 4N_{10L} + 30; \tag{17}$$

б) при использовании тяжелого пенетрометра и диапазоне применения $3 \le N_{10L} \le 13$:

$$w_1 = 6N_{10H} + 50. \tag{18}$$

Выполнено большое количество исследований с целью связать значения одометрического модуля деформации с лобовым сопротивлением конуса. Общая зависимость имеет вид:

$$E_{oed} = \alpha \times q_c, \tag{19}$$

где q_c – измеренное удельное сопротивление грунта под конусом при статическом зондировании.

Величина коэффициента перехода α зависит от вида грунта, что видно из табл. 3.

Таблица 3

Оценочные значения одометрического модуля деформации для глинистых грунтов [22]

q_c (МПа)	$E_{oed} = \frac{1}{m_v} = \alpha \times q_c$	
$q_c < 0,7$ $0,7 < q_c < 2,0$ $q_c > 2,0$	$3 < \alpha < 8$ $2 < \alpha < 5$ $1 < \alpha < 2,5$	Глина с низкой пластичностью (CL)
$q_c > 2,0$ $q_c < 2,0$	$3 < \alpha < 6$ $1 < \alpha < 3$	Илы низкой пластичности (ML)
$q_c < 2,0$	$2 < \alpha < 6$	Высокопластичный ил и глины (MH, CH)
$q_c < 1,2$	$2 < \alpha < 8$	Органические илы (OL)
$q_c < 0,7$ $50 < w < 100$ $100 < w < 200$ $w > 200$	$1,5 < \alpha < 4$ $1 < \alpha < 1,5$ $0,4 < \alpha < 1,0$	Торф и органические глины (P_t,OH)

В работе [24] предложена зависимость между откорректированным значением лобового сопротивления q_t зонда и одометрическим модулем деформации, которые показаны на рисунке 3. Для илистых грунтов, авторы получили линейную зависимость между q_t и E_{oed} в виде следующих уравнений:

$$E_{oed} = 2 \times q_t \text{ для } q_t < 2,5 \text{ МПа}, \quad (20)$$

$$E_{oed} = 4 \times q_t - 5 \text{ для } 2,5 < q_t < 5 \text{ МПа}, \quad (21)$$

где q_t – откорректированное значение лобового сопротивления с учетом действия порового давления.

В работе [18] для аллювиальных глинистых грунтов, на территории Южной Африки, найдено значение коэффициента α = 2,75 ± 0,55. Как видно из всех предыдущих выражений (19-21) одометрический модуль деформации линейно связан с удельным лобовым сопротивлением конического зонда.

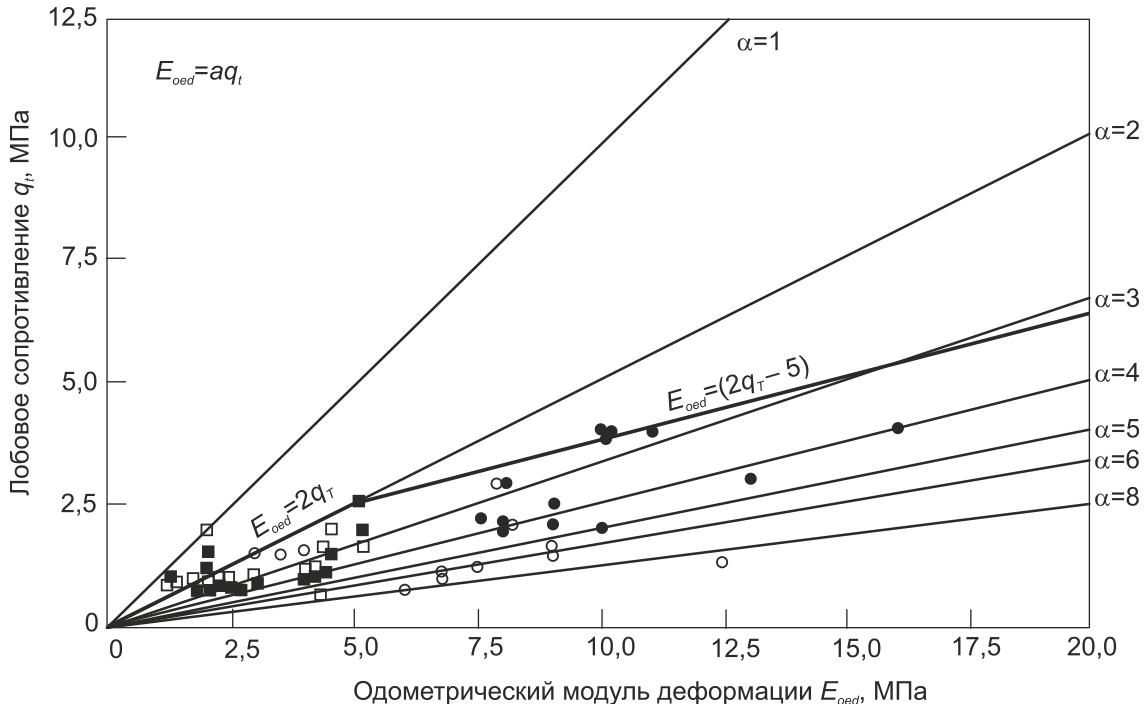


Рис. 3. Зависимость одометрического модуля деформации от скорректированного значения лобового сопротивления [24]

Для переуплотненных глин [24] отмечено хорошее совпадение осредненных 10 значений $q_n = q_t - \sigma_{V0}$ (q_n – чистое удельное сопротивление; σ_{V0} – напряжение от собственного веса грунта) с отклонением в $\pm 5q_n$ (рис. 4а). Однако для нормально уплотненных глин, одометрические модули деформации хорошо совпадают с верхним пределом $8q_n$ (рис. 4б).

Одометрический модуль деформации является функцией не только природных свойств грунтов, но и напряжений от собственного веса грунта. Для учета данного явления в формулы для определения одометрического модуля деформации стали вводить напряжения от собственного веса грунта. Одно из подобных выражений было предложено в 1990 году Kulhawy and Mayne [19]. В результате выполненных исследований для различных грунтов они получили следующее выражение:

$$E_{oed} = 8,25(q_t - \sigma_{vo}) . \qquad (22)$$

Эти примеры показывают на возможность определения одометрического модуля деформации для глинистых грунтов, с использованием эмпирических зависимостей и результатов CPT испытаний.

