# ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ ПЛОЩАДОК СТРОИТЕЛЬСТВА ДЛЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ И ЭКОЛОГИЧЕСКИХ ЦЕЛЕЙ

**В.** ВОЛЬСКИЙ – профессор, компания GEOTEKO – геотехнические консультанты, Варшава, Польша.

**М.** ЛИПИНСКИЙ — факультет геотехнического строительства, Варшавский сельскохозяйственный университет, Польша

Лекция, прочитанная на XIII Дунайско-Европейской конференции по геотехнике в Любляне, Словения (29–31 мая 2006 г).

Инженерно-геологические изыскания на площадках строительства должны включать данные для подготовки геотехнического проекта и развития надежной инфраструктуры, поскольку необходимо рассматривать взаимодействие сооружения с грунтами основания

В статье представлен обзор полевых и лабораторных испытаний. Постоянно подчеркивается их взаимодополняющий характер при выполнении геотехнического проекта. Сами методы испытаний не описываются, так как техника их выполнения изложена в соответствующей литературе. Приводятся ограничения относительно испытаний грунта и описываются ситуации, в которых необходимо использовать метод наблюдений.

Уже более 20 лет инженеры-геотехники сталкиваются с проблемами загрязнения окружающей среды. В статье представлены наиболее широко используемые методы обнаружения загрязнений. Однако меры по очистке или изоляции загрязненных областей не описываются, поскольку эти вопросы изучаются в рамках новой развивающейся дисциплины «экологическая геотехника».

## ВВЕДЕНИЕ

Изыскания на площадках строительства для геотехнических и экологических целей направлены на получение достоверной информации о грунтах основания, необходимой для проектирования. Поэтому инженергеотехник должен оценивать геологические особенности и последовательность расположения слоев грунта, условия грунтовых вод и особые свойства грунта.

При наличии в грунте опасных материалов необходимо определить их вид и месторасположение. После детального анализа с использованием записей с площадки строительства, экологических лабораторных и полевых испытаний нужно принять соответствующие меры по восстановлению.

В статье даются общие рекомендации по

объему и процедуре проведения испытаний для получения данных, необходимых для геотехнического проектирования. Рассматриваются вопросы влияния размера сооружения, а также предполагаемые методы расчета для оценки точности применяемых процедур. Сами испытания не рассматриваются, так как они описаны в современной специальной литературе, а также в материалах и публикациях Европейского комитета по стандартизации (CEN) и Международной организации по стандартизации (ISO). Описываются только испытания, применяемые для решения инженерных задач испытаниям.

Особое внимание должно уделяться определению точных характеристик грунта, чего сложно достичь из-за геологического разнообразия и сложности поведения грунта, а также ограниченной области применения полевых и лабораторных испытаний. Ограничения относительно испытаний in situ в ос-

© W. Wolski, M. Lipiński, 2006

новном вызваны неправильной интерпретацией данных, т. е. оценки граничных условий. На результаты лабораторных испытаний сильно влияет качество отбора образцов.

В более сложных ситуациях, в особенности, когда обширные сооружения оборудованы системой мониторинга, для выверки результатов характеристики площадки полезным является метод наблюдений (Реск, 1969). В статье рассматривается руководство по его применению и примеры использования. Метод наблюдений — базовая составляющая «активного геотехнического проектирования», которое является основным предметом обсуждения на данной конференции.

В статье формулируются рекомендации по технологиям проведения испытаний грунта и параметрам грунта в зависимости от типа геотехнического проекта. Приводится обзор методов, используемых инженерами-геотехниками

для характеристики загрязненных площадок строительства. Особое внимание уделяется пенетрационным испытаниям конусом.

На рис. 1 показана блок-схема для характеристики площадки строительства, разработанная Шнайдом (Schnaid, 2005), дополненная перечислением экологических испытаний (пунктиром отмечены вопросы, которые не анализируются в рамках статьи).

## ИЗЫСКАНИЯ ДЛЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Что мы ищем?

Геотехническое строительство – относительно молодая, динамично развивающаяся дисциплина. Каждое исследование в данной области предполагает определенную проверенную временем категоризацию. Здесь можно выделить следующие основные катего-

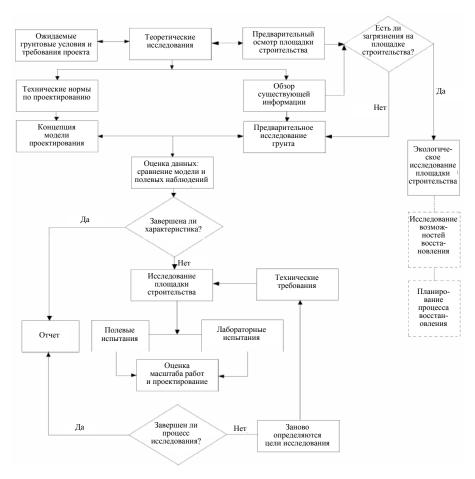


Рис. 1. Блок-схема для характеристики площадки строительства (Schnaid, 2005)

рии (Atkinson & Sallfors, 1991):

обычная практика строительства, представленная испытаниями, описанными в учебниках и национальных нормах. В качестве примеров можно привести лабораторные испытания для определения обычных показательных свойств грунта, одометрические испытания или динамическое зондирование для определения плотности грунта;

выверенное, но не полностью подтвержденное исследование. Хорошим примером может служить измерение скорости сдвиговой волны в лабораторных условиях с целью определения начальной жесткости и состояния несвязных грунтов;

*текущее исследование*, в рамках которого могут применяться методы, используемые характеризующие грунт в системе «напряжение—деформация—прочность на сдвиг».

Считается, что с точки зрения инженерапрактика самой интересной является вторая категория, так как она позволяет понять сущность применяемых методов и их ограничения.

Выделяют два основных подхода к геотехнической характеристике площадки строительства: прямой и косвенный. Первый основывается на чисто эмпирических корреляциях между результатами любого испытания и поведением грунта. Типичным примером скорректированной является корреляция величины N, полученной в ходе стандартного испытания на зондирование, и осадки фундамента или циклического разжижения, возникающего при землетрясении определенной силы. Косвенный подход гораздо обоснованнее. Он предполагает, что параметр или свойство грунта должны относиться к модели грунта или рассматриваться в любом ином теоретическом контексте.

Во время испытаний для геотехнической характеристики были выявлены переменные, необходимые для проектирования: тип грунта, переменные начального состояния, прочность на сдвиг, жесткость характеристики консолидации и фильтрации.

В данной статье рассмотрены первые четыре параметра из данного списка. Другие важные вопросы (напряженно-деформированное состояние, анизотропия, текстура, влияние скорости нагружения и неводонасыщенные

грунты) не затрагиваются вследствие ограничений по объему статьи. Они подробно изложены в работе Hight & Leroueil (2003).

Лабораторные и полевые испытания дополняют друг друга

#### 1.2.1. Достоинства и недостатки

Геотехнической характеристики площадок строительства для больших проектов необходимо опираться на результаты лабораторных и полевых испытаний. Оба способа определения параметров грунта имеют свои преимущества и ограничения, их комплексное описание приводится в работе Jamiolkowski et al. (1985). Эти методы дополняют друг друга. Приведем основные преимущества обоих подходов:

лабораторные испытания – четко определены граничные условия, полностью контролируются условия дренажа, известны основные физические свойства исследуемого грунта, поле деформации на стадии испытания, предшествующей разрушению, однородно;

полевые испытания – большой объем исследуемого грунта, непрерывная или почти непрерывная запись данных, возможность проведения испытаний на грунтах, из которых нельзя отобрать образцы ненарушенной структуры, исследование грунта в природных условиях, быстрота и экономичность процедуры.

## 1.2.2. Лабораторные испытания

Выбор метода лабораторных испытаний в значительной степени определяется характером геотехнических проблем. Например, для решения вопросов устойчивости, в том числе возможности оползней, могут потребоваться кольцевые испытания на сдвиг, в ходе которых определяется остаточная прочность. Кроме того, на выбор технологии испытания влияет степень сложности геотехнического проекта. В основном эти предпосылки и способствуют распределению различных методов испытаний по лабораториям геотехнического сообщества. В геотехнических лабораториях Японии (Kuwano & Katagiri, 2001) проводился опрос для выявления частоты использования различных лабораторных приборов при определении механических параметров грунта. Результаты опроса показывают, что чаще всего используются испытания на трехосное сжатие, одноосное сжатие и трехосное циклическое испытание (рис. 2). Одноосные испытания относительно просты в выполнении и экономичны, поэтому они часто проводятся в каждой лаборатории. Частота применения циклических испытаний в сейсмически активных районах вполне объяснима, а трехосные испытания на сжатие больше всего необходимы инженеру-геотехнику в повседневной практике. Возможно, это обусловлено многофункциональностью прибора, с помощью которого можно определить прочность на сдвиг И напряженнодеформированное состояние с различной степенью точности. Кроме того, прибор трехосного сжатия, скорее всего, является наиболее часто модифицируемым устройством (Baranski & Wolski, 1985). Его можно дополнить пьезоэлементами для измерения скорости распространения волны или приборами для локальных измерений деформации образца с целью определения жесткости в среднем или малом диапазоне деформаций. Этот пример показывает, насколько усовершенствовались методы лабораторного исследования для оценки характеристик напряжения и деформации в диапазоне деформаций, предшествующих разрушению. Материалы, описывающие возможности этих приборов, приводятся в работах многих исследователей (например, Tatsuoka et al., 2001; Lo Presti et al., 2001).

Качество параметров, получаемых в ходе лабораторных испытаний, зависит от качества используемых образцов. Именно поэтому нарушение структуры образцов рассматривается в многочисленных работах (например, Baligh et al., 1987, Hight et al., 1992, Tanaka et al., 1996, Clayton et al., 1998, Hight, 2000). Значительные достижения в области определения характера нарушения структуры образцов способствовали разработке новых грунтоносов, применение которых значительно улучшило качество характеристик грунта, получаемых в результате лабораторных испытаний. Примером могут служить результаты испытаний образцов глины Ariake (Tanaka & Tanaka, 1999, Hight, 2000). Авторы напряженнохарактеристики сравнивали деформированного состояния, полученные в ходе одноосных испытаний на сжатие образцов грунта, отобранных на глубине 10 м с помощью разных грунтоносов (рис. 3). Полученные результаты свидетельствуют, что образцы-«керны», отобранные с помощью вращательных механизмов, имеют высокое качество, чем самые лучшие образцы, полученные с использованием лучшего труб-

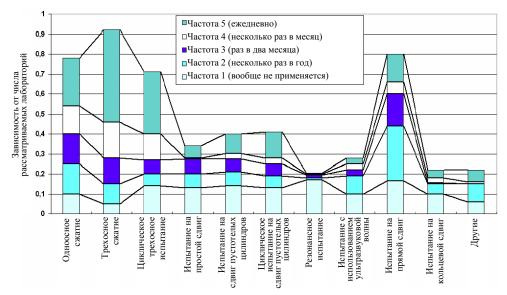


Рис. 2. Частота использования различных приборов в Японии (Kuwano & Katagiri, 2001)

чатого грунтоноса. Изменения величин жесткости и прочности на сдвиг очень значительны. Это доказывает, что нельзя проводить лабораторные исследования природных грунтов без учета нарушения структуры образцов. Неявные издержки и затраты времени на такое исследование могут сместить основные акценты любого геотехнического проекта в сторону полевых испытаний.

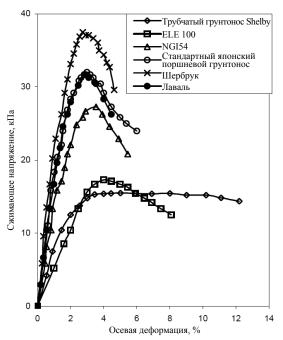


Рис. 3. Испытания на одноосное сжатие образцов глины Ariake (Tanaka & Tanaka, 1999, Hight, 2000)

### 1.2.3. Полевые испытания

Одним из самых важных вопросов при проведении полевых изысканий является правильный выбор оборудования для испытаний. При этом следует учитывать не только особенности грунтов основания, но также характеристики сооружения и предполагаемый метод анализа. Прежде всего инженергеотехник должен ответить на вопрос, что важнее для проекта, устойчивость сооружения или его геометрическая форма. Второй вопрос, который следует рассмотреть, относится к оценке критических условий дренажа. На него можно ответить, сравнив параметры интенсивности нагружения и фильтрации грунта. Также необходимо учитывать влияние консолидации и ползучести.

При категоризации методов полевых испытаний наиболее часто используются следующие критерии:

нарушение структуры, вызванное измерениями или пенетрацией;

условия контроля нагрузки или деформации во время внедрения инструмента.

Все методы полевых испытаний можно разделить на три группы:

интрузивные и разрушающие — к этой группе относятся наиболее широко применяемые испытания, такие как статическое зондирование СРТ и стандартное SPT. В данных испытаниях сама процедура имеет интрузивный и разрушающий характер;

неинтрузивные и неразрушающие – в основе этих испытаний обычно лежат геофизические методы. Типичным представителем данной группы является спектральный анализ поверхностных волн (SASW);

интрузивные и неразрушающие.

Недавно была разработана технология, в которой сочетаются стандартные геотехнические испытания и геофизический модуль. Наиболее успешным примером такого метода является испытание сейсмоконусом (SCPT).

Согласно другим критериям, полевые испытания можно разделить на две группы: с контролируемым нагружением и контролируемой деформацией. Типичными испытаниями с контролируемой деформацией являются испытание СРТ или крыльчаткой (FVT). К испытаниям с контролируемой нагрузкой относятся динамическое зондирование (DP) или стандартные пенетрационные испытания (SPT).

В табл. 1 приводится характеристика основных групп испытаний (Lunne et al., 1997). Показаны основные полевые испытания, а также их эффективность с точки зрения определения параметров грунтов в различных грунтовых условиях. Данная таблица является дополненной версией спецификации, разработанной в начале 1980-х гг. Основные поправки относятся к рейтингу испытаний: у некоторых из них он улучшился, у других — ухудшился. Отметим значительный рост значения неразрушающих методов испытаний, проводимых отдельно или в комплексе с другими геотехническими изысканиями. Типичными примерами являются испытания сейсмическим

конусом и с использованием дилатометра (в табл. 1 не указаны). Особняком стоят динамические испытания для измерения скорости распространения волны, которые могут применяться для измерения скорости сдвиговых волн как в полевых условиях, так и в лаборатории. На рис. 4 приводится пример такого лабораторно-полевого испытания (Schneider et al., 1999). Все методы полевых испытаний, кроме сейсмических пенетрационных испытаний конусом SCPTu и плоским дилатометром SDMT, могут проводиться в скважинах, в межскважинном режиме в классической

геофизической версии, а также как SASW. Лабораторные испытания: резонансные испытания колонн, испытания на кручение со сдвигом, трехосные испытания с измерением локальной деформации и изгибаемых элементов, основывающиеся на измерениях скорости распространения сдвиговой волны, могут проводиться в любых версиях. Данная форма уменьшает количество недостатков в каждой группе испытаний и способствует оптимизации сбора данных.

Другим примером использования скорости продольной волны для улучшения ка-

 $\it Tаблица~1$  Применимость и пригодность полевых испытаний (Lunne et al., 1997)

		Параметры грунта										Тип грунта									
	Приборы	параметры грунта									e										
Группа		Тип грунта	Профиль	и	*φ´	$S_u$	$I_D$	$m_{v}$	$C_{v}$	k	$G_0$	$\sigma_h$	OC R	σ–ε	Жесткие скальные породы	Слабые скальные породы	Гравий	Песок	Пылеватый грунт	Глина	Торф
Пенетрометры	Динамический	С	Α	_	С	С	С	_	_	-	С	-	С	-	_	С	В	Α	В	В	В
	Механический	В	A/B	-	С	С	В	C	-	-	С	C	C	-	_	С	С	A	Α	Α	Α
	Электрический (СРТ)	В	A	1	С	В	A/B	С	-	-	В	B/C	В	_	_	C	С	A	A	A	A
	Пьезоконус (CPTU)	A	Α	Α	В	В	A/B	В	A/B	В	В	B/C	В	С	-	C	-	Α	Α	A	Α
	Сейсмический (SCPT/SCPTU)	A	A	A	В	A/B	A/B	В	A/B	В	A	В	В	В	-	C	-	A	A	A	A
	Плоский дилато- метр (DMT)	В	A	С	В	В	С	В	-	_	В	В	В	С	С	С	-	A	A	A	A
	Стандартное пенетрационное испытание (SPT)	A	В	II	С	С	В	II	II	_	С	=	С	=	=	С	В	A	A	A	A
	Испытание на удельное сопротив- ление	В	В	1	В	С	A	C	I	-	-	ı	ı	_	-	С	ı	A	A	A	A
Прессио- метры	Предварительно пробуренные (PBP)	В	В	-	С	В	C	В	C	-	В	С	С	С	Α	A	В	В	В	Α	В
	Самозабуривающие (SBP)	В	В	$\mathbf{A}^{1}$	В	В	В	В	$\mathbf{A}^1$	В	$A^2$	A/B	В	$A/B^2$	-	В	-	В	В	Α	В
	Полное перемещение (FDP)	В	В	-	C	В	C	C	C	_	$A^2$	C	С	C	-	С	-	В	В	Α	Α
Другие	Крыльчатка	В	C	-	-	A	-	-	-	_	-	-	B/ C	В	-	-	-	-	-	Α	В
	Штамп	C	-	_	C	В	В	В	C	C	Α	C	В	В	В	Α	В	В	Α	Α	Α
	Ввинчивающийся штамп	C	С	ı	C	В	В	В	C	С	A	C	В	_	_	-	-	A	A	Α	Α
	Фильтрация в скважине	C	-	A	1	1	1	1	В	Α	-	ı	1		A	A	A	A	A	A	В
	Гидравлический разрыв	_	-	В	1	-	_	1	C	С	-	В	-	-	В	В	1	-	С	A	C
	Межскважин- ный/прямой/ /поверхностный сейсмический каротаж	С	С	1	-	-	-	1	-	-	A	-	В	-	A	A	A	A	A	A	A

Применимость: А – высокая, В – средняя, С – низкая, – отсутствует

 $<sup>*\</sup>phi'$  зависит от типа грунта:  $^1$  – только при установке датчика порового давления;  $^2$  – только при установке датчика перемещений.

Параметры грунта: u — статическое давление поровой воды в полевых условиях;  $\varphi'$  — угол эффективного внутреннего трения;  $s_u$  — недренированная прочность на сдвиг;  $m_v$  — коэффициент компрессии;  $c_v$  — коэффициент консолидации;  $\kappa$  — коэффициент фильтрации;  $G_0$  — модуль сдвига при малых деформациях;  $G_0$  — горизонтальное напряжение; OCR — коэффициент переуплотнения;  $G_0$  — зависимость «напряжение—деформация»;  $G_0$  — индекс плотности.

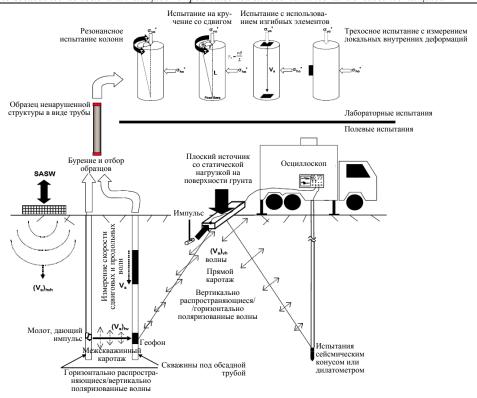


Рис. 4. Полевые и лабораторные методы определения модуля сдвига (Schneider et al., 1999)

чества данных в полевых условиях является измерение энергии, получаемой грунтоносом во время стандартных пенетрационных испытаний (SPT). Известно, что средняя величина потенциальной энергии, получаемой грунтоносом, составляет 60%. Рекомендованные стандарты позволяют вычислить поправки в основном в зависимости от типа грунтоноса, метода опускания молота и формы стержней. Однако при возможности измерить получаемую энергию непосредственно в ходе испытаний удается избежать ошибок, возникающих при усреднении. Сравнение распределения измеренной энергии, получаемой грунтоносом во время двух испытаний SPT на мелкозернистых песках (рис. 5), показывает, что количество энергии, получаемой при использовании одинакового оборудования, колеблется в пределах 60...90%. Поэтому, если в проекте предусмотрено в основном определение параметров грунта путем измерения количества ударов в испытаниях SPT (например, при определении подверженности разжижению), всегда рекомендуется измерять энергию, получаемую грунтоносом.