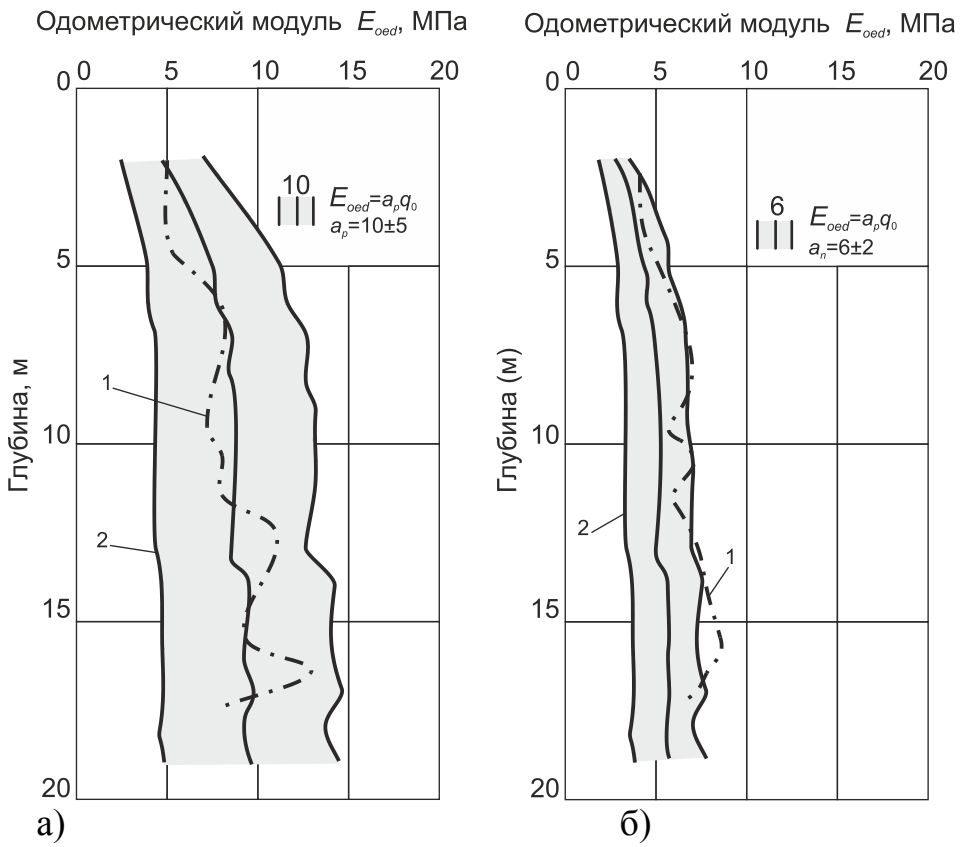


Рис. 4. Отклонения в измерениях одометрического модуля деформации [24]

Анализируя рассмотренные исследования, можно сделать вывод о том, что между лобовым сопротивлением зонда и одометрическим модулем деформации существует линейная зависимость. Однако эта зависимость характеризуется различными значениями коэффициента пропорциональности α, который зависит от вида грунта. Поэтому этот коэффициент следует определять исходя из местных инженерно-геологических условий, найдя его опытным путем из сравнительных полевых и лабораторных испытаний. После чего с уверенностью можно применять на практике приведенные выше заивисмости.

Для сравнения, приведем значения коэффициента α, рекомендуемые в отечественных правилах СП-11-105-97, приложение И. В таблицах 2 и 5 данного СП приведены значения модуля деформации для песчаных и глинистых грунтов, не зависящие от глубины испытаний, что учитывается в вышеприведенных формулах (14, 20-22):

– для песков всех генетических типов, кроме аллювиальных и флювиогляциальных значение $\alpha = 8$;

– для песков аллювиальных и флювиогляциальных $\alpha = 2 - 8{,}5$;

– для суглинков и глин $\alpha = 7$.

Следует отметить, что из текста СП-11-105-97 не понятно, какой модуль деформации приведен в таблицах 2 и 5, одометрический, компрессионный или нормативный. Последний, используется для расчета осадки фундаментов методом послойного суммирования [9]. Этот модуль получается путем

корреляции лабораторных испытаний и испытаний плоским штампом или прессиометром в полевых условиях.

2. Испытания прессиометром

Данный тип испытаний проводится с использованием прессиометров различной конструкции. Наиболее часто используется балонный прессиометр, предложенный Менардом [27]. Значительно реже применяются самозабуривающийся и конусный прессиометры [1]. Испытания прессиометром можно выполнить в дисперсных и скальных грунтах, прочность которых на одноосное сжатие не превышает 10 МПа. В опытах измеряется давление, изменение объема или радиуса рабочей камеры. После обработки результатов измерений можно найти предельное давление p_L и прессиометрический модуль деформации E_p, последний определяется с использованием решения теории упругости или смешанной задачи теории упругости и теории пластичности о расширении цилиндрической полости.

Интерпретация результатов испытаний зависит от типа прессиометра. Ниже приводится методика интерпретации данных испытаний для баллонного прессиометра, исходя из того, что этот прессиометр применяется в Российской Федерации.

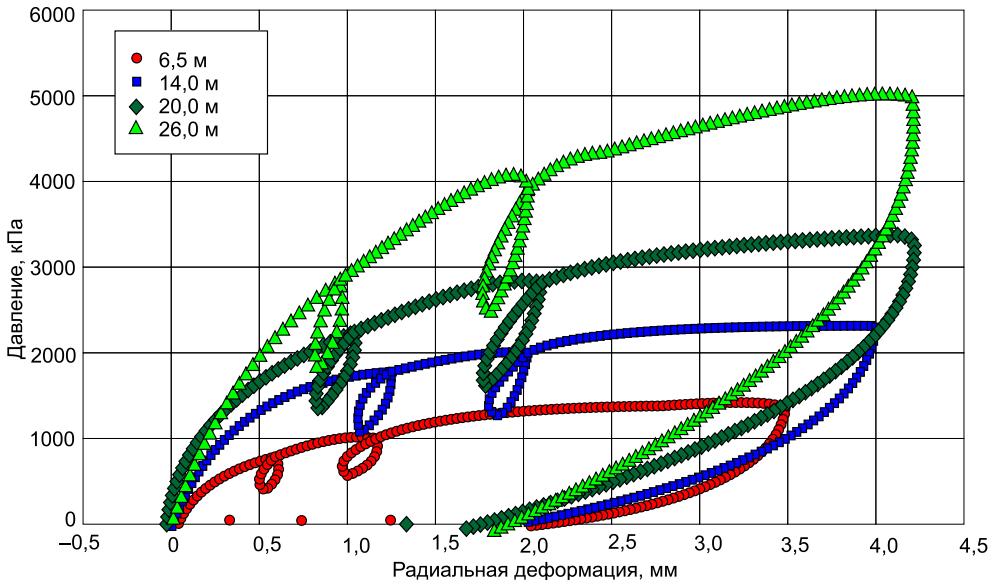
На рис. 5а приведены типичные результаты испытаний прессиометром на различной глубине с разгрузкой для определения упругого модуля деформации.

Данному виду испытаний присущ существенный недостаток обусловленный тем, что для проведения испытаний необходимо предварительно пробурить скважину диаметром несколько большим диаметра прессиометра. Кроме того при проходке скважины структура грунта вблизи стенок разрушается. Эти два фактора оказывают влияние на характер зависимости «изменение объема рабочей камеры – давление» в виде образования нелинейной зависимости на участке ob кривой деформирования (рис. 5б). При определении характеристик грунтов модуля деформации используют прямолинейный участок ab на рис. 5б.