Два последних примера отражают общую тенденцию роста популярности неразрушающих методов измерения.

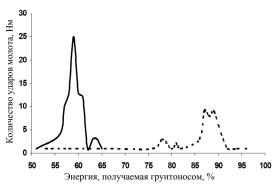


Рис. 5. Гистограмма частоты распределения энергии, получаемой грунтоносом во время стандартных пенетрационных испытаний

Свойства и параметры грунта

1.3.1. Определение характера напластования грунтов (профиля грунта)

Основной информацией для геотехнической характеристики любой площадки строи-

тельства является классификация грунта. Обычно такую информацию получают на основе лабораторных испытаний образцов, отобранных из скважин. При этом объем исследуемого грунта невелик, поэтому полученных данных недостаточно. Из-за нехватки данных и с учетом присущей грунтам пространственной вариативности геологические разрезы в большинстве случаев основываются на интерполяциях. Это вносит неопределенность в процесс оценки геотехнических условий для рассматриваемого основания. На рис. 6 приводится пример такой неопределенности, здесь график распределения коэффициента пористости строится на основе измерения скорости сдвиговой волны в грунтах трех видов. Сплошной линией показан эталонный грунт - мелкозернистый песок, пунктиром распределение коэффициента пористости для грунтов, один из которых содержит на 10% меньше пылеватых частиц, чем эталонный, другой - на 10% больше. Различия в величинах коэффициента пористости значительны. Такие различия могут быть решающими, если реакция грунта контрактная или дилатантная (Lipinski, 2000), решения некоторых проблем, например, при оценке предрасположенности грунта к разжижению.

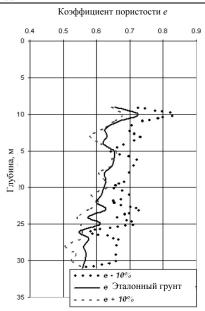


Рис. 6. Влияние изменения количества пылеватых частиц на распределение коэффициентов пористости для пылеватых песков

Поэтому инженеры-геотхники активно используют потенциал статических испытаний, с помощью которых можно получить дополнительную (по отношению к полученной при исследовании скважин) информацию

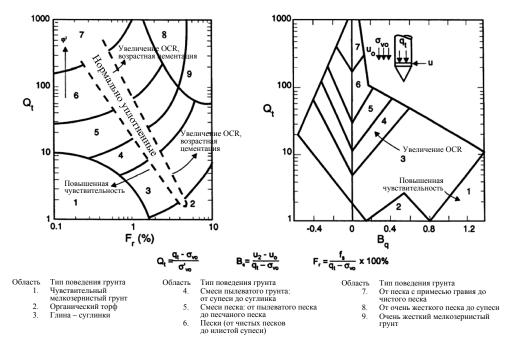


Рис. 7. График классификации типов поведения грунтов на основе нормализованных данных испытаний СРТ/СРТU (Robertson, 1990)

для определения типа грунта. Наиболее комплексная работа по классификации грунта основывается на нескважинном зондировании - это электрические пенетрационные испытания конусом (СРТ). Данный подход можно представить в виде графика в осях сопротивления внедрению конуса и нормализованного трения муфты, отражающего тип грунта или более четко описывающего поведение определенного типа грунта. После проведения такой работы (Douglas & Olsen, 1981) предпринимались попытки усовершенствования методики (Olsen, 1984, 1995; Douglas et al., 1985; Senneset & Janbu, 1985; Robertson, 1986; Olsen & Farr, 1986; Robertson, 1990; Olsen & Mitchell, 1995). Чаще всего, видимо, используется график (см. рис. 6), предложенный Робертсоном (Robertson, 1990) и основанный на результатах измерения во время пенетрационных испытаний сопротивления внедрению конуса  $q_c$ , трения муфты,  $f_s$  и порового давления  $u_2$ . Однако нужно с осторожностью использовать определенный тип поведения грунта. На графике не учитываются история нагружения, макрофактура, минералогический коэффициент пористости и жесткость грунта.

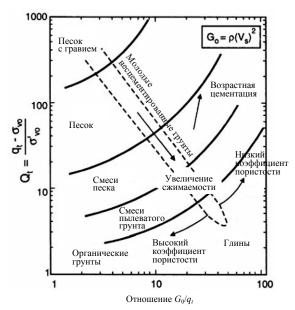


Рис. 8. График классификации типов поведения грунтов, основанный на нормализованных величинах сопротивления внедрению конуса и модуля сдвига при малых деформациях (Robertson et al., 1995)

На рис. 8 показан усовершенствованный график классификации (Robertson et al., 1995), в основу которого положены нормализованное сопротивление внедрению конуса ( $Q_t$ ) и отношение модуля сдвига при малых деформациях к сопротивлению внедрению конуса ( $G_0/q_t$ ). Модуль сдвига при малых деформациях выводится непосредственно из скорости сдвиговой волны на основе теории упругости.

$$G_0 = \rho V_s^2$$
,

где  $\rho$  — общая плотность;  $V_s$  — скорость сдвиговой волны.

#### 1.3.2. Переменные начального состояния

#### Относительная плотность и ее ограничения

Известно, что реакция несвязного грунта при его дренированном или недренированном нагружении зависит от начального состояния этого грунта. Обычно инженеры определяют начальное состояние песка по относительной плотности  $D_r$ . Концепция относительной плотности разработана достаточно давно (Burmister, 1948) и использование данного параметра с самого начала было связано с некоторой неопределенностью (Tavenas & La Rochelle, 1972; Bowles, 1982). Несмотря на явные недостатки, данный метод до сих пор активно применяется в практике геотехнического строительства. Наиболее широко используемые графики для определения относительной плотности основываются на величинах сопротивления внедрению конуса, зафиксированных в ходе статических пенетрационных испытаний СРТ. В качестве примера можно привести график Балди (Baldi et al., 1986), основанный на калибровке испытаний в камере на образцах песка Тичино (рис. 9).

Основные ограничения и недостатки метода определения относительной плотности относятся к неопределенностям, ассоциирующимся со всеми тремя компонентами (величины коэффициента пористости), влияющими на реальное значение  $D_r$ . Это влияние увеличивается, если в крупнозернистом материале содержится большое количество частиц (в данном случае рассматривается фракция после просеивания через ASTM # 200, т. е. 0,075 мм). Можно предположить, каким будет

предельное содержание пылеватых частиц, необходимое для оправдания применения концепции относительной плотности. Обычно допускается 10...15% пылеватых частиц. Авторы статьи считают, что область применения концепции относительной плотности зависит от характеристик сжимаемости грунта. Если содержание пылеватых частиц достаточно велико, это свидетельствует о том, что в результате приложения нагрузки реальный коэффициент пористости зависит не от начальной величины (соответствующей нулевому или очень малому начальному эффективному напряжению), а от величины прикладываемой нагрузки. Это означает, что испытуемый материал работает, скорее, как глина, чем песок. Это и есть естественная граница применимости концепции относительной плотности. По мнению авторов, предельные величины содержания пылеватых частиц в грунте составляют 20...25%.

Вторым серьезным ограничением является невозможность учитывать уровень напряжений. Однако это ограничивает область применения относительной плотности только как параметра начального состояния. Склонность несвязного грунта к контракции или дилатации при сдвиге определяется уровнем напряжений и относительной начальной плотностью, оба параметра влияют на реальное состояние материала.

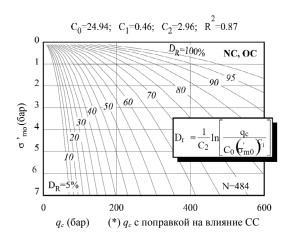


Рис. 9. Относительная плотность нормально уплотненных и переуплотненных кремниевых песков (Baldi et al., 1986)

#### Параметр состояния

Параметр состояния  $\psi$  не имеет всех вышеперечисленных недостатков (Been & Jefferies, 1985) и определяет различие между величинами коэффициента пористости грунта в начальном состоянии  $e_0$  и коэффициента пористости  $e_{ss}$  при той же средней величине эффективного напряжения p', но спроецированной на прямую критического состояния для исследуемого материала.

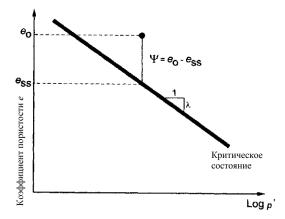
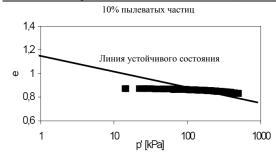


Рис. 10. Определение параметра состояния (Been & Jefferies, 1985)

Введение параметра состояния — значительный прогресс в описании состояния материала, поскольку он представляет коэффициент пористости и уровень напряжения как единое число. Однако определение параметра состояния подразумевает, что компрессионная кривая и прямая устойчивого состояния параллельны, что справедливо не для всех материалов. Существуют данные, показывающие, что компрессионная кривая и линия устойчивого состояния не параллельны. Это можно объяснить различным наклоном компрессионных кривых для рыхлых и плотных грунтов, а также для грунтов различной текстуры.

Кроме того, мало данных о влиянии содержания частиц на изменение наклона компрессионной кривой. Для изучения данного вопроса проверялось соотношение компрессионной кривой и линии устойчивого состояния для материалов различной плотности и текстуры (рис. 11). Характеристики сжимаемости относятся к диапазону напряжений 10...700 кПа, который чаще всего встречается в практике строительства.



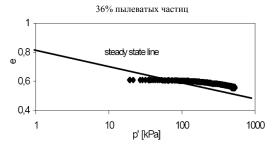


Рис. 11. Изменение параметров состояния с увеличением напряжения для песков с 10 и 36%-ным содержанием частиц

Полученные результаты показывают, что расположение компрессионных кривых по отношению к линиям устойчивого состояния зависит от материала и диапазона напряжений. Для песчаных образцов, содержащих 10% частиц, компрессионная кривая имеет значительно меньший наклон, чем линия устойчивого состояния. Компрессионная кривая для песчаного грунта не может быть параллельной линии устойчивого состояния. Это указывает на то, что при увеличении эффективного напряжения изменяется состояние материала.