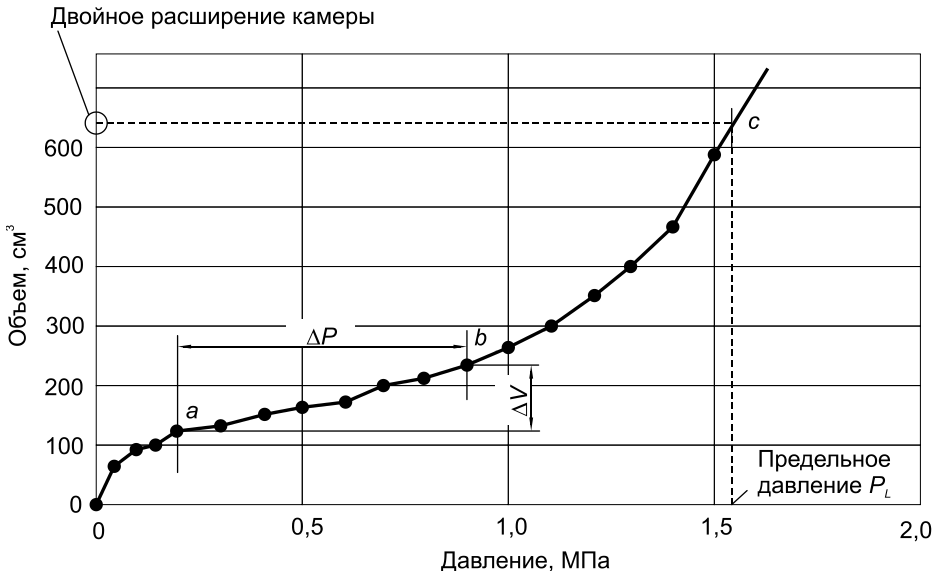
Значение модуля деформации находится из выражения:

$$E_p = 2(1+\nu)(V_o + V_m)\frac{\Delta p}{\Delta V}, \qquad (23)$$

где ν – коэффициент Пуассона; V_o – начальный объем измерительной камеры; V_m – скорректированный объем для участка прессиометрической кривой, на котором определяется ΔV; Δp – приращение давления; ΔV – приращение объема.



а)



б)

Рис. 5. Прессиометрические кривые:
а – результаты испытаний; б – схема к определению измеряемых параметров

Последнее выражение можно представить в ином виде:

$$E_m = A\frac{\Delta p}{\Delta V}, \tag{24}$$

где A – коэффициент, зависящий от объема рабочей камеры прессиометра и коффициента Пуассона. Для определения данного коэффициента используется следующая зависимость:

$$A = 2(1+\nu)(V_o - V_m), \tag{25}$$

где V_o и V_m – начальный объем и объем на точке определения; ν – коэффициент Пуассона.

Для испытаний, где измеряется расширение диаметра (радиуса), прессиометрический модуль деформации определяется путем преобра-

зования измеренного изменения объема камеры или прямым измерением изменения радиуса датчиком перемещений:

$$E_p = (1+\nu)(R_p + \Delta R_m)\frac{\Delta p}{\Delta R}, \qquad (26)$$

где R_p – радиус измерительной камеры в начальном состоянии; ΔR_m – приращение радиуса измерительной камеры для давления, на котором определяется модуль деформации; Δp и ΔR – приращения давления и радиуса, соответственно; ν – коэффициент Пуассона.

В отечественном ГОСТ 20276 [3] значение прессиометрического модуля деформации предлагается определять, используя следующее выражение:

$$E_p = K_r r_o \frac{\Delta p}{\Delta r}, \qquad (27)$$

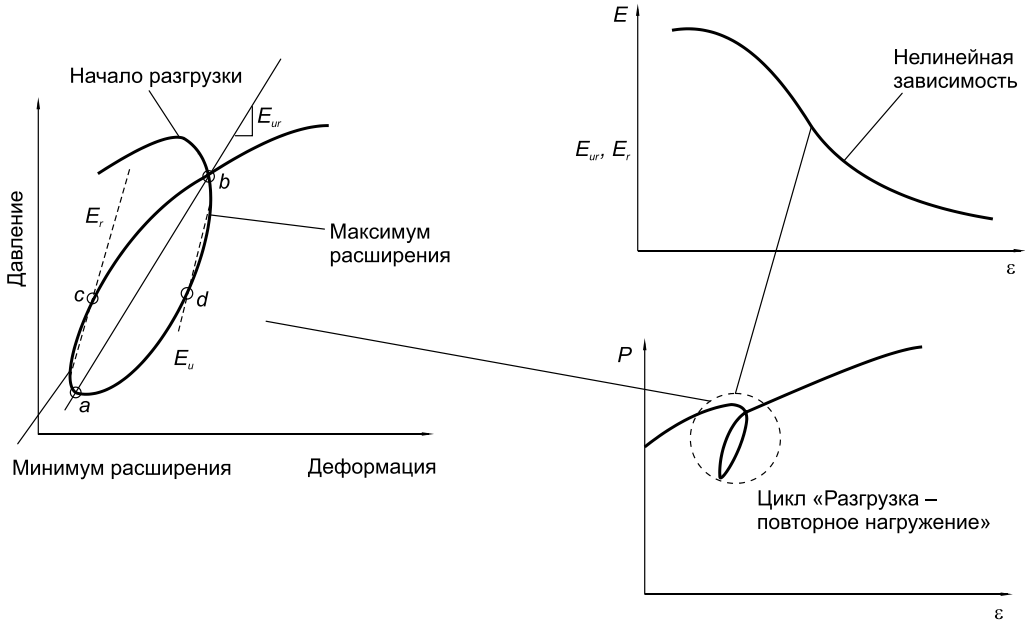
где K_r – корректирующий коэффициент, определяемый по рекомендуемой таблице в зависимости от вида грунта и глубины испытания. Эта таблица рекомендована для изысканий на объектах II и III уровня ответственоcти. Для сооружений I класса значение K_r должно находиться из сопоставительных штамповых (5000 см^2) и прессиометрических испытаний.

Следует заметить, что мы получаем в результате прессиометрических испытаний модуль деформации в горизонтальном, а не в вертикальном направлении, в то время как в грунтах, являющихся природными образованиями, деформируемость в горизонтальном и вертикальном направлениях может быть разной (физическая анизотропия). Кроме того, не ясно насколько найденный модуль деформации отличается от штампового или трехосного. Отсюда и вытекает рекомендация в необходимости проведения сопоставительных испытаний.

Приведенные выше формулы для модуля деформации не характеризуют упругое поведение грунта, из-за наличия ряда отмеченных ранее факторов. Чисто упругое поведение грунта можно оценить путем разгрузки и повторного нагружения давлением в рабочей камере прессиометра. При этом выбранный интервал давления не должен вызывать в грунте возникновение остаточных деформаций, т.е. он должен быть достаточно малым.

На практике применяется следующая процедура для определения среднего значения упругого модуля деформации из цикла разгрузка-повторное нагружение. Процедура основана на подгонке к линейной зависимости, средних значений данных измерений на цикле разгрузка-повторное нагружение, как показано на рис. 6а. Упругий модуль деформации равен в этом случае половине угла наклона полученной прямой линии *ab*. Этот модуль E_{ur} характеризует среднюю жесткость грунта вокруг прессиометра на выбранном уровне давления разгрузки, что соответствует точке *b* на рис. 6а. Модуль называется секущим упругим модулем деформации при выбранном давлении разгрузки. Однако если провести прямую *ac* касательную к ветви повторного нагружения при минимальном

уровне радиальной деформации после разгрузки, то получим большее значение упругого модуля деформации E_r. Точно так же, если провести прямую bd соответствующая максимальной радиальной деформации, то получим еще один модуль деформации E_u. Измерения показывают на то, что значения E_r получаются на 20-30% более E_{ur}. Таким образом, модули деформации зависят от уровня радиальной деформации, при котором они определяются. Диапазон деформации от 0,1% до 0,2% рекомендуется выбирать при определении упругого модуля деформации, что соответствует методам расчета деформации оснований большинства зданий и сооружений. Это соответствует деформациям, которые возникают в начале цикла разгрузки или деформации в начале цикла повторного нагружения, т.е. модулям деформации E_u или E_r. На практике определяется только значение E_{ur}.



а) б)

Рис. 6. Зависимость между давлением и радиальной деформацией:
а – цикл разгрузка-повторное нагружение; б – уменьшение модуля деформации с ростом деформации

Этот метод может быть применен для любого типа прессиометров и грунтовых условий.

Некоторые характеристики, необходимые для проектирования оснований, такие как модуль деформации (штамп) и горизонтальные напряжения (дилатометр и прессиометр) от собственного веса грунта определяются прямым образом, используя данные измерений. Однако, другие характеристики, необходимые также для проектирования оснований могут быть определены только с использованием корреляций между прессиометрическими данными и другими полевыми или лабораторными испытаниями грунтов. Проблема использования этих корреляционных

зависимостей заключается в том, что их нельзя применять для любых грунтовых условий, так как они были получены для частных случаев геологических условий. Поэтому их следует применять с осторожностью или только после корреляции для исследуемых грунтов. В табл. 4 приведены корреляции между PMT, SPT, CPT данными испытаний, со ссылкой на источник информации.

Таблица 4

Корреляционные зависимости между PMT, SPT, CPT испытаниями

Вид данных	Параметр	Вид грунта	Уравнение	Автор
PMT-SPT	p_L, N	Супеси	$p_L = 29,45N_{cor} + 219,7$	Yagiz et al. [29]
PMT-CPT	p_L, q_c	Глина	$q_c = 3p_L$	Wieringen [28]
	p_L, q_c, φ'	Песок	$q_c = 15(\mathrm{tg}\,\varphi')^{1,75}$	Wieringen [28]
	p_L, q_c	Плотный песок	$q_c = 10p_L$	Schmertmann [26]
		Рыхлый песок	$q_c = 5p_L$	
		Суглинок	$q_c = 6p_L$	
		Нечуствительная глина	$q_c = 3p_L$	
		Очень чувствительная глина	$q_c = 1,5p_L$	
p_L – давление, полученное при двойном расширении камеры прессиометра; N – количество ударов на залог (SPT); N_{cor} – откорректированное значение N; q_c – измеренное удельное сопротивление грунта под конусом (CPT); φ' – дренированный угол внутреннего трения				

3. Испытания плоским и винтовым штампами

Этот вид испытаний наиболее широко применяется в России в отличие от зарубежных стран. Согласно ГОСТ 20276 [3] испытания грунта штампом проводят для определения следующих характеристик деформируемости: модуля деформации E для крупнообломочных грунтов, песков, глинистых, органоминеральных и органических грунтов; начального просадочного давления p_{sl}; относительной деформации просадочности ε_{sl} для просадочных глинистых грунтов при испытании с замачиванием, кроме набухающих и засоленных грунтов при испытании с замачиванием.

За рубежом отсутствуют стандарты подобные ГОСТ 20276 в части испытаний плоским и винтовым штампами с целью определения модуля деформации.

В стандарте США ASTM D 1195 [12] приведена методика испытаний круглым штампом верхней части дорожного покрытия, без интерпретации данных испытаний. В стандарте Англии BS 1377-9 [13] даны рекомендации по испытаниям грунтов на сжимаемость и прочность при статическом и кинематическом нагружении круглого штампа на поверхности грунта, в шурфах и скважинах. Однако, как и в ASTM D 1195 не приведена

интерпретация данных измерений. В Еврокоде, часть 7 [16] также как в BS 1377-9 рассмотрены два случая нагружения штампа ступенями и с заданной скоростью вертикальной деформации. Здесь же приведена интерпретация результатов испытаний с целью определения штампового модуля деформации, коэффициента постели и недренированной прочности.

Чаще всего цель испытаний заключается в определении модулей деформации грунтов в их естественном состоянии, а в некоторых случаях – после их искусственной модификации, например, после уплотнения или закрепления каким-то способом. Этими характеристиками являются модуль общей деформации E и упругий модуль деформации E_e, которые необходимы для расчета осадки фундаментов с использованием СП 22.13330 [9].

В отличие от лабораторных испытаний, испытания в полевых условиях штампами выполняются с наименьшим нарушением природной структуры грунтов, что имеет место при отборе монолитов и вырезании из них образцов грунта для проведения лабораторных испытаний. Кроме того, полевые испытания проводятся при существующем уровне природных вертикальных и горизонтальных напряжений от собственного веса грунта, в отличие от лабораторных испытаний, когда уровень горизонтальных природных напряжений заранее неизвестен и требуются дополнительные испытания для их определения. Еще одним достоинством полевых испытаний штампами является то, что эти испытания проводятся в условиях естественного дренирования, что приходится моделировать при проведении лабораторных испытаний.

В отечественной практике применяются плоский и винтовой штампы с различной площадью, но модуль деформации определяют с использованием одного решения теории упругости, полученное в свое время Шлейхером [25].

Это решение приведено к виду:

$$E = \frac{(1-\nu^2)\omega d \Delta p}{\Delta s}, \qquad (28)$$

где ν – коэффициент Пуассона, равный 0,3 для песков и супесей, 0,35 для суглинков и 0,42 для глин; ω – безразмерный коэффициент, равный 0,8 для круглого штампа; d – диметр штампа; Δp – приращение давления на штамп; Δs – приращение осадки штампа, соответствующее Δp.

В ГОСТ 20276 формулу (28) рекомендуют применять при определении модуля деформации из испытаний круглым штампом, а в ENV 1997-2 как круглым, так и прямоугольным/квадратным штампом площадью до 4,0 м^2. В случае испытаний квадратным и прямоугольными штампами используется та же формула, но с другим значением коэффициента ω. Коэффициент ω зависит от жесткости штампа и отношения его сторон и может быть найден в монографии Цытовича Н.А. [11].

Для определения модуля деформации следует построить график зависимости осадки штампа от давления под его подошвой и в пределах линейного участка этой зависимости найти значения Δp и Δs (рис. 7). В связи с тем, что модуль определяется углом наклона прямой линии, проведенная

через две точки кривой деформирования, то этот модуль правильнее называть секущим модулем деформации.