По-другому ведут себя образцы пылеватого грунта. После пересечения линии устойчивого состояния наклон компрессионной кривой изменяется, и две линии становятся почти параллельными по мере увеличения средней величины эффективного напряжения. Изменение расстояния между компрессионной кривой и линией устойчивого состояния при увеличения напряжения означает, что параметр состояния у изменяется с ростом напряжения. Это имеет очень важные практические последствия. Грунт, дилатирующий при малых напряжениях, может начать контрактировать при увеличении эффективного напряжения.

#### 1.3.3. Прочность на сдвиг

Пески

В практике строительства определение пикового угла трения  $\phi_p$  обычно основывается на результатах статических пенетрационных испытаний СРТ и DMT. В данном случае можно вывести два основных подхода (Jamiolkowski & Lo Presti, 2000, Jamiolkowski et al., 2001).

При первом подходе можно использовать результаты СРТ и DMT испытаний, он относится к применению существующих теорий несущей способности (Durgunoglu & Mitchell, 1975; Janbu & Senneset, 1974; Vesic, 1975, 1977; Salgado, 1993; Salgado et al., 1997). В данном случае измеряется несущая способность (сопротивление внедрению конуса  $q_c$  в ходе испытаний СРТ и сопротивления клапана при DMT испытании), поэтому для вычисления  $\phi_p$  используется формула, описывающая несущую способность.

Второй подход заключается в определении  $D_r$  по результатам тех же пенетрационных испытаний, но в полевых условиях. После определения величины частиц  $D_r$  можно найти  $\phi_p$  по формуле  $\phi_p = f$ , предложенной Шмертманном (Schmertmann, 1978) (рис. 12), или, используя более сложное, итеративное уравнение дилатансии Болтона (Bolton, 1986)

$$\varphi_p - \varphi_{cv} = m \{ D_r[Q - \ln(\sigma'_{mf})] - R \}$$
  $\varphi_p \ge \varphi_{cv}$ 

где  $\varphi_p$  — пиковый угол трения,°;  $\varphi_{cv}$  — угол трения при постоянном объеме, °; m — коэффициент, равный 3 или 5, соответственно для осесимметричной (TX) и плоской (PS) деформаций;  $D_r$  — относительная плотность; Q — прочностной параметр частиц (в диапазоне 5,5...10 в зависимости от грансостава материала);  $\sigma'_{mf}$  — среднее эффективное напряжение при разрушении, кПа; R — коэффициент, который в первом приближении является функцией ( $\varphi_{cv}$  —  $\varphi_{\mu}$ ), обычно принимаемый равным 1 для песков;  $\varphi_{\mu}$  — угол чистого трения между гладкими поверхностями минералов, составляющих песок.

Современная практика геотехнического строительства показывает, что подход, основанный на эмпирической оценке  $D_r$  на основе СРТ и DMT до окончательного определения  $\phi_n$  при различных уровнях обжимающих

напряжений, является гораздо более надежным и широко используемым.

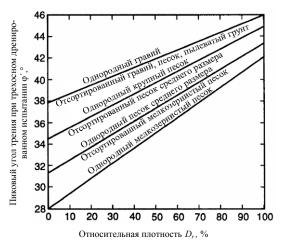


Рис. 12. Зависимость между  $\phi'$  и  $D_r$  (Schmertmann, 1978)

Недренированная прочность на сдвиг глин

Эталонная недренированная прочность на сдвиг для определенного уровня напряжения и анизотропия обычно определяются из трехосных испытаний (TXCIU или TXCK<sub>0</sub>U). Не рассматривая проблему нарушения структуры образца, можно получить реалистичную величину прочности на сдвиг для нормально уплотненных или недоуплотненных грунтов при условии, что напряжения при консолидации и процедура испытания выбираются должным образом. Однако в случае переуплотненных грунтов неизбежны значительные искажения и ошибки из-за неполного водонасыщения грунта. Поэтому для низких и средних уровней напряжения величины недренированной прочности на сдвиг переоцениваются. Во избежание такой ситуации прибегают к насыщению образца водой обратным давлением и используют критерии полной водонасыщенности грунта. Для переуплотненных глин с низкой и высокой пластичностью не следует стремиться к достижению строгих величин параметра Скемптона (В) (Lipinski Wdowska, 2004), равных 1, чрезмерно увеличивая обратное давление. Исследователи заключили, что для переуплотненных глин параметры B, описывающие полное водонасыщение, имеют следующие значения: для суглинков —  $B \ge 0.8$ ; для глин средней пластичности  $B \ge 0.7$ , высокой пластичности  $B \ge 0.4$ .

Другим важным эталонным испытанием для определения недренированной прочности на сдвиг в связных, в частности слабых грунтах, является испытание на сдвиг крыльчаткой (FVT). Основные предположения, введенные еще Олсоном в 1919 г., до сих пор остаются в силе (Flodin & Broms, 1981):

распределение касательных напряжений вдоль вертикальных и горизонтальных поверхностей однородно;

в измеренных значениях прочности на сдвиг не учитывается анизотропия.

С тех пор накоплен большой опыт (напр., Ass, 1965; Wroth, 1984). Некоторые исследователи (например, Wroth, 1984) говорили о неравномерном распределении прочности на сдвиг. Анализируя зависимость между геометрическими характеристиками крыльчатки Н/D и изменениями прочности на сдвиг, можно определить недренированную прочность на сдвиг с учетом ее анизотропии (Schnaid, 2005):

$$S_{uv} = \frac{2T}{\prod D^3 \left(\frac{H}{D} \frac{1}{(n+3)} \frac{S_{uh}}{S_{vu}}\right)}$$

Тенденция к более частому использованию стандартизованных методов, с помощью которых можно получить наиболее обширную информацию об исследуемом грунте, способствует тому, что для определения геотехнических параметров все чаще применяют испытание пьезоконусом. Ниже приводится основная формула, связывающая величины недренированной прочности на сдвиг и сопротивления внедрению конуса:

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_0}{N_C},$$

где  $\sigma_0$  — вертикальное напряжение;  $N_c$  — теоретический коэффициент конуса. Величина  $N_c$  в основном зависит от показателя жесткости  $I_r$ , который определяется из соотношения жесткости (представленной модулем сдвига G) и недренированной прочности на сдвиг  $S_u$ .

Существуют различные теоретические подходы к определению  $N_c$  (Vesic, 1975; Balign, 1975; de Beer, 1977; Teh & Hulsby,

1991; Yu & Mitchell, 1998; Su & Liao, 2002; Abu-Farsakh et al., 2003; Yu, 2004). В них использовались (Schnaid, 2005) теории несущей способности и расширения пустот; методы траектории деформации и конечных элементов.

Параллельно с теоретическими способами величину *N* определяют эмпирически:

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_u},$$

где  $q_t$  определяется с поправкой для площади внедрения конуса;  $\sigma_{v0}$  – вертикальное напряжение в полевых условиях.

Обычно величины  $N_{kt}$  колеблются в диапазоне 10...20, но непосредственное сравнение результатов, полученных в ходе испытаний конусом и трехосных испытаний, дает большие величины для предварительно сильно уплотненных глин (от 22 для глин высокой пластичности до 32 для песчаных суглинков).

## 1.3.4. Жесткость

Жесткость грунта оценивается с помощью разных модулей. Среди модулей, выводимых из теории упругости, в геотехнической литературе чаще всего упоминается модуль сдвига G. Гардин и Блэк (Hardin & Black, 1968) определили основные факторы, которые являются составляющими реальной величины модуля сдвига. Для рассматриваемого грунта это вертикальное эффективное напряжение  $\sigma'_{10}$ , коэффициенты пористости и переуплотнения, текстура грунта, температура и степень водонасыщения.

Последовательность переменных в списке отражает степень их воздействия на величину жесткости грунта. В лабораторных условиях экспериментальную базу для вычисления начальной (или максимальной) жесткости, соответствующей реальной упругой работе грунта, составляют резонансные испытания колонн и измерения скорости сдвиговых волн (Hardin & Drnevich, 1972; Hardin, 1978; Jamiolkowski et al., 1995; Tatsuoka et al., 1997; Lo Presti et al., 1999). Почти все приводимые в геотехнической литературе формулы для вычисления начальной жесткости ассоциируются с напряженным состоянием, коэффици-

ентом пористости и некоторыми выражениями (обычно константными) для количественной оценки текстуры грунта. Для примера приведем формулу, предложенную в работе Jamiolkovski et al. (1995):

$$G_0 = 480(e)^{-1.43} (\sigma'_v)^{0.22} (\sigma'_h)^{0.22} (p_a)^{1-2(0.22)}$$

где e — коэффициент пористости;  $\sigma'_v$  — вертикальное эффективное напряжение;  $\sigma'_h$  — горизонтальное эффективное напряжение;  $p_a$  — атмосферное давление.

Для общей оценки начальной жесткости можно воспользоваться результатами испытаний СРТ, например, использовать формулу, предложенную Маупе & Rix (1993):

$$G_0 = 406 q_c^{0.695} e_0^{-1.130} (\kappa \Pi a)$$

Однако начальная жесткость, определенная в лаборатории или непосредственно из результатов полевых сейсмических исследований, не может рассматриваться в качестве рабочего параметра, который можно сразу же применять для расчета деформации грунта. За последние 20 лет исследователи доказали, что напряженно-деформированное состояние грунта при деформациях до разрушения нелинейно (например, Jardine et al., 1984; Burland, 1989; Tatsuoka & Shibuya, 1991; Jardine et al., 1991; Jardine, 1992, 1994). Слово «малый» по отношению к уровню деформаций приобрело новое значение: теперь это диапазон порядка  $10^{-4}...10^{-2}$  %. Последовательные объяснения нелинейности поведения грунта при нагружении рассматриваются в работах Jardine et al., (1991), Hight & Higgins, (1995) и Лероэя и Хайта (Hight & Leroueil, 2003). Эта гипотеза проиллюстрирована на рис. 13, где множественные поверхности текучести определяют возможные зоны упругости  $(Y_1)$ , нелинейной, но восстановимой деформации  $(Y_2)$  и начала пластической деформации  $(Y_3)$ .

Согласно рис. 13, определение указанных зон основывается на точных измерениях линейной и объемной деформаций или увеличения давления поровой воды. При этом мы сталкиваемся с постоянным несоответствием результатов лабораторных и полевых испытаний и полномасштабной работы грунта. Нелинейный процесс уменьшения жесткости стимулировал развитие лабораторных и полевых методов исследования, направленных

на изучение поведения грунта при малых уровнях деформаций. Возникает вопрос, как соотнести рабочий уровень деформации и поведение различных конструкций (стен, тоннелей, фундаментов). Также необходимо оценить диапазон деформаций, в которых проводятся различные испытания. Ниже (рис. 14) приведен пример такого подхода (Маупе & Schneider, 2001).

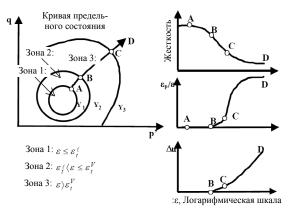


Рис. 13. Схема множественных поверхностей текучести и реакции грунта (Jardine et al., 1991)

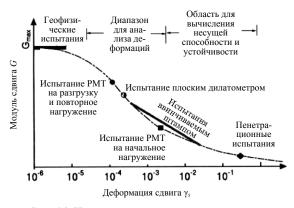


Рис. 14. Изменение модуля сдвига с уровнем деформации при разных типах полевых испытаний (Mayne & Schneider, 2001)

# АКТИВНОЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

# Общие замечания

При инженерно-геологических изысканиях на площадках строительства необходимо помнить об ограничениях полевых и лабораторных испытаний, а также о несовершенстве моделей грунта, применяемых в геотехниче-

ском проектировании. Также нужно учитывать порой очень сложные геологические условия площадки и ее историю. Поэтому в некоторых ситуациях логично проверять данные изысканий с помощью метода наблюдений. Впервые этот метод был предложен Терцаги, а затем сформулирован Пеком (Реск, 1969). Основной принцип метода наблюдений — мониторинг геотехнического проекта в процессе строительства. Подчеркнем, что данный принцип соответствует теме конференции — «активное геотехническое проектирование».

Метод наблюдений, сформулированный Пеком (Peck, 1969), включает: исследование, достаточное для того, чтобы установить общую природу, образцы поведения и свойства слоев грунта, не углубляясь в детали;

оценку наиболее возможных условий и наиболее неблагоприятных отклонений от них. В данной оценке ведущая роль часто принадлежит геологии;

разработку проекта, основанного на рабочей гипотезе поведения грунта в наиболее возможных условиях;

выбор количественных показателей, за которыми необходимо наблюдать в процессе строительства, и расчет их предполагаемых величин на основе рабочей гипотезы;

вычисление значений тех же параметров в наиболее неблагоприятных условиях, сопоставимых с доступной информацией относительно грунтовых условий;

предварительный выбор последовательности действий или изменений в проекте для каждого значительного отклонения от рабочей гипотезы, прогнозируемого с помощью метода наблюдений;

измерение параметров для наблюдения и оценку реальных условий;

изменения в проекте в соответствии с реальными условиями.

Метод наблюдений исключительно полезен для конструкций, которые строятся в несколько стадий, например, при откопке глубокого котлована открытым способом, сооружении насыпей на слабых грунтах в несколько этапов, строительстве насыпей хвостохранилищ с использованием инструментария высшего уровня. Следующая стадия строительства основывается на наблюдениях

за поведением грунта на предыдущей стадии. Анализ последней дает возможность внести изменения в проект исходя из текущих условий.

Основные элементы метода наблюдений – регулярные сбор и анализ критических наблюдений. Система мониторинга должна предоставлять комплексную информацию и быть откалиброванной и надежной. Следует тщательно выбирать инструменты для мониторинга и устанавливать их в нужных точках. Важно использовать несколько видов инструментов и измерений, например, автоматические показания пьезометра нужно проверять вручную. В табл. 2 приводится перечень оборудования, наиболее часто применяемого для мониторинга в геотехническом строительстве.

Использование метода наблюдений при строительстве насыпи на слабых грунтах в несколько стадий

Метод наблюдений использовался при строительстве опытной насыпи на очень слабом грунте (прочность на сдвиг  $S_u < 10$  кПа), расположенной в северо-восточной Польше в Антонини. Изыскания проводились при участии Шведского геотехнического института и геотехнического факультета Варшавского сельскохозяйственного университета (Wolski et al., 1988, 1989).

Насыпь устроена на 3-метровом слое торфа и 5-метровом слое известковой гиттии, подстилаемых песками (рис. 15).

Таблица 2 Оборудование для мониторинга в геотехническом строительстве

Тип оборудования	Измерения	Возможность дистанционных измерений	Примеры использования			
Поверхностные марки	Горизонтальные и вертикальные движения	Очень ограниченная	Насыпи, дамбы, поверхность грунта вокруг конструкций и тоннелей			
Глубинные марки	Вертикальные смещения (осадки) глубинных слоев грунта (или составляющих насыпи)	Нет	Насыпи, дамбы			
Гидравлические датчики осадок	Вертикальные неравномерные смещения слоев грунта	Очень большая	Конструкции, построенные на слабых грунтах, тоннели			
Инклинометры	Горизонтальные деформации слоев грунта (как основания, так и насыпи)/ отклонения стен или скальных массивов	Ограниченная	Горизонтальные деформации насыпи или природного грунта, глубинные земляные работы/ крен конструкций (например, подпорных стен)			
Измеритель трещин	Ширина трещин в стенах или скальных породах	Очень большая	Жесткие конструкции (например, тоннели)			
Пьезометры на трубах	Расположение фреатической поверхности	Очень большая	Насыпи, дамбы, естественный грунт			
Пьезометры Казагранде	Давление поровой воды в менее водо- проницаемых слоях	Очень большая	Насыпи, дамбы, естественный грунт			
Датчики порового давления	Поровое давление даже в практически водонепроницаемых слоях	Очень большая	Насыпи, дамбы, естественный грунт			
Датчики давления грунта	Давление грунта внутри насыпей или в контактных зонах фундаментов	Очень большая	Насыпи, зоны контакта между грунтом и конструкцией, тоннели			
Измерители дренажного оттока или пропускной способности котлованов	Пропускная способность (например, фильтрация)	Большая	Дренажные системы насыпей			
Экстенциометры/ штанговые экстенциометры	Внутренние относительные перемещения толщи грунта (внутри насыпей или естественного грунта)/ относительные перемещения между обшивкой и толщей грунта в тоннелях	Очень большая	Насыпи, тоннели, подпорные стены			
Сейсмометры/ акселерометры	Толща грунта/ вибрации насыпи, вызванные естественными и техногенными сейсмическими воздействиями	Очень большая	Конструкции, подвергающиеся естественным или техногенным вибрациям			

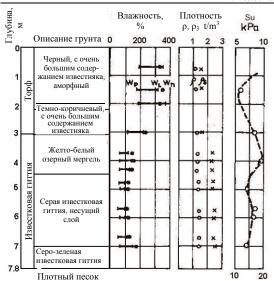


Рис. 15. Начальные свойства грунта на площадке Антонини (Wolski et al., 1988)

Три слоя песка отсыпались постадийно, толщина каждого составляла примерно 1,4 м. Оборудование для мониторинга устанавливали в основание насыпи (рис. 16).

Каждой стадии строительства предшествовало измерение прочности на сдвиг в ходе полевых испытаний крыльчаткой FVT (рис. 17).

Образцы грунта отбирали из основания для проведения лабораторных трехосных испытаний ( $TXCK_0U$ ) и испытаний на прямой сдвиг (DSS). Также выполняются анализ устойчивости в полных и эффективных напряжениях с учетом вычисленных и измеренных в полевых условиях величин порового давления (рис. 18).

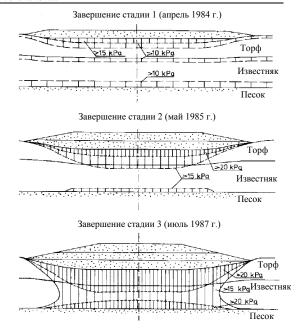


Рис. 17. Распределение величин прочности на сдвиг с учетом корректировки (полученных при испытании крыльчаткой) в разное время под тестовой насыпью и за ее пределами, иллюстрирующее относительное увеличение прочности на сдвиг (общие коэффициенты корректировки SGI) (Wolski et al., 1988)

Строительство велось только тогда, когда в результате консолидации прочность на сдвиг увеличивалась до уровня, гарантирующего устойчивость насыпи в условиях нагружения на следующей стадии.

Использование метода наблюдений позволило обеспечить безопасность процесса строительства по стадиям и достигнуть высо-

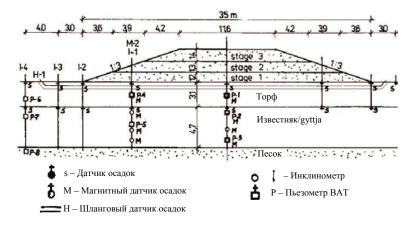


Рис. 16. Размещение оборудования для мониторинга на тестовой насыпи (Wolski et al., 1988)

ты насыпи, по крайней мере в три раза превышающей высоту, определенную при анализе начальных условий в соответствии с классическим подходом для геотехнической характеристики площадки строительства.

Использование метода наблюдений при строительстве дамбы хвостохранилища

Метод наблюдений активно применялся при наблюдении за строительством и работой постфлотационных насыпей хвостохранилищ (после разработки медной шахты) в районе Желазни Мост. Пруд с насыпями хвостохранилищ в районе Желазни Мост — один из самых больших проектов такого рода. Дамбы хвостохранилищ сооружались с использованием открытого метода строительства и на самых высоких секциях достигали 55 м, общий периметр дамб — больше 14 км.