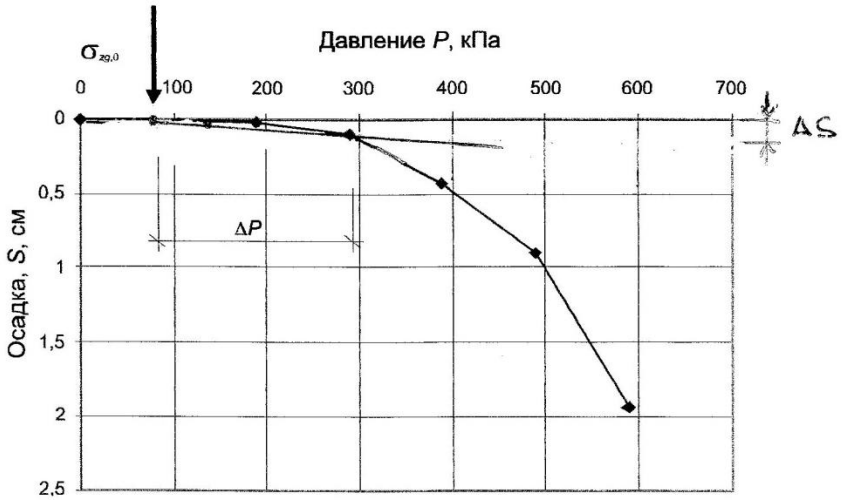


Рис. 7. Зависимость осадки от давления для винтового штампа площадью 600 см^2 на глубине испытаний 3 м

Следует иметь в виду, что за начало линейного участка принимается давление на грунт, равное бытовому давление на глубине испытаний $\sigma_{zg,0}$, а за окончание этого же линейного участка, давление равное дополнительным напряжениям от внешней нагрузки σ_{zp}. Дополнительные напряжения от внешней нагрузки на глубине испытаний можно определить используя следующее выражение:

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \tag{29}$$

где α – коэффициент, принимаемый по табл. СП 22.13330, а p – среднее давление под проектируемым фундаментом. В связи с тем, что на стадии инженерных изысканий это давление, как правило, неизвестно, то в ГОСТ 20276 введено допущение, что общее число ступеней давления после достижения давления, соответствующего вертикальному нормальному напряжению от собственного веса грунта $\sigma_{zg,0}$ на отметке испытания, должно быть не менее четырех.

Если испытания плоским штампом выполнены в зачищенном забое скважины, значение E определяется с учетом пригрузки грунта по формуле [16]:

$$E = \frac{\Delta p}{\Delta s}\frac{\pi d}{4}(1-\nu^2)C_z, \tag{30}$$

где C_z – коэффициент коррекции глубины, зависит от относительной глубины z/d и определяется с использованием зависимостей, приведенных на рисунке 8.

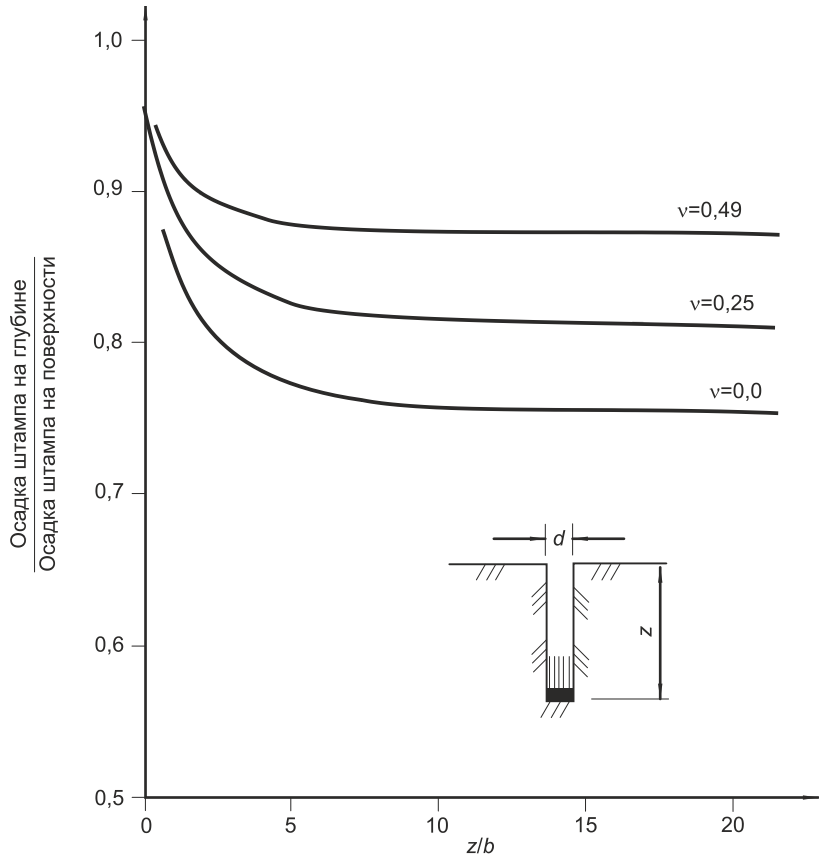


Рис. 8. Изменения коэффициента коррекции с ростом относительной глубины для результатов, полученные для равномерно-распределенной нагрузки по всей площади забоя скважины

Как видно из рис. 8, для определения модуля деформации с использованием формулы (30) следует провести два испытания штампом, одно на поверхности, а другое на заданной глубине и далее найти отношение приращения осадки штампа на глубине к приращению осадки штампа на поверхности грунта.

На рис. 9 показаны графики зависимости осредненных относительных осадок от давления плоским и винтовым штампами [7]. Как видно из рисунка 9, винтовой штамп показывает большее значение модуля деформации, по сравнению с плоским штампом. По мнению В.И. Каширского это объясняется тем, что плоские штампы устанавливались на разуплотненный грунт, тогда как винтовой штамп погружался ниже забоя скважины.

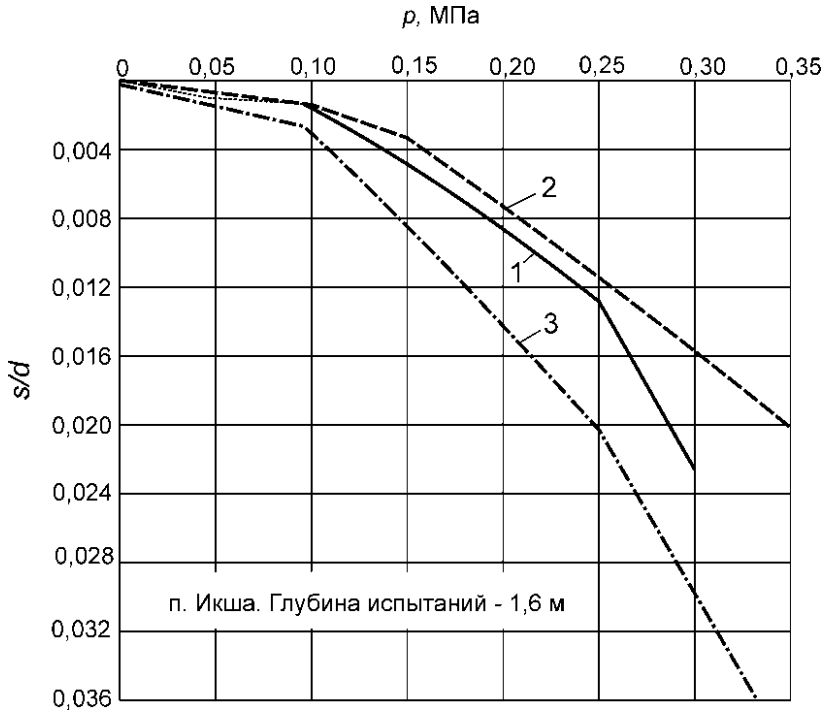


Рис. 9. Графики зависимости осредненных относительных осадок от давления в мягкопластичных суглинках:
1 – плоский штамп площадью 5000 см^2; 2 – винтовой штамп площадью 600 см^2; плоский штамп площадью 600 см^2 [7]

4. Испытания плоским зондом или дилатометром

Плоский зонд (дилатометр) применяется для определения физических и, в большей степени, механических характеристик грунтов в полевых условиях. Конструкция зонда была предложена Марчетти [20], а сам зонд широко используется за рубежом при проведении инженерно-геологических изысканий. В отличие от зонда, который используется при статическом зондировании, плоский зонд имеет не только другую форму, но и большие размеры. Вторым, принципиальным отличием, является возможность измерения природных горизонтальных напряжений, что позволяет оценить начальное напряженное состояние грунтов в естественном состоянии.

В ходе испытаний грунтов дилатометром определяют:

– плотность грунта ρ;
– коэффициент бокового давления в состоянии покоя K_o;
– коэффициент переуплотения σ_p;
– недренированную прочность c_u;
– дренированный угол внутреннего трения φ';
– коэффициент консолидации в горизонтальном направлении c_h;
– коэффициент фильтрации k_f;
– дилатометрический и одометрический модули деформации E_D, E_{oed}.

В России была предложена иная конструкция плоского зонда, который обладает значительно большей жесткостью и, поэтому, может быть применен в грунтах с включениями, в том числе и гравелистых грунтах. Это зонд называют динамометрическим зондом или жестким зондом [1, 2].

В ходе испытаний грунтов жестким зондом определяют:

– природные горизонтальные напряжения и поровое давление в массиве грунта на заданной глубине;

– коэффициент бокового давления грунта K_o;

– одометрический модуль деформации E_{oed};

– коэффициент консолидации в горизонтальном направлении c_h;

– коэффициент фильтрации k_f.

Модуль деформации в испытаниях жестким зондом определяется с использованием решения, полученного З.Г. Тер-Мартиросяном и др. [10], которое имеет вид:

$$E = \frac{\sigma}{1-\nu^2}\frac{h}{b}, \tag{31}$$

где σ – горизонтальное напряжение после релаксации напряжений; ν – коэффициент Пуассона; h и b – половины толщины и ширины зонда, соответственно.

Значения модуля деформации, полученные по формуле (31), близки к одометрическому модулю деформации [2].

На сайте компании www.marchetti-dmt.it/ можно увидеть, что дилатометр Марчетти позволяет определить практически все характеристики грунтов, как физические, так и механические. В действительности же, для этого предлагается использовать корреляционные связи между полевыми (дилатометр) и лабораторными испытаниями. В таблице 5 приведены характеристики, определяемые дилатометром Марчетти.

В последнее время предлагается определять вид грунта и оценочное значение удельного веса грунта при помощи диаграммы, которая приведена на рисунке 10. Дилатометрический модуль деформации предлагается находить из зависимости

$$E_D = 10^{(n+m\lg I_D)}. \tag{32}$$

Значения коэффициентов n, m приведены на рисунке 10.

Таблица 5

Интерпретация данных испытаний
(с сайта http://www.marchetti-dmt.it/pagespictures/interpretation_formulae.htm)

Символ	Наименование	Выражение
p_0	Скорректированное значение первого давления перед расширением мембраны	$p_0 = 1{,}05\ (A - z_m + \Delta A) - 0{,}05\ (B - z_m - \Delta B)$
p_1	Скорректированное значение второго давления при расширении мембраны на 1,1 мм	$p_1 = B - z_m - \Delta B$
I_D	Индекс материала (по Марчетти)	$I_D = \dfrac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$
K_D	Коэффициент горизонтальных напряжений	$K_D = \dfrac{p_o - u_o}{\sigma'_{vo}}$
E_D	Дилатометрический модуль деформации	$E_D = 34{,}6(p_1 - p_o)$
E	Модуль упругости	$E \approx 0{,}8\ M_{DMT}$ $M_{DMT} = R_M\ E_D$
K_0	Коэффициент бокового давления в состоянии покоя	$K_{0,\,DMT} = (K_D/1{,}5)^{0{,}47} - 0{,}6$ для $I_D < 1.2$
OCR	Коэффициент переуплотнения	$OCR_{DMT} = (0{,}5\ K_D)^{1{,}56}$ для $I_D < 1.2$
c_u	Недренированная прочность	$C_{u,DMT} = 0{,}22\ \sigma'\ V_0\ (0{,}5\ K_D)^{1{,}25}$ для $I_D < 1{,}2$
φ	Угол внутреннего трения	$\varphi_{DMT} = 28 + 14.6 \lg K_D - 2.1 \lg^2 K_D$ для $I_D > 1{,}8$
c_h	Коэффициент консолидации	$C_{h,DMTA} \approx 7$ см^2 / T_{flex}
k_h	Коэффициент фильтрации	$k_h = C_h \gamma_w / M_h\ (M_h \approx K_0\ M_{DMT})$
γ	Удельный вес грунта	(см. диаграмму на рис. 5.11)
M	Вертикальный дренированный одометрический модуль деформации	$M_{DMT} = R_M\ E_D$ если ($I_D \le 0{,}6$) $R_M = 0.14 + 2.36 \lg K_D$ если ($I_D \ge 3$) $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ если ($0.6 < I_D < 3$) $R_M = R_{M,0} + (2{,}5 - R_{M,0}) \lg K_D$ где $R_{M,0} = 0{,}14 + 0{,}15(I_D - 0{,}6)$ если $K_D > 10$ $R_M = 0{,}32 + 2{,}18 \lg K_D$ если $R_M < 0{,}85$ принимается $R_M = 0{,}85$
U_0	Равновесное поровое давление	$U_0 = p_2 \approx C - z_m + \Delta A$

u_o – пьезометрическое поровое давление; σ'_{vo} – вертикальные эффективные напряжения от собственного веса грунта; A, ΔA, B, ΔB, C – регистрируемое и калибровочное давления при различной величине расширения мембраны.

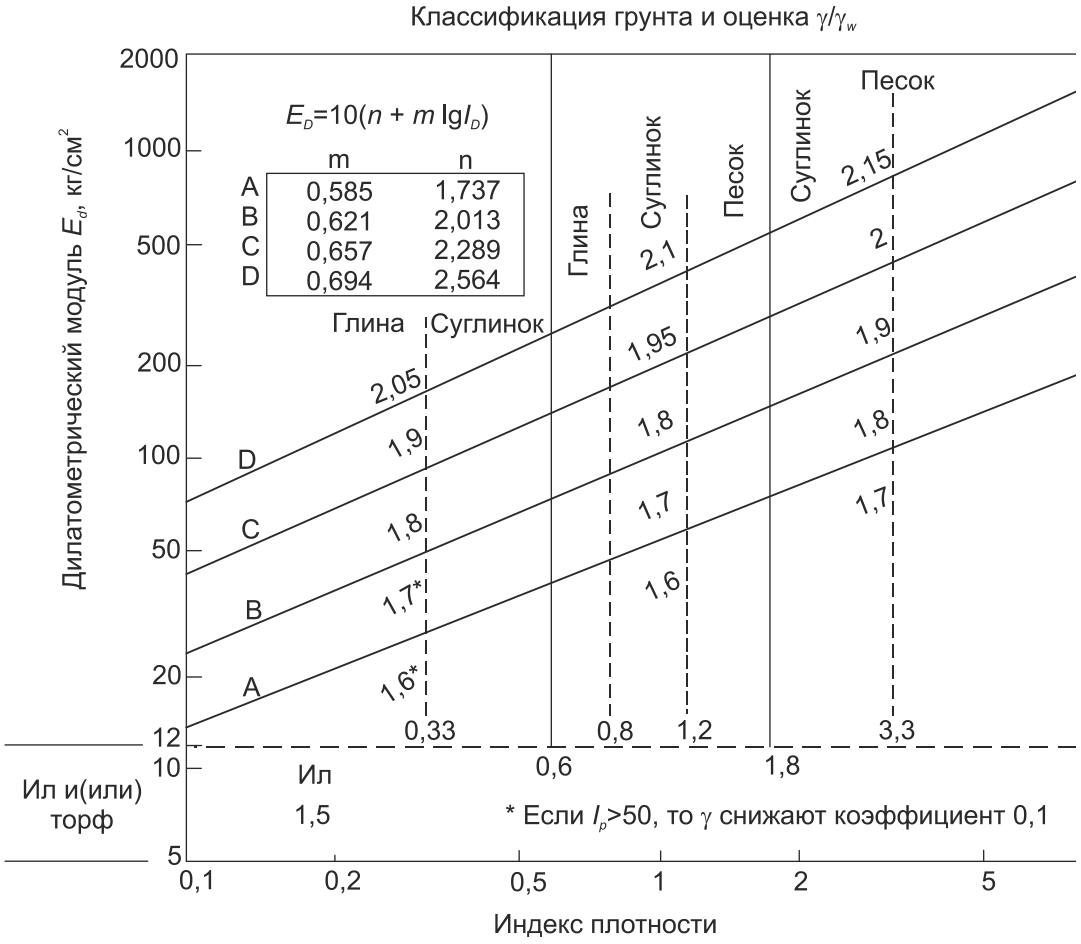


Рис. 10. Использование дилатометра для идентификации типа грунтов [20]

Ранее Марчетти использовал несколько иное выражение для определения этого же модуля деформации:

$$E_D = 34,6(p_1 - p_o). \qquad (33)$$

Следует иметь в виду, что этот модуль нельзя рекомендовать для целей проектирования. Он не совпадает с упругим модулем и тем более – с модулем общей деформации; последний используется в расчетах оснований по СП 22.13330 и СП 24.13330. Поэтому дилатометрический модуль деформации необходимо привести к модулю деформации, полученному из сравнительных испытаний, например, винтовым или плоским штампами.

Как было отмечено выше, Марчетти провел большое количество испытаний в Италии и нашел эмпирические корреляции основывываясь на данных этих испытаний. Корреляционные зависимости были получены между тремя параметрами I_D, K_D и E_D (см. табл. 5) и видом грунта, удельным весом, коэффициентом давления в состоянии покоя K_o, коэффициентом переуплотнения *OCR*, недренированной прочностью, компрессионным модулем и углом внутреннего трения. Все параметры грунтов были получены из лабораторных испытаний.

Из таблицы 5 видно, что при интепретации данных измерений используются в основном три параметра I_D, K_D и E_D. Для определения параметров I_D и K_D необходимо знать величину порового давления u_o

в исследуемом массиве грунта перед погружением зонда и эффективные природные напряжения σ_{vo}. Распределение давления грунтовой воды в природных условиях предполагается гидростатическим, поэтому для его определения необходимо знать положение уровня грунтовых вод. Природные напряжения вычисляются используя удельный вес грунта, найденный из эмпирической корреляции между I_D и K_D, предполагая также гидростатический характер давления воды.

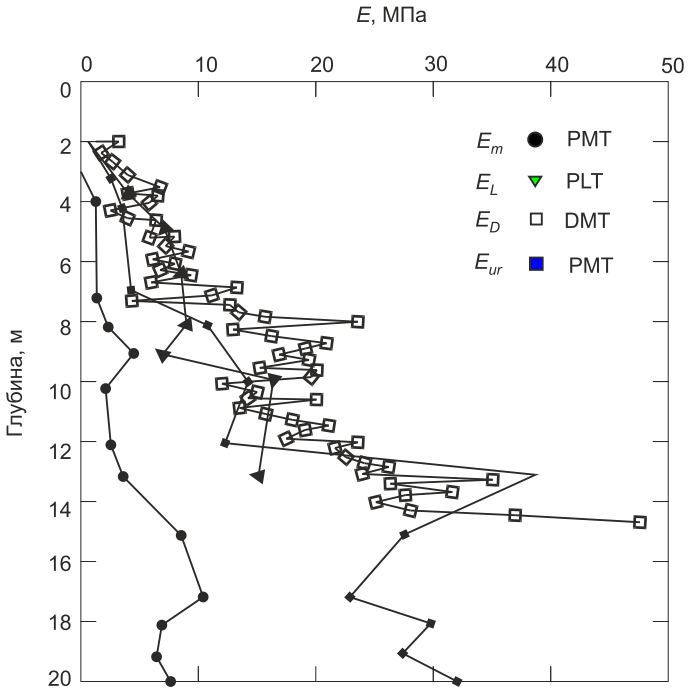


Рис. 11. Модуль упругости из различных видов испытаний [21]

Сравнение модулей упругости из всех полевых испытаний приведены на рис. 11. При определении модуля упругости из PMT (прессиометр) и PLT (плоский штамп) испытаний коэффициент Пуассона был принят равным 0,33. Из-за нелинейного поведения грунта секущий модуль упругости зависит от уровня деформации или уровня напряжений. Это учитывалось, когда сравнивались модули упругости из различных видов испытаний, принимая отсчетный уровень деформации, который должен быть определен для каждого испытания. В работах [17, 21] показано, что для нормально уплотненных песчаных грунтов модули упругости, полученные из DMT испытаний соответствуют трехосным модулям при деформации в 0,1%.

Результаты, приведенные на рисунке 11 показывают, что значения E_m (PMT) оказались менее чем E_D (DMT). Авторы объясняют это влиянием разрушения структуры грунта при устройстве скважин для PMT и PLT испытаний. Испытания плоским штампом (PLT) показываю ту же тенденцию. Среднее значение угла внутреннего трения $\varphi = 26^o$, полученное из DMT испытаний практически совпадает с трехосными лабораторными опытами. Следует заметить, что значение φ получено из DMT испытаний используя корреляционные зависимости для песчаных грунтов. Подобное

совпадение авторы объясняют тем, что исследованные глины имеют высокую начальную пористость и имеют тем самым высокую проницаемость, как и песчаные грунты.

В приложении ENV 1977-2 приведена корреляция между E_{oed} и результатами испытания дилатометром Марчетти.

Для определения значения одометрического модуля деформации $(E_{oed} = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon)$ эта корреляция имеет вид:

$$E_{oed} = R_M E_D, \tag{34}$$

где R_M – оценочное значение, полученное или на основании местного опыта или используя следующие зависимости из приведенной ниже таблице 6.

Таблица 6

Значения параметра R_M

Условия	Зависимость $R_M = M / E_D$	Примечание
Если $I_D < 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \lg K_D$	Глинистые грунты
Если $I_D > 3$	$R_M = 0,50 + 2,0 \lg K_D$	Чистые кварцевые пески
Если $0,6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M0} + (2,50 - R_{M0}) \lg K_D$ $R_{M0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6)$	От супесей до пылеватого песка
Если $K_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \lg K_D$	
Если $R_M < 0,85$	$R_M = 0,85$	

Заключение

1. Испытания грунтов штампами и прессиометром дают более достоверные значения деформационных характеристик по сравнению с методами статического и динамического зондирования, так как в первом случае используются решения теории упругости и пластичности, а во втором корреляционные зависимости.
2. Применяя методы статического или динамического зондирования, следует иметь в виду, что вид модуля деформации, определяемый этими методами, зависит от вида корреляционной связи между данными измерений лобового сопротивления, сил трения, порового давления и данными лабораторных испытаний. Корреляции с данными компрессионных испытаний дают значения одометрического модуля деформации, в то же время если выполнить корреляцию с данными трехосных испытаний, то можно найти трехосный модуль деформации.

3. Для проектирования оснований по СП 22.13330, СП 24.13330 модуль деформации должен быть найден методом статического или динамического зондирования с корреляцией данных испытаний штампом или прессимометром.

4. При интерпретации данных полевых испытаний следует учитывать различия в упругом модуле деформации и модуле деформации. Первый должен находиться при малом уровне деформации грунта, а второй при заданной уровне напряжения или деформации. Для определения этих модулей следует использовать испытания грунтов прессиометром или штампами.

5. Упругий модуль деформации может быть найден на цикле «разгрузка-повторное нагружение» из данных испытаний прессиометром, плоским или винтовым штампами.

6. При проектировании оснований на сейсмические или динамические воздействия упругий модуль деформации следует определять путем статического зондирования с измерением скорости прохождения поперечных волн.

Список литературы

1. Болдырев, Г.Г. Полевые методы испытаний грунтов (В вопросах и ответах). Саратов: Издательский центр «РАТА», 2013. С. 356.
2. Болдырев Г.Г., Мельников А.В., Меркульев Е.В., Новичков Г.А. Сравнение методов лабораторных и полевых испытаний грунтов // Инженерные изыскания, 2013, №14. С. 28-48.
3. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – МНТКС, 2013. С. 93.
4. ГОСТ 30672-2012. Грунты. Полевые испытания. Общие положения. – МНТКС, 2012. С. 11.
5. ГОСТ 19912-2012. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – МНТКС, 2012. С. 36.
6. ГОСТ 23061-90 . Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности. – М., 1990. С. 29.
7. Каширский В.И. Методика исследования состава и свойств дисперсных грунтов полевыми методами в условиях мегаполиса (на примере г. Москвы): Дисс… канд. техн. наук / В.И. Каширский. – М., 2005. С. 196.
8. Мариупольский Л.Г. Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1989. С.199.
9. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений, 2011. – С.162.
10. Тер-Мартиросян З.Г., Кятов Н.Х., Сидорчук В.Ф. Экспериментальные и теоретические основы определения напряженно-деформированного состояния грунтов естественного сложения // Инженерная геология, №4, 1984. С. 13-25.
11. Цытович, Н.А. Механика грунтов, 1963. С. 636.

12. ASTM D 1195. Standard Test Method for Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements. 1995. P.3.

13. BS 1377-9. Methods of test for Soils for civil engineering purposes. Part 9: In-situ tests.1990. P. 75.

14. Clark B.G. Pressuremeters in Geotechnical Design, 1964. P.364.

15. Gunarante M. The Foundation Engineering Handbook. Taylor &Francis Group, 2006. P. 625.

16. ENV 1997-2:2007. Eurocode 7. Geotechnical design. Ground investigation and testing, 2007. P. 202.

17. Jamiolkovski M., Ladd C.G., Germaine J.T., Lancellotta R. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. Proced. 11th Intern. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng. Vol. 1, 1985, pp. 57-153.

18. Jones G.A., Rust E. Piezocone Settlement Prediction Parameters for Embankments on Alluvium, Proc. Intern. Symp. on Penetration Testing, CPT 95, Linkoping, Sweden. Vol. 2, 1995. P. 501-508.

19. Kulhawy F.H., Mayne P.H. Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EL-6800. Palo Alto, USA: Electric Power Research Institute (EPRI), 1990. – 250 p.

20. Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M., The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations, A Report by the ISSMGE Committee TC16, Proceedings IN SITU 2001, International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesia, 2001. P. 95-131.

21. Ortigao J.A.R. Dilatometer tests in Brasilia porous clay. Proceedings Seventh International Congress International Association of Engineering Geology. Ed.: Olivera R. et al., Vol. 2, 1994. P. 359-365.

22. Sanglerat G. The Penetration and Soil Exploration. Elsevier, Amsterdam, 1972. P. 464.

23. Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., Tokimatsu K. Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesive soils, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, 1986. P. 1016–1032.

24. Senneset K., Sandven R., Lunne T., By T., Amundsen T. Piezocone tests in silty soils. Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Balkema Pub, Rotterdam, 1988. P. 955-966.

25. Schleicher F. Senkungsmittelwert und Ahnlichkeitsbedingung fur Platen und Balken auf isotroper elastischer Unterlage. Zeit. Fur angew. Math. und Mech., Band 8, 1928. S. 68-70.

26. Schmertmann, J.H. Guidelines for CPT performance and design. Report prepared for Federal Highway Administration, Washington D.C., 1978. P. 158.

27. Schnaid F. In situ testing in geomechanics. Taylor & Francis Group, 2009. P. 330.

28. Van Wieringen J.B.M. Relating cone resistance and presseuremeter test results. Proced. 2nd Eur.Symp. Penetrating Testing, Vol. 2, 1982. P. 951-955.

29. Yagiz S, Akyol E, Sen G. Relationship between the Standard Penetration Test and the Pressuremeter Test on sandy silty clays: a case study from Denizli. Bulletin of Eng. Geol. Environ., Vol. 67, 2008. P. 405–410.