Инженерно-геологические условия рассматриваемой площадки исключительно сложны, прежде всего из-за активности ледниковых слоев. Третичные отложения толщиной более 100 м, подстилаемые миоценовыми песками и гравием с включениями бурого угля, имеют нарушенную структуру верхней части. Это не только ледниково-тектонические неровности верхних слоев высокопластичных глин третичного периода, но и многочисленные складки, а также случайные включения пород. В некоторых разрезах третичные отложения подстилаются более молодыми четвертичными, например валунными глинами. В слоях высокопластичной глины третичного периода встречаются многочисленные плоскости сдвига и поверхности скольжения под разными наклонами в различных направлениях. Расположенные близко к поверхности слои высокопластичных глин, а также валунные глины находятся под значительным влиянием солифлюкции и криотурбации. Не менее сложны и гидрогеологические условия.

В 1992 г. для консультаций по вопросам строительства хвостовых дамб был назначен международный совет экспертов (IBE), в который входили профессор М. Jamiolkowski (председатель), доктор D. Carrier, профессора R. Chandler и К. Hoeg. Они рекомендовали использовать метод наблюдений, так как условия строительства отличались особой сложностью. Каждое увеличение высоты дамбы проектировалось на основе пьезометрических измерений, результатов испытаний СРТU, данных глубинных и поверхностных датчиков, показаний инклинометров и измерений сейсмометров, установленных на п учет сейсмичности, вызванной работами в шахте.

Особую роль метод наблюдений сыграл при сооружении 300-метровой секции восточной дамбы. Эта секция являлась самой высокой (около 55 м) и подвергалась наибольшим горизонтальным смещениям. Самая важная информация была получена по показаниям двух глубинных инклинометров, установленных в 2005 г. на глубине около 100 м. Эти показания свидетельствовали о наличии сдвигов в слоях высокопластичной глины

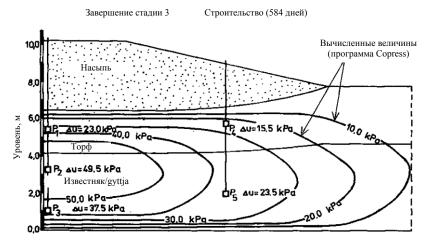


Рис. 18. Измеренные и вычисленные величины избыточного давления поровой воды под тестовой насыпью после приложения нагрузки (Wolski et al., 1988)

третичного периода вблизи линз бурого угля на глубине примерно 60...80 м ниже поверхности. Согласно указанию на эти области сдвига поверхность разрушения располагалась на глубине, равной примерно 1,5 высоты дамбы (по данным начального проекта). С помощью обратного анализа удалось определить  $\phi' = 6^{\circ}$ , c' = 0 кПа (рис. 19), в то время как результаты испытаний высококачественных образцов грунта давали проектные величины прочности на сдвиг по поверхности скольжения высокопластичных  $\phi' = 14.5^{\circ}, c' = 5 кПа. Критические поверхно$ сти разрушения, определенные с помощью этих параметров, находятся гораздо ближе к поверхности, чем определенные на основании показаний инклинометров, а величины коэффициента устойчивости F > 1.

Таким образом, параметры проектирования, определяемые при классической геотехнической характеристике площадки строительства, в сложных геологических условиях, должны тщательно проверяться.

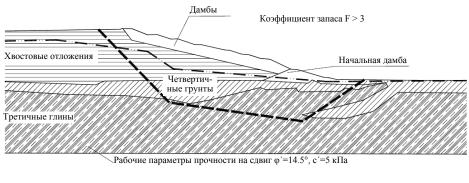
# ПРОВЕДЕНИЕ ИЗЫСКАНИЙ ДЛЯ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗАГРЯЗНЕННЫХ ПЛОЩАДОК СТРОИТЕЛЬСТВА

Сравнительно недавно в центре внимания инженеров-геотехников оказались проблемы, связанные с геоэкологическим строительством, в частности изыскания на загрязненных площадках строительства.

Описанные экологические исследования выбирались с точки зрения инженерагеотехника, специализирующегося на решении вопросов экологии, затрагивающих геоматериалы. Этот метод можно противопоставить междисциплинарному подходу, который используют инженеры-экологи (Shackelford, 2005). Поэтому исследования для восстановления и планирования загрязненных площадок строительства (см. рис. 1) в данной статье не рассматриваются.

#### Исследование

Первым шагом при характеристике площадки строительства с учетом экологических проблем является исследование (см. рис. 1), с



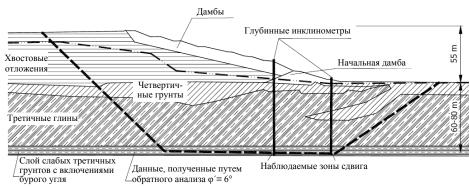


Рис. 19. Влияние результатов мониторинга (показания инклинометров) на выбор параметров для анализа устойчивости

целью определения возможного загрязнения, представляющего угрозу для здоровья людей, окружающей среды или исключающего использование данной площадки в будущем.

Исследование включает осмотр площадки строительства, обзор документов ее использовании и информации, предоставляемой владельцами территории. Например, в американских нормах по предварительным экологическим изысканиям не рекомендуется проводить испытания и отбирать образцы (ASTM, 2000). Для унификации перечня необходимых действий были созданы специальные опросники, которые позволяют составить полное и точное экологическое описание. При исследовании загрязнения на площадке строительства или в непосредственной близости от нее (например, при наличии в прошлом на данном месте предприятия или расположении свалки) экологическое исследование проводится как независимый или дополнительный компонент геотехнических изысканий. Экологические изыскания на площадке строительства

Подготовительная стадия оценки загрязнения площадки чаще всего основывается на полевых методах осмотра, например с помощью фото-ионизационного датчика (PID), что позволяет проводить непосредственные полевые измерения изменяющихся органических составляющих в образцах грунта, отобранных в скважинах или разведочных шурфах (ASCE, 1996).

Экологические исследования площадки строительства могут проводиться как in-situ, так и ex-situ. Испытания ex-situ предполагают отбор образцов грунта, грунтовых вод или газа из скважин или разведочных шурфов и их дальнейший анализ в лабораторных условиях.

При выборе методов для химического лабораторного анализа, помимо многочисленных известных способов, таких как хроматография газа или спектрометрия массива грунта, следует отдавать предпочтение тем, которые направлены на исследование потенциального загрязнения.

Испытания in-situ включают многочисленные методы, быстро развивающиеся в последние годы (рис. 20) (Sinfield & Santagata, 1999). Существуют разрушающие и неразру-

шающие методы испытаний in-situ, методы испытаний ex-situ носят разрушающий характер.

Помимо общих наблюдений для определения признаков загрязнения (водоемов с жидкими загрязнителями, контейнеров с мусором, исчезающей растительности), к неразрушающим методам относятся измерения миграции газов из грунта и некоторые геофизические методы, например радаром, проникающим в толщу грунта (GPR), а также электромагнитные и магнитные измерения. Перечисленные методы помогают косвенным образом выделить области загрязнения, так как последние имеют особые физические свойства.

Хотя неразрушающие испытания предоставляют только данные о качестве грунта, они играют важную роль на подготовительной стадии изысканий. Однако размеры загрязненной области можно быстрее и дешевле определить с помощью разрушающих методов.



Puc. 20. Методы испытаний in-situ (Sinfield & Santagata, 1999)

Оба вида испытаний часто взаимосвязаны, например, испытания радаром (GPR) сопровождаются разрушающими испытаниями в скважинах или разведочных шурфах.

Необходимо помнить, что неразрушающие испытаний без дополнительных испытаний разрушающими методами в основном дают лишь информацию о качестве грунта. Например, исследования загрязненных газов, выходящих из грунта, с помощью неразрушающей технологии (поверхностных датчиков) недостаточны, так как необходимо изучить изменяющиеся источники загрязнений. Это связано с тем, что полевые методы анализа оценивают в основном только качество грунта, а газ, выходящий из грунта, может загрязняться дважды. Так, газ из загрязненного грунта может проходить через весь геологический срез. Поэтому для получения количественных данных необходимо отбирать образцы из скважин или с помощью пьезометров.

Наиболее быстро развивающимися среди разрушающих методов испытания грунта для геоэкологических целей являются различные виды зондирования, например испытания СРТ. Разнообразие методов зондирования для геотехнического и экологического исследования, быстрота проведения испытаний, их повторяемость и относительно низкая стоимость обусловливают их распространение для экологических изысканий.

Испытания СРТ позволяют оценить свойства грунта, кроме того, недавно в процессе разработки высоких технологий был изобретен новый тип грунтоноса Mostap для отбора образцов не только грунта, но и воды, и газа (рис. 21). Острие внутреннего конуса закрепляют на проволоке и поднимают до внедрения в грунт для отбора образцов. Испытания зондированием проводят в так называемом закрытом положении, когда конус находится в нижней части прибора. Более современные системы также снабжены аналитическим оборудованием, что позволяет получить данные о потенциальном загрязнении уже в процессе испытания - это очень важно для выбора места следующего испытания.

Для отбора образцов загрязненной воды часто используют грунтонос Hydropunch, работающий по принципу внедрения зонда (рис. 22). После продвижения устройства на необходимую глубину внешняя тяга поднимается и открывает экран фильтра для поступления воды. Образец воды отбирают с помощью ковша маленького диаметра.

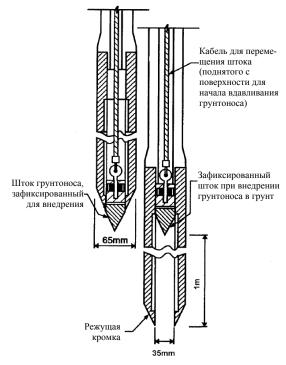


Рис. 21. Грунтонос типа Mostap (Lunne et al., 1997)

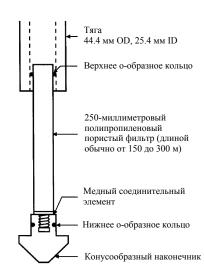


Рис. 22. Пример грунтоноса Hydropunch (Lunne et al., 1997)

Конический пенетрометр может быть оснащен одной или двумя парами электродов в виде латунных или стальных колец для измерения сопротивления. В работе Campanella & Weemees (1990) предложено измерять удельное сопротивление пьезоконусом (рис. 23 взят из работы Lunne et al., 1997) и таким образом

обнаруживать углеводороды, сточные воды от свалок и безводные фазовые жидкости (NAPL).



Рис. 23. Пример конического пенетрометра с двумя кольцами электродов, используемого для измерения сопротивления (Lunne et al., 1997)

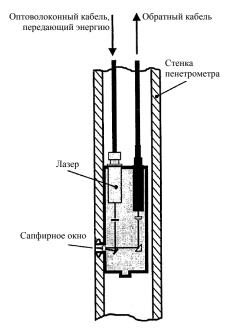


Рис. 24. Испытание LIF в скважине (прибор оснащен лазерным микрочипом)

Недавно появились датчики, основанные на показаниях свечения, вызванного лазером (LIF). Они исключительно полезны для определения углеводородов и таких широко распространенных загрязнителей, как топливо и смазочные материалы. Углеводороды подвергаются ультрафиолетовому излучению, генерируемому лазером. На рис. 24 показан пенетрометр, оснащенный микроскопическим лазером. Генерируемая энергия передается по оптоволоконному кабелю от лазера к сапфирному окну на обшивке пенетрометра, и далее - к окружающей среде. А флюоресцентное свечение от загрязнителей вместе со светом передается через сапфирное окно по второму оптоволоконному кабелю на спектрометр и чувствительный к световым воздействиям датчик, расположенные на поверхности грунта.

Чтобы предотвратить передачу загрязнения, необходимо герметично закрыть отверстие, проделанное пенетрометром, как при бурении скважин. Для этого используют специальный раствор, подаваемый под давлением. Инъецирование можно осуществлять и во время получения данных с пенетрометра. После завершения бурения, отбора образцов и пенетрации в загрязненной области необходимо тщательно очистить оборудование.

При выполнении экологических испытаний особое внимание следует уделять контролю качества (QA/QC). Существуют определенные требования к отбору и хранению образцов, калибровке оборудования для испытаний, а также инструкции по дезинфекции

В последнее время при характеристике загрязненных площадок все чаще требуется оценка механических свойств (прежде всего жесткости) индустриальных отходов, на которые воздействует динамическое уплотнение, для последующего их захоронения. Данная проблема подробно анализировалась в работах Van Impe (1994), Bouazza et al. (1996).

Исследования плотности твердых индустриальных отходов проводятся методом СРТ (рис. 25), полученные результаты сильно расходятся с данными природного геологического разреза. Величины трения по боковой поверхности и сопротивления по острию конуса для твердых отходов более изменчивы, чем для естественных грунтов.

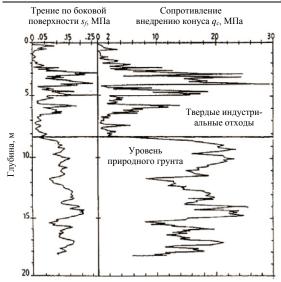


Рис. 25. Результаты испытаний СРТ на свалке Мальденген

#### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В последние 50 лет наблюдается заметный прогресс в развитии гео-инженерных дисциплин: разрабатываются новые научные теории, методы испытаний, появляются высокоэффективные инженерные решения. Однако из-за наличия сложных геотехнических условий и разнообразия грунтов инженер-геотехник всегда должен осознавать несовершенство инженерно-геологических изысканий на площадках строительства. Необходимо помнить и об ограничениях полевых и лабораторных испытаний. Все это делает геотехническое проектирование достаточно консервативным.

Предложенные инженерные решения позволят приблизиться к реальным геотехническим условиям, которые могут значительно отличаться от получаемых при характеристике площадок. «Активное геотехническое проектирование» помогает справиться со сложностями и ограничениями, возникающими при характеристике площадок. Для более объемных и сложных конструкций рекомендуется применять метод наблюдений, существующий в рамках «активного геотехнического проектирования».

Рост количества методов полевых и лабораторных испытаний требует адекватных

критериев выбора методов для решения геотехнических проблем. В простых проектах следует избегать сложных методов исследования и анализа грунта. При строительстве сложных сооружений, напротив, необходимо использовать многочисленные и разнообразные методы исследования. Инвестор должен осознавать, что экономия на изысканиях выльется в несопоставимо большие затраты на строительство и эксплуатацию конструкции.

При характеристике площадок строительства необходимо выявлять опасные загрязнения грунта и при их наличии проводить предварительное исследование и экологические изыскания с использованием последних разработок в области пенетрационных исследований (пенетрометров, оснащенных различными датчиками). В ходе проведения исследований необходимо соблюдать меры безопасности, чтобы не спровоцировать дальнейшее расширение зоны загрязнения.

## БЛАГОДАРНОСТИ

Авторы статьи выражают благодарность и признательность своим коллегам из Geoteko Ltd. за помощь в подготовке данной лекции, благодарят профессора М. Ямиолковского за ценные рекомендации.

Авторы также выражают признательность администрации медной шахты в Рудне КGHM за разрешение на публикацию данных по применению метода наблюдений для мониторинга дамб хвостохранилищ в районе Желазни Мост

Получение некоторых экспериментальных данных, собранных при подготовке этой статьи, проходило при финансовой поддержке Министерства науки, исследования и информационных технологий Польши в рамках проекта № 5 Т07Е03824.

# Список литературы

Abu-Farsakh, M.; Tumay, M. and Voyiadjis, G. 2003. Numerical parametric study of piezocone penetration test in clays. *Int. J. of Geomech., ASCE,* 3 (2): 170–181.

Ass, G. 1965. A study of the effect of vane shape and rate of strain in the measured values of

in situ shear strength of clays. *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, 1:141–145.

ASCE, American Society of Civil Engineers. 1996. Environmental Site Investigation Guidance Manual

ASCE Manuals and Reports on Engng. Practice, No 83.

ASTM Special technical publication. 1984. Strength Testing of Marine Sediments; Laboratory and In Situ Measurements. Symp., San Diego, STP 883, 41–54.

ASTM Standards: E1527. Practice for Environmental Site Assessment: Phase I: Environmental Site Assessment Process. 2000.

Atkinson, J.H. and Sallfors, G. 1991. Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests. *Proc. of 10<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Florence, 915–959.

Baldi, G.; Bellotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M. & Pasqualini, E. 1986. Interpretation of CPTs and CPTUs; 2nd part: drained penetration of sands.

Proceedings of the Fourth International Geotechnical Seminar, Singapore, 143–156.

Baligh, M.M. 1975. Theory of deep site static cone penetration resistance. *MIT, Cambridge, Mass. Public.* R75–56.

Baligh, M.M.; Azzouz, A.S. and Chin, C.T. 1987. Disturbance due to ideal tube sampling. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE,* Vol. 113, GT7, 739–757.

Barański, T. and Wolski. W. 1986. Lateral Strain Measurement by an Ultrasonic Method. *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892*. Philadelphia, pp. 516–525.

Been, K. and Jefferies, M.G. 1985. A state parameter for sands. *Geotechnique*, 35 (2), 99–112.

Bolton, M.D. 1986. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36 (1), 65–78.

Bouazza, A.; Van Impe, W.F. and Haegeman, W. 1996. Ouality control of dynamic compaction in municipal solid waster fills. *Proc.of the 2nd Intern. Congress on Environm. Geotech., Osaka*, vol. 2: 635–641.

Bowles, J.E. 1982. Foundation Analysis and Design, Mc Grout-Hill.

Burland, J.B. 1989. Small is beautifull: the stiffness of soil at small strain, *Can. Geotech. J.*, 26: 499–516.

Burland, J.B. 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays, *Geotechnique* 40 (3), 329–378.

Burmister, D.M. 1948. The Importance and Practical Use of the Relative Density in Soil Mechanics. *ASTM Proc.*, 48, 1249–1268.

Campanella, R.G. and Weemees, I. 1990. Development and use of electrical resistivity cone for groundwater contamination studies. *Canadian Geotech. Journal*, 27 (5), 557–567.

Clayton, C.R.I.; Siddique, A. and Hopper, R.J. 1998. Effects of sampler design on tube sampling disturbance – numerical and analitycal investigations. *Geotechnique*, 48, No. 6, 847–867.

de Beer, E.E.W. 1977. Static cone penetration testing in clay and loan. *Sondeer Symp*. Utrecht.

de Mello, V.F.B. 1971. The standard penetration test. 4<sup>th</sup> Panamerican Conf. Soil. Mech. Found. Engng., Porto Rico, 1:1–87.

Douglas, B.J. and Olsen, R.S. 1981. Soil classification using electric cone penetrometer. Cone Penetration Testing and Experience. *Proc. of the ASCE National Convention*, St. Louis, 209–227.

Douglas, B.J.; Strutynski, A.I.; Mahar, L.J. and Weaver, J. 1985. Soil strength determinations from the cone penetrometer test. Civil Engineering in the Arctic Offshore. *Proc. oh theConf. Arctic '85*, San Francisco, 153–161.

Durgunoglu, H.T. and Mitchell, J.K. 1975. Static penetration resistance of soils. 1st *Proc. of the ASCE Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties*. Raleigh, 1, 151–189.

Flodin, N. and Broms, B. 1981. History of civil engineering in soft clay. In *Soft clay engineering*, Chap. 1, pp. 27–156 (eds. E. W. Brand & R.P. Brenner). Amsterdam: Elsevier.

Haegeman, W. and Van Impe, W.F. 1995. Developments in SAWS testing. *Proc. 11th Eur. Regional Conf. on Soil Mechs and Fndns Engng., Danish Geotechnical Society, Bulletin 11*, vol. 1, Copenhagen: 133–140.

Hardin, B.O. and Black, W.L. 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 95-SM6, 1531–1537.

Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. 1972. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Jour. of SMF Div., ASCE*, 98-SM7, 667–692.

Hardin, B.O. 1978. The nature of stress-strain behavior for soils. *Proc. ASCE Geot. Div. Speciality Conf. on Eathquake Engng. and Soil Dynamics*, Pasadena, Vol. 1: 3–90.

Hartlen, J. and Wolski, W. 1996. *Embankments on Organic Soils*, Amsterdam: Elsevier.

Hight, D.W. 2000. Sampling methods: evaluation of disturbance and new practical techniques for high quality sampling in soils. *Proc. of 7th National Congress of the Portuguese Geotech. Society*, Porto.

Hight, D.W. and Higgings, K.G. 1995. An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and application. *Proc. of Int. Symp. Pre-Failure Deformation of Geomaterials*. ISHokkaido, Balkema, 2, 909–945.

Hight, D.W. and Leroueil, S. 2003. Characterisation of soils for engineering purposes. *Charact. and Engng. Properties of Natural Soils*, Balkena Publishers, 1: 543–598.

Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. & Lancellotta, R. 1985. New developments in field and laboratory testing of soils. *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, San Francisco, Vol. 1, pp. 57–153.

Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Lo Presti, D.C.F. 1995. Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays. Keynote Lecture 3, *Proc. Int. Symp. on Pre-Failure Deformation Charact. of Geomaterials*, Sapporo, Vol. 2: 817–836.

Jamiolkowski, M. and Lo Presti, D. 2000. Shear strength of coarse grained soils from in situ tests. A compendium. *Proc. 4th International Geotech. Engng. Conf.*, Cairo, Egypt.

Jamiolkowski, M.; Lo Presti, D.C.F. and Manassero, M. 2001. Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT. *Proc. of C.C. Ladd Symposium*, M.I.T, Cambridge, Mass.

Janbu, N. and Senneset, K. 1974. Effective stress interpretation of in situ static penetration tests. *Pros. ESOPT I, Stockholm.* Vol. 2.2, pp. 181–194.

Jardine, R.J., Symes, M.J. and Burland, J.B. 1984. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. *Geotechnique*, 34(3): 323–340.

Jardine, R.J.; St. John, H.D.; Hight, D.W. and Potts, D.M. 1991. Some practical applications

of a non-linear ground model. *Proc. of* 10thEuropean Conf. on Soil

Mech. and Found. Engng., Florence, 1: 223–228

Jardine, R.J. 1992. Some observations of the kinematic nature of soil stiffness. *Soil & Found.*, 32(2): 111–124.

Jardine, R.J. 1994. One perspective of the prefailure deformation characteristics of some geomaterials. *Int. Symp. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS-Hokkaido, Sapporo.

Kuwano, J. and Kataragi, M. 2001Recent state of laboratory stress-strain tests on geomaterials in Japan. *Proc.of International Society for Soil Mech. And Geotech. Engng.*,47–53.

Leroueil, S. and Hight, D.W. 2003. Behaviour and properties of natural and soft rocks. *Charact. And Engng. Properties of Natural Soils*, Balkema, 1, 29–254.

Lipiński, M.J. 2000. Undrained response of cohesionless soils to monotonic loading. *Ph.D. thesis*, Technical University of Gdańsk.

Lipiński, M.J. and Wdowska, M.K. 2004. Saturation Criteria in back pressure method for overconsolidated clays. *II National conf. on soilstructure interaction*, Białowieża - Białystok (in Polish), pp. 71-80. Lo Presti, D.C.F., Palara, O., Jamiolkowski, M. and Cavallaro, A. 1999. Anisotropy of small strain stiffness of undisturbed and reconstituted clays. *Proc. 2nd Int. Symp. on Pre-Failure Deformation Charact. of Geomaterials*, IS-Torino 99, Torino, Vol. 1: 11–18.

Lo Presti, D.C.F., Shibuya, S. and Rix, G.J. 2001. Innovation in soil testing. *Proc. Symp. on Pre-failure Charact. of Geomaterials*, Torino, Vol. 2: 1027–1076.

Lunne, T.; Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. 1997. Cone penetration testing in geotechnical practise, *Blackie Academic & Professional*, London, 312 p.

Marchetti, S. 1980. In situ tests by flat dilatometer. *Journal of Geot. Engng. Div. ASCE*, Vol. 106 (GT3): 299–321.

Mayne, P.W. and Rix, G.J. 1993. Gmax-qc relationships for clays. *ASTM Geotech. Testing J.*, 16 (1): 54–60.

Mayne, P.W. and Schneider, J.A (2001). Evaluating Axial Drilled Shaft Response by Seismic Cone. Foundations & Ground Improve-

ment, GSP No. 113, (Proceedings, GeoOdyssey 2001), ASCE, Reston/VA, 655–669.

Mitchell, J.K. 1976. Fundamentals of Soil Bahaviour, *J. Wiley&Sons*, New York.

Mitchell, J.K. and Keaveny, J.M. 1986. Determining sand strenth by penetrometers. *Pros. ASCE GSP No. 6 Use of In Situ Tests in Geotech. Engng., Blacksburg, Va., pp.*823–929.

Olsen, R.S. 1984. Liquefaction analysis using the cone penetrometer test. *Proc. of the 8th World Conf. on Earthquake Engng.*, San Francisco, 3, 247–254.

Olsen, R.S. and Farr, J.V. 1986. Site characterization using the cone penetration test. *Proc.of the ASCE Specialty Conf. In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotech. Engng, Blacksburg, 854–868* 

Olsen, R.S. and Mitchell, J.K. 1995. CPT stress normalization and prediction of soil classification. *Proc. of the International Symp.on Cone Penetration Testing, CPT '95*, Linköping, Sweden, 2, 257–262.

Peck, R.B. 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique* 19, No. 2, 171–187.

Robertson, P.K.; Campanella, R.G.; Gillespie, D. and Greig, J.1986. Use of piezometer cone data. *Proc. The ASCE Specialty Conf. In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotech. Engng.*, Blacksburg, 1263–1280.

Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27 (1), 151–158.

Robertson, P.K.; Sasitharan, S.; Cunning, J.C. and Segs, D.C. 1995. Shear wave velocity to avaluate flow liquefaction. *Journal of Geotech. Engng., ASCE*, 121 (3), 262–273.

Salgado, R. 1993. Analysis of penetration resistance in sands. *Ph.D. Thesis*, University of California, Berkley.

Salgado, R.; Mitchell, J.K. and Jamiolkowski, M. 1997. Cavity expantion and penetration resistance in sand. *Journal Geotech. and Geoenvironm. Engng.*, 123 (4), 344–354.

Schackelford, C.D. 2005. Environmental issues in geotechnical engineering. *The 16th International Conf. on Soil Mechanicks and Geotech. Engng., Osaka,* 95–123.

Schmertmann, J.H.1978. Guidelines for cone penetration test performance and design. US

Dept. of Transportation, FHWA, R. 78–209. Washington D.C.

Schnaid, F. 2005. Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests. *The 16th International Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Engng., Osaka,* 3–47.

Schneider, J.A.; Hoyos, L.jr.; Mayne, P.; Macari, E.J. and Rix, G.J. 1999. Field and laboratory measurement of dynamic shear modulus of Piedmont residual soils. *ASCE Special Publication.No 92 Bahavioral characteristics of residual soils*. Charlotte, 12–25.

Schofield, A.N. and Wroth, C.P. 1968. Critical state soil mechanics, McGrow-Hill, London.

Senneset, K. and Janbu, N. 1985. Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests.

Sinfield, J.V. and Santagata, M.C. 1999. Investigations for the characterization of contaminated sites. *XVII Conf. of Geotech. of Torino*.

Su, S.F. and Liao, H.J. 2002. Influence of strength anisotropy on piezocone resistance in clay. *J. Geotech. And Geoenvironm. Engng., ASCE*, 128 (2):166–173.

Tanaka, H. and Tanaka, M. 1999. *Key factors governing sample quality*. To be published.

Tatsuoka, F.; Sonoda, F.; Hara, K.; Fukishima, S. and Pradhan, T.B.S. 1986. Failure and deformation of sands in torsional shear, *Soil and Foundations* 26 (4), 79–97.

Tatsuoka, F. and Shibuya, S. 1991. Deformation characteristics of soil and rocks from field and laboratory tests. *Proc. 9th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Bangkok, Vol. 2: 101–170.

Tatsuoka, F.; Jardine, R.J.; Lo Presti, D.; Di Benedetto, H. and Kodaka, T. 1997. Theme Lecture: Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials. *14th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engng.*, Hamburg, 4: 2129–2164.

Tatsuoka, F.; Shibuya, S. and Kuwano, R. 2001. Recent advanced in stress-strain testing of geomaterials in the laboratory – Background and history of TC-29 for 1994–2001. *Advanced laboratory stress-strain testing of geomaterials*, Balkema, 1–12.

Tavenas, F. and La Rochelle, P. 1972. Accuracy of Relative Density Measurements. *Geotechnique*, 22 (4), 549–562.

Teh, C.I. and Houlsby, G.T. 1991. An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41 (1): 17–34.

Van Impe, W.F. 1994. Municipal and industrial waste improvement by heavy tamping. *Proc. Geotech. Aspects in the design and Control of Waste Containment Systems*, Milazzo: 90–125.

Vesic, A.S. 1972. Expantion of cavities in infinite soil mass. *J. of Geoetch. Engng. Div., ASCE*, 98 (3): 265–290.

Vesic, A.S. 1975. Bearing capacity of shallow foundations. Foundations Engineering Handbook, Winterkorn and Fang end., Van Nostrand Reinhold.

Vesic, A.S. 1977. Design of pile foundations. National Cooperative Highway Research programs. Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, Washington D.C.

Wolski, W.; Szymański, A.; Mirecki, J.; Lechowicz, Z.; Larsson, R.; Hartlen, J.; Garbulewski, K. and Bergdahl, U. 1988. Two Stage-Constructed Embankments on Organic Soils. *Report No 32, Swedish Geotechnical Institute*, Linköping.

Wolski, W.; Szymański, A.; Lechowicz, Z.; Larsson, R.; Hartlen, J. and Bergdahl, U. 1989. Full-Scale Failure Test on a Stage-Constructed Test Fill on Organic Soil. *Report No 36, Swedish Geotechnical Institute*, Linköping.

Wroth, C.P. 1984. The interpretation of in situ soil test. 24th Rankine Lecture. *Geotechnique*, 34 (4): 449–489

Yu, H.S. and Mitchell, J.K. 1998. Analysis of cone resistance. *J. Geotech. and Geoenvironm. Engng., ASCE,* 124 (2): 140–149.

Yu, H.S. 2004. In situ soil testing: from mechanics to interpretation. Proc. ISC-2 on Geotech. and Geophys. Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne.