

## ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА СТАБИЛИЗИРОВАННЫХ ГРУНТОВЫХ КОЛОНН

**К. РАЙНЕР МАССАРШ** – профессор, компания *Vibisol International AB* (Стокгольм, Швеция).

Количественная оценка деформационных свойств мелкозернистых грунтов, укрепленных методом глубинного перемешивания, важная составляющая анализа, проводимого для решения геотехнических проблем и вопросов строительства в сейсмически активных районах. Несмотря на всю значимость данного вопроса для геотехнического проектирования, сегодня имеется лишь ограниченная информация о динамических и статических деформационных свойствах грунтов.

В данной работе представлены результаты широкомасштабных сейсмических и динамических испытаний грунта, укрепленного методом сухого глубинного перемешивания. Описываются сейсмические методы, которые могут применяться в ходе как полевых, так и лабораторных исследований по определению скорости волны сдвига при малых деформациях. Обсуждается влияние скорости деформации и уровня деформации сдвига на модуль грунта.

На основе результатов широкомасштабных полевых и лабораторных испытаний даются рекомендации по вычислению модуля деформации при статической и динамической нагрузках.

### ВВЕДЕНИЕ

Технология глубинного перемешивания повсеместно используется для улучшения геотехнических свойств слабых грунтов. При этом обычно преследуются несколько целей: уменьшение общей осадки и разности осадок, повышение устойчивости склонов и набережных. Глубинное перемешивание также может способствовать улучшению динамических и циклических свойств грунта в сейсмически активных районах. В некоторых регионах этот метод используется для укрепления оснований для морского и шельфового строительства. Эта технология используется также для изменения динамической реакции основания, испытывающего автомобильные дороги на динамическую нагрузку (при строительстве железнодорожных насыпей и оснований). К сожалению, в специальной геотехнической литературе можно найти лишь отдельные сведения о динамических и статических деформационных свойствах грунта, укрепленного методом глубинного перемешивания.

Для решения многих геотехнических

проблем важно дать реалистичную оценку этих свойств. На рис. 1 показано решение одной из подобных задач с помощью передачи нагрузки с набережной на слой грунта, укрепленный стабилизированными грунтовыми колоннами.

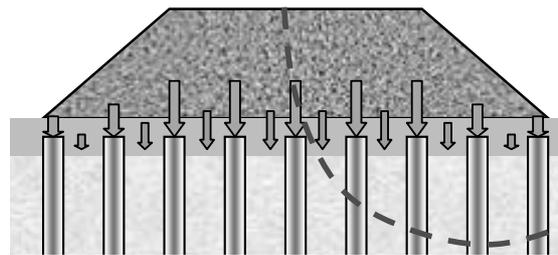


Рис. 1. Перемещение нагрузки с набережной на слой грунта, укрепленный стабилизированными грунтовыми колоннами

Распределение напряжения между более прочными элементами и неукрепленным грунтом, прежде всего, зависит от геометрического расположения отдельных колонн и величины относительной жесткости нестабилизированного грунта и колонн. Поэтому

необходима как можно более точная информация о деформационных свойствах неукрепленного грунта, отдельных колонн и всей конструкции.

Самым распространенным методом исследования для проектов укрепления грунта методом глубинного перемешивания является лабораторное испытание грунта с добавкой к нему различного количества стабилизирующего компонента. Увеличение прочности обычно измеряется в ходе необжимающих компрессионных испытаний через различные промежутки времени после перемешивания. Величина недренированной прочности на сдвиг хорошо согласуется с модулем деформации, вычисленным с помощью эмпирических методов (сдвиг и/или компрессия). Однако следует осторожно использовать такие соотношения, которые могут не отражать реальные условия, поскольку на результаты испытания влияют вид грунта, способ стабилизации и условия восстановления.

В ходе испытаний, проводимых на образцах реальных колонн, можно получить более достоверную информацию, чем при анализе специально созданных образцов. На стадии проектирования обычно трудно определить геотехнические свойства укрепленных грунтов в ходе локальных полевых испытаний. Более надежный способ – полномасштабные полевые испытания. Однако подобные исследования проводятся только в случае разработки сложных проектов. Также нелегко определить жесткость стабилизированных колонн с помощью обычных геотехнических испытаний. Вместо них обычно проводятся испытания «вдавливанием–выталкиванием», в ходе которых трудно точно оценить деформационные свойства.

Необходимо также отметить, что с течением времени прочность и жесткость стабилизированных грунтов увеличиваются. Поскольку полевые условия отличаются от лабораторных, влияние тоже сложно оценить в ходе лабораторных исследований. Поэтому необходимо разработать простые, но надежные методы для полевых и лабораторных испытаний, с помощью которых можно определить статические (модуль деформации) и сейсмические свойства (скорость волны сдвига) свойства стабилизированных колонн.

## 1. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ

В геотехнике все чаще используются геофизические методы, имеющие ряд преимуществ по сравнению с обычными геотехническими испытаниями. Прежде всего важно, что геофизические методы являются неразрушающими, следовательно, могут использоваться неоднократно, не повреждая исследуемый материал. Кроме того, они относительно дешевы, их результаты сопоставимы с полученными при геотехнических и лабораторных испытаниях.

### 1.1. Сейсмические методы

Изначально сейсмические методы предназначались для строительства в сейсмически активных районах, однако теперь они все чаще используются для решения геотехнических проблем (Stokoe & Santanarina, 2000).

Сейсмический анализ поверхностной волны (SASW) – относительно недавнее изобретение в рамках сейсмических испытаний, которое уже применяется в различных областях геотехники (Stokoe et al., 2004). Наблюдения за укрепленным грунтом очень перспективны, так как в это время можно определить средние деформационные свойства большого пласта грунта (т.е. свойства грунта, стабилизированного методом глубинного перемешивания или виброуплотнения). Сейсмический анализ поверхностной волны включает активизацию релеевских волн в одной точке и измерение соответствующих движений на вертикальной поверхности на различных расстояниях. Результаты измерений показываются на шкале на комплексе множества датчиков, расположенных с линейным шагом.

В Скандинавии некоторые исследователи проводят испытание динамически нагруженного штампа (Andreasson, 1979, Vodare, 1983, Massarsch, 2004).

В лаборатории чаще всего используются резонансные испытания колонн (Woods & Henke, 1981). Образцы грунта ненарушенной или восстановленной структуры могут уплотняться путем создания необходимого обжимающего напряжения. Соответственно, скорость волны сдвига можно измерить в широ-

ком диапазоне величин скорости деформации (обычно 0,0001...1% деформации сдвига).

Интересной разработкой является испытание с использованием изгибаемого элемента; его можно применять в комбинации с обычными лабораторными методами, такими как трехосное или одометрическое испытание (Dyvic & Madshus, 1985).

### 1.2. Сейсмические испытания вертикальных скважин

Сейсмические испытания вертикальных скважин, в частности сейсмические пенетрационные испытания конуса (SCPT), становятся обычными методами и применяются во всем мире (Robertson et al, 1983). В ходе сейсмических испытаний вертикальных скважин определяется время прохождения поляризированной волны от источника, находящегося на поверхности, до одного из нескольких датчиков, установленных на разной глубине. Поскольку известно расстояние от источника до датчиков, можно вычислить компрессию и/или скорость волны сдвига. Интерпретация результатов сейсмического испытания вертикальных скважин – это прямая операция (Campanella et al., 1989).

На рис. 2 показаны основные компоненты сейсмического испытания вертикальных скважин, которые, как уже говорилось, используются для исследования известково-цементных колонн. Горизонтальные датчики вибрации устанавливаются либо бурением (в твердых грунтах), либо методом проталкивания. В настоящем исследовании использовались специально сконструированные относительно дешевые объемные скважинные датчики (Axelsson, 1996), которые могут оставаться в грунте после испытания.

Импульс, генерируемый источником энергии (обычно молотом), плотно прижимает штамп к вершине колонны или к поверхности грунта. Это обычно порождает горизонтально поляризованные волны сдвига. Триггер фиксирует начало распространения волны, а датчики вибрации устанавливают время ее прихода на разную глубину. Сигнал усиливается и записывается на осциллограф. Обычно испытание повторяют, изменяя направление поляризации.

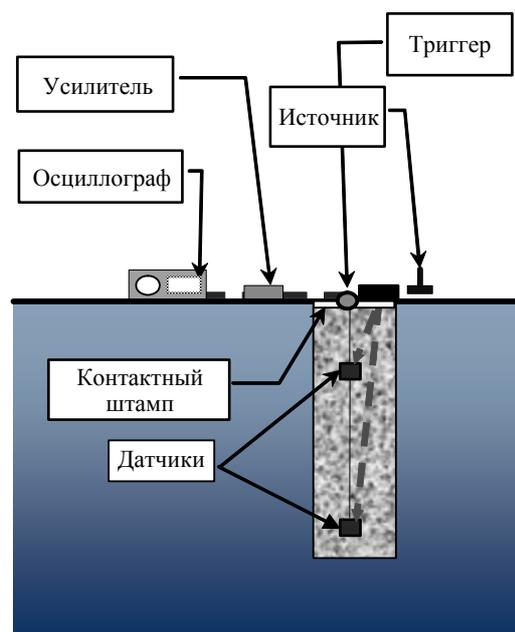


Рис. 2. Принцип сейсмических испытаний вертикальных скважин на примере известково-цементной колонны

### 1.3. Волны

Благодаря сейсмическим методам измерения скорости распространения волны в грунте можно вычислить модуль малой деформации грунта. В ходе сейсмических испытаний могут использоваться волны компрессии ( $P$ -волны) и волны сдвига ( $S$ -волны). Волны компрессии двигаются быстрее и первыми достигают пункта наблюдения. Волна сдвига имеет одно важное преимущество: на скорость ее распространения не влияет наличие грунтовых вод. Кроме того, благодаря более низкой скорости распространения можно с большей точностью измерить скорость волны сдвига, поскольку время прохождения больше, чем при движении  $P$ -волны. В ходе сейсмических испытаний вертикальной скважины обычно определяется скорость сдвиговой волны.

### 1.4. Интерпретация результатов испытаний

Цель сейсмического испытания вертикальных скважин – определение времени прохождения поляризированной волны сдвига от поверхности до датчиков, находящихся на разной глубине. Если известно расстояние до

датчика, можно вычислить скорость волны сдвига. Существуют разные методы для определения времени прохождения.

Метод первого прибытия достаточно субъективен, поскольку время прохождения между последовательно расположенными датчиками определяется оптическим способом. На рис. 3 показаны записи вибрации на двух геофонах, расположенных на расстоянии 2 м. Точка 1 соответствует «первому прибытию» волны сдвига (первая точка пересечения с нулевой линией). Точка 2 – первая вершина распространения волны, здесь представлена скорость движения волны сдвига. Точка 3 – место второго пересечения сигналом нулевой линии, иногда ее легче определить, чем первое прибытие. При хорошем качестве сигнала скорость распространения волны, вычисляемая с помощью всех трех методов, примерно одинакова.

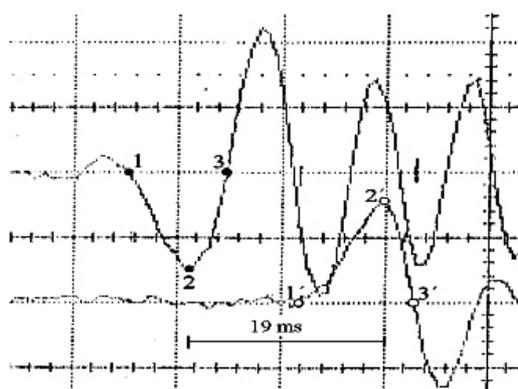


Рис. 3. Определение времени «первого прибытия» за различные промежутки времени

Во всех этих случаях (см. рис. 3) временной интервал равен примерно 19 мс, что на датчике, установленном на двухметровой глубине, соотносится со скоростью сдвиговой волны 105 м/с. Доминирующую частоту волны можно вычислить на основе периода сигнала, длину волны  $L$  – из следующей зависимости

$$L = C / f, \quad (1)$$

где  $C$  – скорость волны;  $f$  – ее частота.

Полезно знать данную информацию, так как она указывает на объем исследуемого грунта.

Для упрощения интерпретации сейсмических испытаний рекомендуется давать два импульса, действующих в противоположных направлениях: метод обратного воздействия (рис. 4). Кривые отражают записи вибрации на двух различных глубинах.



Рис. 4. Испытание на обратное воздействие в рамках сейсмического испытания вертикальных скважин для определения времени первого прибытия

Метод перекрестной корреляции позволяет определить время между двумя сигналами исходя из максимальной амплитуды сигнала. Оценка сигнала с помощью этого метода менее субъективна, но на результаты испытания влияет история нагружения, выбранная для данного анализа. Амплитуда сигнала, зафиксированная двумя датчиками, примерно одинакова. Перекрестная корреляция способствует изменению второго сигнала по отношению к первому, и это изменение фиксируется в промежутки, равные времени между цифровыми точками представления. Сумма показателей двух амплитуд сигналов вычисляется в каждой точке изменения времени. Эта сумма наносится на график напротив шкалы временных изменений. Временное изменение при максимальном значении этой кривой соответствует изменению во времени между временем первого прибытия на каждый из датчиков (рис. 5). Максимальное значение перекрестной корреляции соответствует скорости распространения волны.

#### 1.5. Динамические свойства грунта

Первым результатом сейсмического исследования является определение скорости распространения  $P$ -волны или  $S$ -волны. Из значений скорости  $P$ -волны или  $S$ -волны на

основе следующих зависимостей можно вычислить модуль сдвига  $G_{max}$  и модуль сжатия (модуль напряжения)  $M_{max}$  при малых деформациях.

$$G_{max} = \rho C_s^2, \quad (2)$$

$$M_{max} = \rho C_p^2, \quad (3)$$

где  $\rho$  – плотность грунта;  $C_p$  и  $C_s$  – скорость  $P$ -волны и  $S$ -волны, соответственно.

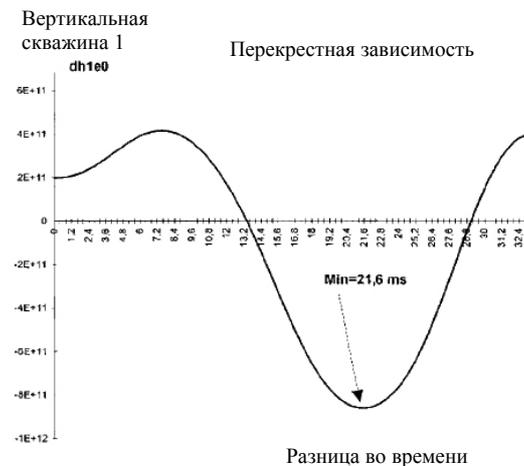


Рис. 5. Определение времени прохождения сигнала между датчиками с использованием метода переэкстренной корреляции

Волны сдвига распространяются при очень малых деформациях, а уровень деформации сдвига  $\gamma$  можно вычислить по формуле

$$\gamma = \frac{x}{C_s}, \quad (4)$$

где  $x$  – амплитуда скорости вибрации.

Например, если амплитуда вибрации равна 0,1 мм/с, скорость волны сдвига – 100 м/с, тогда скорость деформации сдвига составит  $10^{-4}$  %. При столь низкой скорости деформации грунт находится в зоне упругости.

Обычно считается, что скорость деформации в ходе динамических испытаний высока. Однако это неверно, поскольку амплитуда деформации очень невелика. Следовательно, скорость деформации, определяемая в ходе сейсмических испытаний, сравнима с соответствующими величинами, полученными при

статических испытаниях (Massarsch, 2004). Поэтому разница между «сейсмическим» и «статическим» модулями объясняется тем, что сейсмический модуль определяется при гораздо меньшей скорости деформации, чем статический.

## 2. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ ГРУНТОВ

### 2.1. Модуль деформации

Значения модуля сдвига при малых деформациях (примерно 0,001%) можно определить в ходе, как сейсмических полевых испытаний, так и лабораторных резонансных испытаний колонн. Зная скорость волны сдвига, по уравнению (2) можно вычислить модуль сдвига  $G_{max}$  при малых напряжениях. На рис. 6 показана типичная зависимость между деформацией сдвига и касательным напряжением.

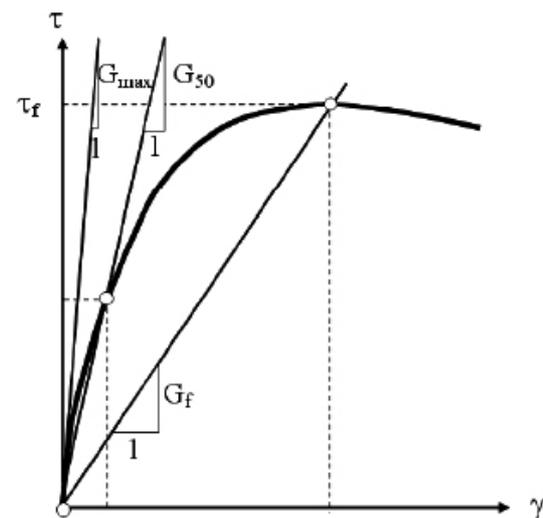


Рис. 6. Зависимость между деформацией сдвига и касательным напряжением для мелкозернистых грунтов при недренированном нагружении

Указаны три наиболее применимых способа определения модуля сдвига  $G$ . При очень низком уровне напряжения (при незначительной деформации) модуль сдвига будет максимальным  $G_{max}$ . С увеличением уровня напряжения модуль сдвига уменьшается и при напряжении, равном 50% от напряжения разрушения, его величина составит  $G_{50}$ , что

соответствует типичным для геотехники рабочим условиям (рабочему состоянию). Модуль сдвига при разрушении обозначается  $G_f$ . Часто отношение «напряжение – деформация» определяют с помощью секущего модуля  $G_s$ . Обычно считается, что при разгрузке и повторном нагружении этот модуль соотносится с модулем первоначального нагружения  $G_{max}$ . Благодаря повышению точности измерения при обычных статических лабораторных испытаниях сегодня можно определить зависимость между напряжениями и деформациями при очень низком уровне деформации в ходе трехосных испытаний и испытаний на простой сдвиг. Также можно достаточно точно вычислить модуль сдвига при уровне деформации немного выше 0,5%.

## 2.2. Зависимость между $G_{max}$ и $\tau_{fu}$

Для нормально уплотненных мелкозернистых грунтов существует тесная связь между отношением  $\tau_f/\sigma'_v$  и числом пластичности  $PI$  (Вьетгум, 1973 г.).

$$\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_v} = 0,0029PI + 0,13, \quad (5)$$

где  $\sigma'_v$  – эффективное вертикальное напряжение.

Гардин (Hardin, 1978) предложил следующую полуэмпирическую зависимость для вычисления модуля сдвига при малых деформациях:

$$G_{max} = \frac{625}{0,3 + 0,7e^2} OCR^k (\sigma'_0 p_a)^{0,5}, \quad (6)$$

где  $e$  – коэффициент пористости;  $OCR$  – коэффициент переуплотнения;  $k$  – эмпирическая константа, зависящая от  $PI$ ;  $\sigma'_0$  – эффективное напряжение;  $p_a$  – относительное напряжение (98,1 кПа).

Следовательно, модуль сдвига при малых деформациях есть функция квадратного корня средней величины эффективного напряжения. Поэтому предположение о линейной природе зависимости  $G/\tau_f$  неоправданно. Зависимость между модулем сдвига при малых деформациях  $G_{max}$  и недренированной прочностью на сдвиг  $\tau_{fu}$  для нормально уплотненных водонасыщенных мелкозернистых грунтов вычисляется из отношения (Massarsch, 2004)

$$\frac{G_{max}}{\sqrt{\tau_{fu} p_a}} = \frac{625}{0,3 + 0,7 \left( w_n \frac{\rho_s}{\rho_w} \right)^2} \times \sqrt{\frac{1 + 2K_0}{3(0,0029PI + 0,13)}}, \quad (7)$$

где  $w_n$  – влажность в природных условиях;  $\rho_s$  – плотность твердых частиц;  $\rho_w$  – плотность воды;  $K_0$  – коэффициент бокового давления грунта (эффективное напряжение) в состоянии покоя, для нормально уплотненных глин он может быть вычислен с достаточной точностью на основании зависимости (Massarsch, 1979)

$$K_0 = 0,0042PI + 0,44. \quad (8)$$

Нормализованный модуль сдвига вычисляется по уравнению (7) и показан на рис. 7 как функция значений влажности. Здесь также приводятся различные значения числа пластичности  $PI$ , предполагается нормально уплотненное состояние грунта ( $OCR = 1$ ) и полная водонасыщенность грунта.

Величина нормализованного модуля сдвига значительно уменьшается при увеличении влажности грунта. На рис. 7 приводятся результаты исследований, опубликованных в специальной литературе. Сюда включены данные полевых и лабораторных испытаний на различных мелкозернистых грунтах. Они достаточно точно отражают полуэмпирические отношения, выраженные уравнением (7). Значения, определенные в ходе полевых испытаний, обычно на 10...20% выше полученных в лабораторных исследованиях. Уравнение (7) можно использовать для достаточно точных вычислений, необходимых для решения многих проблем, связанных с проектированием.

Очевидно, что влажность (следовательно, и коэффициент пористости) сильно влияет на значения модуля малых деформаций. Коэффициент модуля сдвига гораздо выше у пылеватых глин и ила, чем у глин, и может колебаться от 1500 до 2000. У глин с низким уровнем пластичности ( $w_n \approx 20\%$ ) данный показатель превышает 1000, при  $w_n = 100\%$ , снижается до 250. Для органических грунтов это значение может быть гораздо ниже. Коэф-

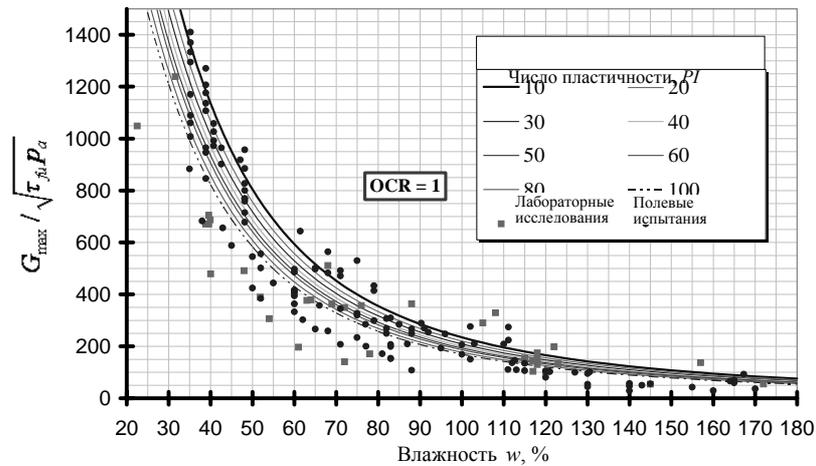


Рис. 7. Зависимость между нормализованным модулем сдвига при небольших деформациях  $G_{max}$  и влажностью, уравнение 14b, (Döringer, 1997)

коэффициент модуля для некоторых органических грунтов может быть еще ниже, но доступная база данных ограничена.

Проиллюстрируем применение рис. 7. Предположим, что анализируется нормально уплотненная слабая глина, где  $\tau_{fi} = 15 \text{ кПа}$ ,  $w_n = 50\%$ ,  $PI = 40$ , отношение модуля сдвига  $G_{max}/(\tau_{fi} P_a)^{0.5} = 750$ . В данном случае число упругости (отношение модуля сдвига к недренированной прочности на сдвиг)  $G_{max}/\tau_{fi} = 1920$ . Модули упругости  $E$  и напряжения  $M$  определяются из выражений

$$E = 2(1 + \nu)G, \quad (9)$$

$$M = \frac{2(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)}G, \quad (10)$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Обычно предполагают, что для мелкозернистых грунтов в недренированном состоянии  $\nu = 0,5$ , и это значение остается таким же для грунта в недренированном состоянии при больших деформациях ( $> 0,1\%$ ). Однако при низком уровне деформации ( $< 0,001\%$ ) оно может быть значительно ниже (0,15...0,3). Этот аспект может играть важную роль при оценке результатов испытаний, проводимых при малой деформации, однако обычно оно не учитывается.

### 2.3. Модуль сдвига при больших деформациях

Напряженно-деформированное состояние мелкозернистых грунтов – объект комплексных

исследований в сейсмически активных районах. Наиболее широко используемая зависимость была предложена Вуцетиком и Добри (Vucetic & Dobry, 1991). Массарш (Massarsch, 2004) рассмотрел данные о напряженно-деформированном состоянии грунта (в основном полученные в ходе резонансных испытаний колонн), опубликованные в специальной литературе, и представил свой обратный анализ. Фактор уменьшения модуля  $R_m = G_s/G_{max}$  используется для определения показателей уменьшения модуля сдвига  $G_s$  при трех уровнях деформации сдвига: 0,1, 0,25 и 0,5% (рис. 8). В условиях пылеватых грунтов значение фактора уменьшения модуля  $R_m$  резко снижается, гораздо меньший спад наблюдается у грунтов с большим числом пластичности.

Например, для грунта с  $PI = 20\%$  при  $\gamma = 0,1\%$  модуль сдвига равен  $0,45 G_{max}$ , а при  $\gamma = 0,5\%$  его значение уменьшается до  $0,15 G_{max}$ . Для нормально уплотненной глины с числом пластичности 40% фактор уменьшения модуля при деформации сдвига 0,5 равен 0,28. Соответственно, максимальный модуль сдвига  $G_{max}$  (28,7 МПа) уменьшается при уровне напряжения, равном примерно 50% от разрушающей нагрузки, до  $G_{50} = 8,1$  МПа. Если коэффициент Пуассона  $\nu = 0,5$ , то в соответствии с уравнением (7) модуль упругости  $E_{50} = 24,3$  МПа. А число жесткости, т. е. отношение между модулем упругости  $E_{50}$  (24,3 МПа) и недренированной прочностью на сдвиг (20 кПа) приблизительно равно  $E_{50} / \tau_{fi} = 1200$ .

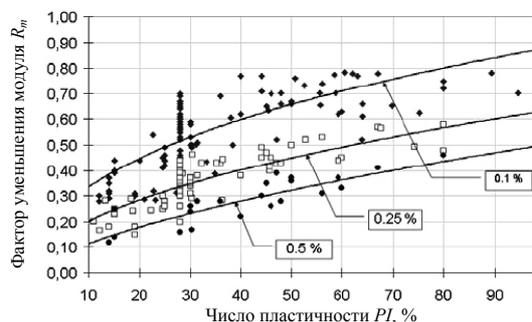


Рис. 8. Фактор уменьшения модуля  $R_m = G_s/G_{\max}$  как функция числа пластичности  $PI$  при трех уровнях деформации (Massarsch, 2004)

На основе зависимости между модулем сдвига и недренамированной прочностью на сдвиг можно вычислить деформацию сдвига  $\gamma$  при  $G_{50} : \gamma = \tau_{fu} / G$  ( $20/8100 = 0,00185$ ), следовательно,  $\gamma_{50} = 0,25\%$ .

### 3. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ИЗВЕСТКОВО-ЦЕМЕНТНЫХ КОЛОНН НА ОСНОВАНИИ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

#### 3.1. Статические лабораторные испытания

В специальной литературе приводятся лишь некоторые сведения о деформационных свойствах известково-цементных колонн при недренамированном нагружении. На рис. 9 представлены результаты полевых и лабораторных испытаний, проводимых Массаршем и Эрикссоном (Massarsch & Eriksson, 2002). В данном случае модуль упругости при нагрузке, составляющей 50% от разрушающей, показан как функция прочности на сжатие.

Как видно из рис. 9, разброс данных достаточно велик. Значения модуля, определенные в ходе лабораторных испытаний, в 2–3 раза выше полученных при полевых испытаниях. Выведена следующая зависимость между прочностью на одноосное сжатие  $q_{u,col}$  (кПа) и модулем упругости  $E_{50}$  (мПа):

$$E_{50} = 160q_{u,col} \cdot \quad (11)$$

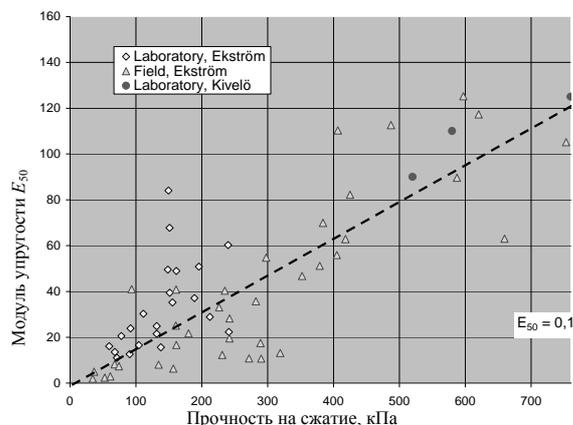


Рис. 9. Зависимость между модулем эластичности  $E_{50}$  и прочностью на одноосное сжатие на основе испытаний известково-цементных колонн (Massarsch & Eriksson, 2002)

#### 3.2. Статические полевые испытания известково-цементных колонн

В 1994 г. Кивело (Kivelö) зафиксировал результаты статических полевых испытаний путем нагружения отдельных известково-цементных колонн. Колонны устанавливались в слабой пластичной глине, для которой величина недренамированной прочности на сдвиг составляла 18...20 кПа, а влажность – 43%. Соотношение концентраций компонентов цемента и негашеной извести было 50:50 (20...25 кг/м), диаметр колонны – 0,5 м. По мере увеличения нагрузки на голову сваи измеряли величины деформации на различных глубинах, а также уменьшение модуля упругости как функции прикладываемой нагрузки. На рис. 10 модуль упругости  $E$  в верхней части колонны (1 м от поверхности), деленный на начальный модуль, показан как функция деформации. При осевой деформации 0,5% уменьшение модуля составляло 50% от максимальной величины. Однако максимальная величина, которая использовалась для нормализации модуля упругости, скорее всего меньше  $G_{\max}$ , определенного в ходе сейсмических испытаний. Тем не менее, очевидно, что с увеличением уровня деформации модуль упругости значительно уменьшается.

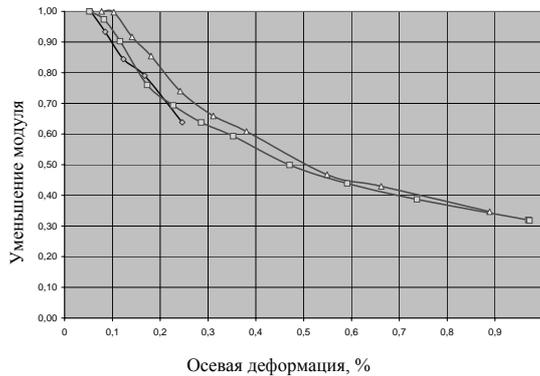


Рис. 10. Уменьшение модуля сжатия по результатам полевых испытаний известково-цементных колонн (Kivelö, 1994)

#### 4. ПРОЕКТ НОРРАЛА

##### 4.1. Площадка для осуществления проекта

В связи с расширением железной дороги Осткустбанан, расположенной к северу от города Упсала (Швеция), нужно было построить 7-метровую насыпь на очень слабых сжимаемых грунтах. Основной целью проекта было увеличение скорости движения поездов со 130 до 160 км/ч. В северных странах самым распространенным методом улучшения грунта в данной ситуации является установка известково-цементных колонн с применением сухого глубинного перемешивания. Хотя для определения геотехнических параметров колонн могут использоваться различные методы, доступная информация об их статических и динамических деформационных свойствах ограничена. Поэтому на площадке Норрала были проведены комплексные полевые и лабораторные испытания (Axelsson, 1996, Björkman & Ryding, 1996).

Исследуемая зона представлена 10-метровым слоем слабой органической глины. Под метровым слоем сухой корки располагаются 2-метровый слой органической глины (Gyttja), 2-метровый слой сульфидной глины («свартмока») и 4-метровый слой пылеватой глины. На глубине 9 м от земной поверхности встречается морена. Уровень грунтовых вод расположен на расстоянии менее 1 м от поверхности. Грунтовые условия площадки приведены в табл. 1.

Таблица 1

Геотехнические условия на площадке для проведения испытаний Норрала

Глубина, м	Грунт	Влажность, %	Плотность, т/м <sup>3</sup>	$\tau_{fu}$ , кПа	$S_t$
0	Сухая корка	–	1,2	–	–
1	Gyttja	107	1,4	12	11
2	То же	81	1,4	13	17
3	То же	124	1,38	20	7
4	Сульфидная глина	87	1,4	17	20
5	То же	74	1,4	17	20
6	То же	74	1,4	17	20
7	Пылеватая глина	50	1,7	9	16
8	То же	50	1,7	9	16
9	То же	50	1,7	15	16
10	Морена	–	1,9	–	–

Прочность на сдвиг, определенная в ходе испытания падающим конусом, всегда корректируется по отношению к  $PI$  (Bjerrum, 1973). Если предположить, что  $PI = 60$ , фактор поправки составляет примерно 0,75.

##### 4.2. Испытания известково-цементных колонн

6 июня 1995 г. были установлены 18 известково-цементных колонн длиной 10 м и диаметром 0,6 м. Соотношение концентраций компонентов извести и цемента составило 50/50. Содержание стабилизирующего компонента для перемешивания – 28 и 44 кг/м. Исследование образцов грунта и колонн показало, что колонны относительно однородны по структуре, однако соотношение цемент–известь в поперечном разрезе колонны варьировалось.

*Статические лабораторные испытания.* Образцы из известково-цементных колонн стабилизирующего компонента отбирались методом кернирования и исследовались в ходе трехосных испытаний и испытаний на прямой сдвиг (Björkman & Ryding, 1996). Образцы брались на расстоянии 0,12 м от края колонны, на глубине 3 м от уровня земной поверхности. Лабораторные испытания проводились в сентябре–октябре 1995 г., через 4 месяца после установки колонн. На образцах диаметром 49 и 100 мм проводились изотропно консолидированные дренированные (CD) и

недренированные испытания (CU). Сначала образцы изотропно уплотнялись до уровня природных напряжений, а затем нагружались до разрушения. Скорость нагружения составляла 0,1 мм/мин, что сравнимо с соответствующей величиной при сейсмическом испытании (0,002%/с). В настоящей статье приводятся только результаты изотропно консолидированных недренированных испытаний. Детали, относящиеся к процедуре испытания, а также результаты всех испытаний опубликованы в работе Бьеркмана и Ридинга (Björkman & Ryding, 1996).

Испытания на прямой сдвиг на образце диаметром 150 мм и высотой 50 мм также проводились в приборе сдвига («Мульберт») при трех разных величинах вертикального давления. Скорость нагружения в испытании на сдвиг составляла 0,5 мм, а разрушение обычно происходило через 20 мин после начала испытания.

*Сейсмические полевые испытания.* Сразу же после устройства колонн, до начала их затвердевания, на глубине 2,5 и 5,5 м устанавливали вибрационные датчики. На некотором расстоянии от испытываемых колонн устанавливали еще два датчика в глине на глубине 2 и 5 м. Детальное описание измерительного оборудования, метода устройства колонн и процедуры их оценки приводится в работе Акселссона (Axelsson, 1996). Через 4 ч после установки известково-цементных колонн проводилось первое испытание с использованием вертикальных скважин. Всего за 41 день было проведено 6 испытаний с использованием вертикальных скважин.

*Лабораторные сейсмические испытания.* На глубине 3 м из колонны, содержащей 28 кг/м стабилизующего компонента, был отобран образец для испытания. На той же глубине был взят образец ненарушенной структуры из близлежащего неукрепленного грунта. Через 116 дней после установки колонн в приборе трехосного сжатия провели испытания на изгибаемый элемент. Сначала образцы уплотняли при обжимающем природном напряжении и определяли скорость сдвиговой волны (модуль сдвига) в разные промежутки времени.

#### 4.3. Результаты статических испытаний

*Трехосные испытания на образцах глины.* Стандартные трехосные недренированные испытания на сдвиг проводились на образцах грунта ненарушенной структуры при обжимающем напряжении 60 кПа. На рис. 11 показана кривая «напряжение–деформация». Разрушение происходит при 2,5%-ной осевой деформации и девиаторе напряжений, равном 40 кПа, что соответствует недренированной прочности на сдвиг 20 кПа.

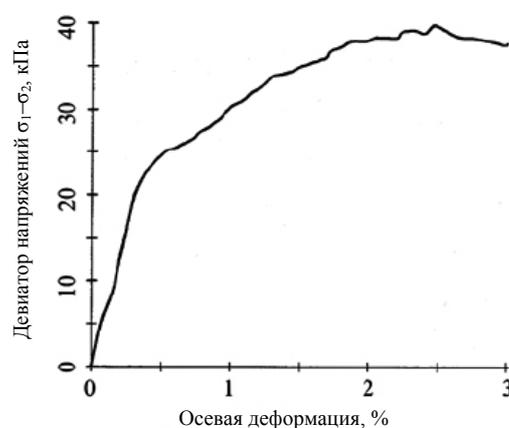


Рис. 11. Трехосное недренированное испытание на сдвиг на образцах глины

*Трехосные испытания на известково-цементных колоннах.* Трехосные испытания проводились на колоннах с содержанием стабилизирующего компонента 28 и 44 кг/м при обжимающих напряжениях 60, 120 и 180 кПа. На рис. 12 показаны кривые «напряжение–деформация» для двух серий испытаний, на основании которых можно определить модуль упругости при разных деформациях. Отметим, что, несмотря на кажущуюся однородность колонн, свойства отдельных образцов заметно различаются. Это важно при анализе результатов испытаний на образцах, отобранных из известково-цементных колонн, установленных в полевых условиях. Таким образом, разброс данных отражает вариативность свойств колонн.

В табл. 2 приводятся данные о девиаторе напряжений в момент разрушения, осевой деформации и модуле упругости в момент разрушения  $E_f$ , а также осевой деформации и

модуле упругости при 50% от нагрузки разрушения  $E_{50}$  при трех различных величинах обжимающих напряжений и двух разных количествах стабилизирующего компонента. Интересно отметить, что нельзя провести четкую грань в величинах прочности и жесткости грунта для двух различных количеств стабилизирующего компонента. Это довольно удивительно, особенно учитывая относительную однородность образцов.

шения влияют на результаты испытаний. На рис. 13 показаны типичные результаты для образцов с различным содержанием стабилизирующего компонента.

Таблица 2

Определение модулей на основании трехосных испытаний

$\sigma_3$ , кПа	$\sigma_{1-3}$ , кПа	$\varepsilon_f$ , %	$E_f$ , кПа	$\varepsilon_f$ , %	$E_f$ , кПа
<i>Количество стабилизирующего компонента 25 кг/м</i>					
60	1265	1,23	102846	0,615	220
120	1550	1,03	150485	0,515	205
180	1600	1,59	100629	0,795	155
<i>Количество стабилизирующего компонента 44 кг/м</i>					
60	695	0,96	72396	0,48	175
120	1345	1,85	72703	0,93	160
180	1365	1,45	94138	0,73	104

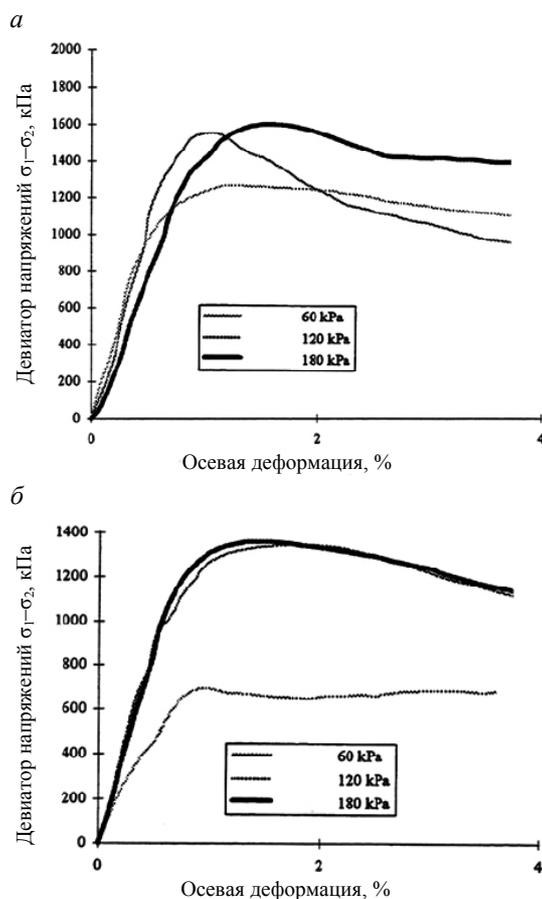


Рис. 12. Кривые «напряжение–деформация» по результатам трехосных недренированных испытаний на сдвиг для количества стабилизирующего агента 28 кг/м (а) и 44 кг/м (б)

Испытания на прямой сдвиг проводились на больших образцах, чем те, которые использовались для трехосных испытаний. Предварительно определялась плоскость разрушения, после каждого испытания образцы исследовались, и было обнаружено, что различия в свойствах материала вдоль плоскости разру-

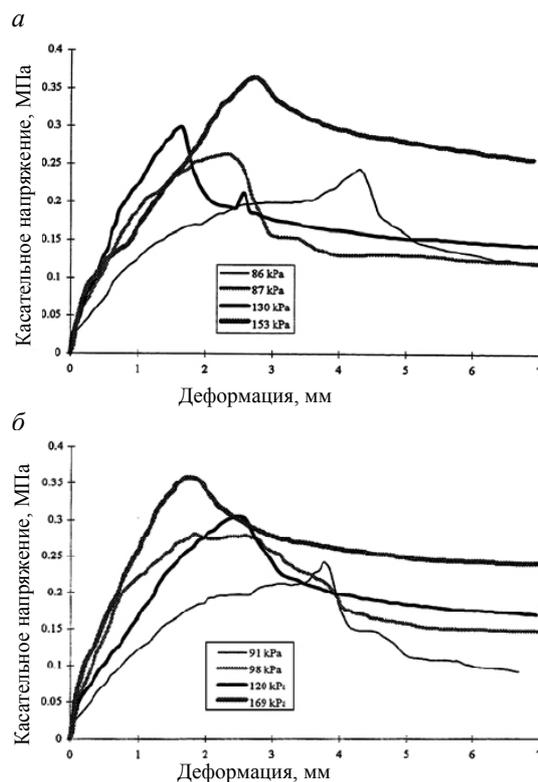


Рис. 13. Кривые «напряжение–деформация» по результатам испытаний на прямой сдвиг для количества стабилизирующего агента 28 кг/м (а) и 44 кг/м (б)

## 4.4. Результаты сейсмических испытаний

Проводились полевые испытания с использованием вертикальных скважин на образцах неукрепленного грунта и известково-цементных колонн, а также лабораторные испытания на изгибаемый элемент на образце глины ненарушенной структуры и на образце из колонны с содержанием стабилизирующего компонента 28 кг/м.

Сейсмические испытания с использованием вертикальной скважины на образцах глины ненарушенной структуры, отобранном из соседней области с местом установки колонн. Скорость сдвиговой волны измерялась на глубине 2,5 и 5,5 м. Средняя величина скорости волны сдвига на основании нескольких измерений составила 40 м/с. Доминирующая частота сигнала была равна 20 Гц, что соответствует длине волны 2 м. Исходя из скорости сдвиговой волны модуль малой деформации  $G_{\max} = 2,3$  МПа.

Испытания на изгибаемый элемент на образцах глины проводились на образцах ненарушенной структуры, отобранных на глубине 3 м. До консолидации влажность грунта составляла 124%. Недренированная прочность на сдвиг по результатам недренированных консолидированных испытаний была 19,5 кПа. Образцы подвергались изотопной консолидации сначала при обжимающем давлении 8,7 кПа, а затем – 9,3 кПа. Модуль сдвига определялся в процессе консолидации в течение 2500 минут (рис. 14).

В процессе консолидации модуль сдвига увеличивался, однако он не достигал конечного значения к моменту окончания испытания. Для соответствующих величин обжимающего напряжения в конце консолидации модуль сдвига при малых деформациях был равен 1,42 МПа и 1,97 МПа. Для дальнейшего анализа была выбрана средняя величина максимального модуля сдвига в конце консолидации, равная 1,61 кПа, соответствующая скорости сдвиговой волны 34 м/с. Это значение гораздо меньше, чем скорость сдвиговой волны, измеренная в полевых условиях (40 м/с), это подтверждает, что консолидация еще не завершилась.

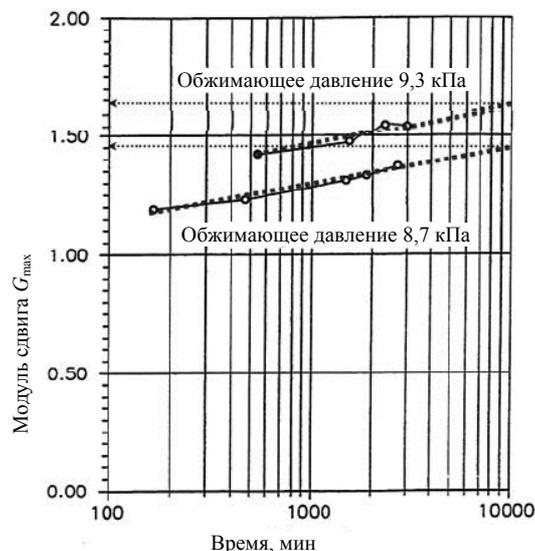


Рис. 14. Модуль сдвига, определяемый на образце глины, отобранном на глубине 3 м в интервале консолидации при двух различных величинах обжимающего давления

Сейсмические испытания с использованием вертикальных скважин на известково-цементных колоннах проводились через различные временные промежутки после устройства колонн. Приведены результаты двух испытаний с поляризованными в противоположных направлениях сигналами.

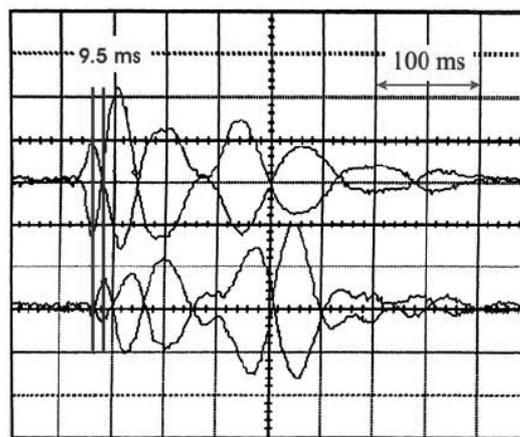


Рис. 15. Сигналы испытания на обратное воздействие (глубина 2,5...5,5 м) на колонне, содержащей 44 кг/м стабилизирующего компонента, через 41 день после ее установки

Относительно просто определяется время (секунду) прибытия первого пика сдвиговой волны. Однако достаточно проблематично выявить время первого прибытия сдвиговой волны. Временной промежуток между фиксированием первого пика на датчиках 1 и 2 составляет 9,5 мс, следовательно, скорость сдвиговой волны – 316 м/с. Более точным и последовательным методом определения времени прохождения является перекрестная корреляция двух сигналов сдвиговой волны (рис. 16).

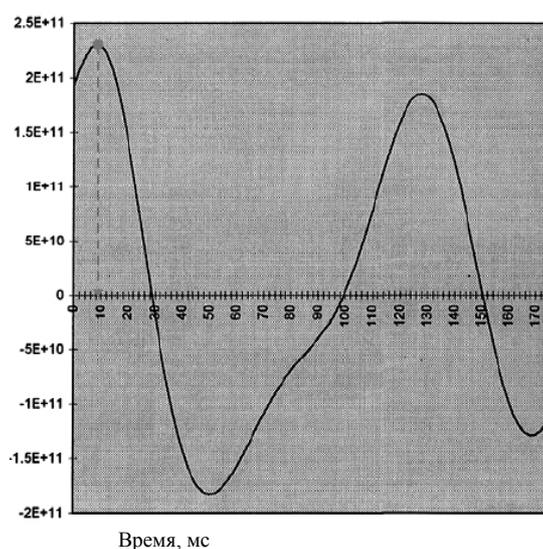


Рис. 16. Определение скорости сдвиговой волны через перекрестную корреляцию сигналов, приведенных на рис. 15

Результаты вычислений хорошо согласуются между собой время прохождения в обоих случаях – 9,5 мс. Доминирующий период волны сдвига составляет 72 мс, что соответствует частоте 14 Гц. Если предположить, что скорость сдвиговой волны равна 316 м/с, длина волны составит 23 м, т. е. волна значительно длиннее, чем в глине. Зная скорость сдвиговой волны и плотность грунта ( $2 \text{ т/м}^3$ ), можно определить модуль малой деформации в колонне через 41 день после ее устройства  $G_{\max} = 199 \text{ МПа}$ .

*Испытания на изгибаемый элемент на известково-цементных колоннах.* Модуль сдвига также определялся в ходе лабораторных испытаний на изгибаемый элемент. Образец грунта отбирался на глубине 3 м из

колонны, содержащей 28 кг/м стабилизирующего компонента. До начала консолидации влажность образца составляла 97%. Образец изотропно уплотнялся в две стадии при двух разных величинах обжимающего напряжения, соответственно в течение 1500 и 5500 мин. После этого прочность на сдвиг определялась в ходе обычного трехосного испытания,  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 640 \text{ кПа}$ . Результаты испытаний на изгибаемый элемент приводятся на рис. 17.

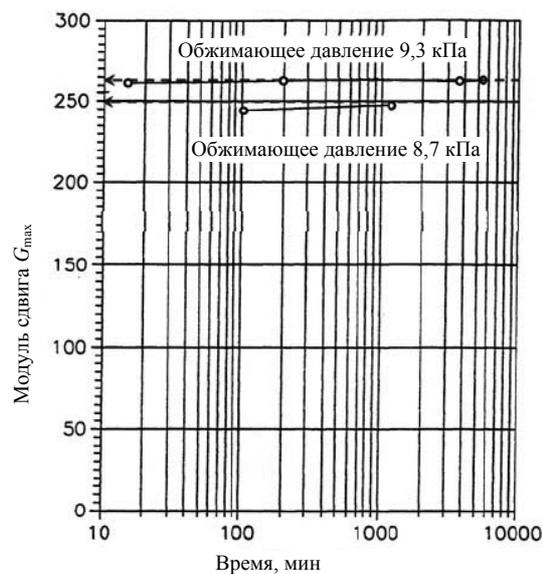


Рис. 17. Результаты испытаний на изгибаемый элемент на консолидированных образцах из известково-цементных колонн

Данные испытаний на изгибаемый элемент показывают, что во время консолидации (за временной промежуток примерно 5550 мин) в величине модуля сдвига практически никаких изменений не происходит. Максимальные значения модуля сдвига при двух различных величинах обжимающего напряжения составили 250 и 269 МПа. Для дальнейшего анализа данных испытаний было выбрано среднее значение максимального модуля сдвига 255 МПа. Эта величина примерно на 30% больше, чем модуль сдвига, определенный в ходе полевых испытаний с использованием вертикальной скважины через 41 день после установки колонны (199 МПа). Ниже временной аспект будет обсуждаться более детально.

## 5. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА

Можно сравнить величины модуля сдвига, полученные в ходе статических и сейсмических, полевых и лабораторных испытаний. На основании сейсмического испытания с использованием вертикальных скважин также можно рассмотреть увеличение модуля сдвига во времени после установки известково-цементных колонн.

Для того чтобы сравнить осевую деформацию ( $\varepsilon_a$ ), полученную в результате испытаний на трехосное сжатие и деформацию сдвига ( $\gamma$ ), измеренную в ходе сейсмических испытаний, можно использовать следующую зависимость:

$$\Delta\gamma = (1 + \nu)\Delta\varepsilon_a, \quad (12)$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона. При больших деформациях ( $>0,1\%$ ) и недренированном нагружении за величину коэффициента Пуассона можно принять  $\nu = 0,5$ . Следовательно,  $\gamma = 1,5\varepsilon_a$ . Как уже было указано выше, основное различие между модулями, определенными в ходе сейсмических и статических испытаний, – уровень деформации, в то время как скорость нагружения для обоих видов исследования остается практически одинаковой.

## 5.1. Влияние фактора времени на жесткость известково-цементных колонн

Скорость волны сдвига определялась в ходе полевых испытаний с использованием вертикальных скважин через различные промежутки времени после установки известково-цементных колонн, содержащих разное количество стабилизирующего компонента. На рис. 18 показано увеличение скорости сдвиговой волны во времени. До укрепления грунта скорость волны сдвига в глине составляла 40 м/с. За 41 день (примерно 1000 ч) она увеличилась до 310 м/с. На рисунке также показаны величины скорости волны сдвига, полученные в ходе испытаний на изгибаемый элемент (измерения проводились через 116 дней). Данные этих испытаний свидетельствуют о том, что скорость сдвиговой волны продолжала увеличиваться до 360 м/с. Измерения дают средние величины для колонн на глубине 2,5 и 5,5 м.

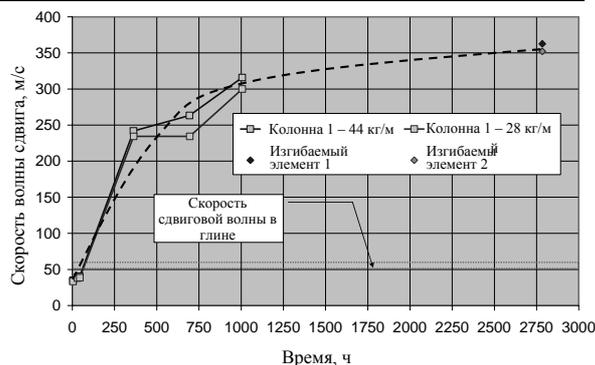


Рис. 18. Изменение скорости волны сдвига во времени на основании полевых испытаний с использованием вертикальных скважин и лабораторных испытаний на изгибаемый элемент

Нельзя определить четкие различия между величинами скорости сдвиговой волны для двух колонн, содержащих разное количество стабилизирующего компонента (28 и 44 кг/м).

Зная скорость волны сдвига, легко вычислить максимальный модуль сдвига  $G_{max}$ . Предполагалось, что плотность известково-цементных колонн составляет  $2,0 \text{ т/м}^3$ , а плотность органической глины –  $1,4 \text{ т/м}^3$ . На рис. 19 показано увеличение во времени модуля сдвига для известково-цементных колонн (см. рис. 18). Максимальное значение модуля сдвига для глины ненарушенной структуры составило 2,3 МПа, на 41-й день после глубинного перемешивания оно увеличилось до 190 МПа. Исходя из результатов испытаний на изгибаемый элемент, средняя максимальная величина модуля сдвига через 116 дней после установки колонн составляет 255 МПа. Можно предположить, что модуль сдвига будет увеличиваться во времени и далее. Никакой разницы в величинах модуля сдвига из-за различного содержания стабилизирующего компонента не наблюдается.

## 5.2. Влияние деформации на жесткость известково-цементных колонн

Уровень деформации значительно влияет на модуль сдвига. Для сейсмических испытаний уровень деформации сдвига составляет 0,001% и даже меньше. С другой стороны, при обычных статических испытаниях на трехосное сжатие точные измерения показывают, что величина амплитуд деформации выше 0,5%. Согласно рис. 8, модуль сдвига значительно

уменьшается, когда деформация сдвига увеличивается от 0,001 до 0,1%. На рис. 20 приводятся результаты трехосных испытаний как функция деформации сдвига. Осевая деформация и модуль упругости были преобразованы в эквивалентные величины деформации сдвига и модуля сдвига.

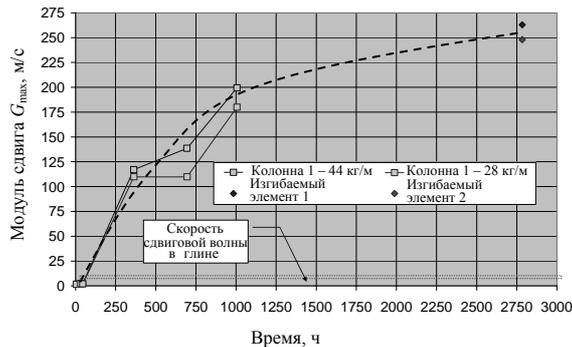


Рис. 19. Изменение модуля сдвига  $G_{max}$  во времени после установки известково-цементных колонн (см. рис. 18)

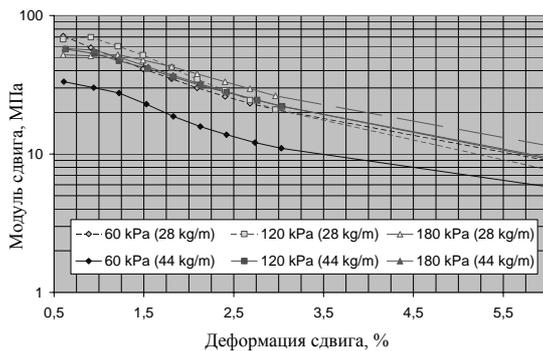


Рис. 20. Модуль сдвига, определенный в ходе трехосных испытаний при деформации сдвига 0,5...6%

Модуль сдвига уменьшается при увеличении амплитуды деформации и возрастает при увеличении обжимающего напряжения. При деформации 0,5 % модуль сдвига уменьшается до 60 МПа (при деформации 0,001% его величина составляет 255 МПа). Таким образом, при относительно низком уровне деформации сдвига (0,5%) модуль сдвига уменьшается примерно до 20% от максимального значения. Уровень деформации – 0,5% характеризует рабочее состояние большинства конструкций.

При разрушении (деформация сдвига – 2%) средняя величина модуля сдвига состав-

ляет 35 МПа, т. е. 10% от максимального значения.

На рис. 21 уменьшение модуля сдвига представлено как функция деформации сдвига (график построен по результатам трехосных испытаний и испытаний на прямой сдвиг). Модуль сдвига делится на максимальное значение, полученное в ходе испытаний на изгибаемый элемент (255 МПа). Кривые уменьшения модуля на основании испытаний на трехосное сжатие оказываются в относительно узком интервале значений. Величины модуля сдвига по результатам испытаний на прямой сдвиг расположены гораздо ниже. Такие низкие значения объясняются различиями в механизме разрушения (поверхность разрушения направлена горизонтально, что соответствует грани перемешивания).

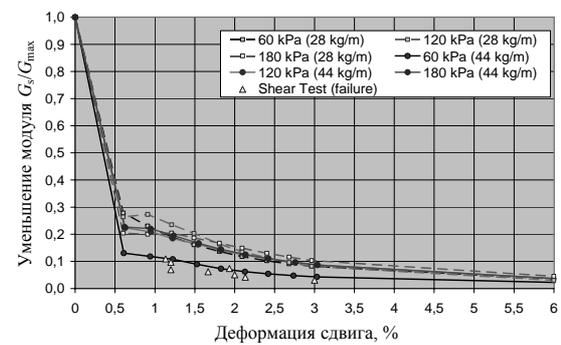


Рис. 21. Уменьшение модуля сдвига при увеличении деформации сдвига на основании трехосных испытаний и испытаний на прямой сдвиг

На рис. 22 показаны величины модуля сдвига при деформации сдвига примерно от 0,6 до 2,0%, полученные по результатам трехосных испытаний при разных значениях обжимающего давления. Обычно модуль сдвига выше у колонн с меньшим содержанием стабилизирующего компонента (что удивительно) и возрастает вместе с обжимающим давлением. Однако это увеличение не так ярко выражено, как можно было ожидать исходя из данных о полевых отложениях грунта. Это можно объяснить тем, что для колонн высокой жесткости изменение обжимающего давления незначительно.

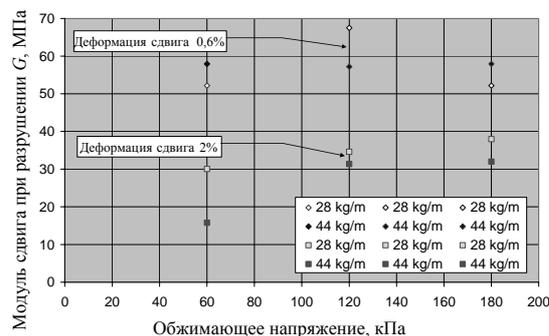


Рис. 22. Изменение модуля сдвига  $G_{max}$  в зависимости от обжимающего напряжения при уровне сдвиговой деформации 0,6 и 2% для колонн с различным содержанием стабилизированного компонента

### 5.3. Прочность на сдвиг для известково-цементных колонн

Прочность на сдвиг образцов, отобранных из известково-цементных колонн с различным содержанием стабилизированного компонента, определялась в ходе недренированных испытаний на трехосное сжатие и прямой сдвиг (рис. 23). Данное отношение позволяет вычислить величину средней прочности на сдвиг для испытуемых образцов:  $\tau_f = 150 \text{ кПа} = \sigma \tan 45^\circ$ .

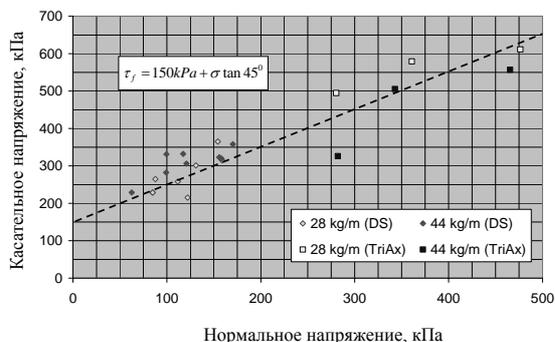


Рис. 23. Прочность на сдвиг по результатам испытаний на трехосное сжатие и прямой сдвиг для образцов, отобранных из известково-цементных колонн

Величина сцепления составляет 150 кПа, а угол трения –  $45^\circ$ . Нижняя граница для всех данных задается сцеплением 150 кПа и углом трения  $30^\circ$ . Результаты испытаний на трехосное сжатие и прямой сдвиг хорошо согласуются между собой. Однако между величинами

прочности на сдвиг для образцов с низким и высоким содержанием стабилизированного компонента особого различия не наблюдается.

На основании данных табл. 2 также можно определить зависимость между прочностью на одноосное сжатие и модулем упругости. Средняя величина  $E_{50}/q_u = 134$  (97...174) – для колонн с содержанием стабилизированного компонента 28 кг/м и 149 (76...252) – при содержании стабилизированного компонента 44 кг/м.

### 6. ОБОБЩЕНИЯ И ВЫВОДЫ

Статический и динамический модули грунтов являются важными характеристиками при геотехническом решении многих проблем проектирования. Несмотря на это, в геотехнической литературе практически нет никакого руководства для оценки деформационных свойств известково-цементных колонн при статическом и динамическом нагружении.

Сейсмические испытания могут применяться для определения скорости волны сдвига как в полевых, так и в лабораторных условиях. Самым надежным методом определения скорости волны сдвига является перекрестная корреляция.

На основании измерения скорости волны сдвига можно вычислить модуль сдвига при малых деформациях  $G_{max}$ .

Скорость нагружения в ходе сейсмических испытаний удивительно мала: ее величина сравнима со скоростью во время обычных статических испытаний. Поэтому на основании сейсмических испытаний можно определить модуль статической деформации при малых деформациях.

Для вычисления модуля сдвига для мелкозернистых грунтов было предложено полуэмпирическое отношение. Величины зависимости модуля сдвига и недренированной прочности на сдвиг могут изменяться в большом диапазоне значений: от 200 для пластичных глин до 2000 для пылеватых глин (см. рис. 7). Самым важным параметром, который определяет зависимость между модулем сдвига при малых деформациях и недренированной прочностью на сдвиг, является влажность (коэффициент пористости). Для анализа многих динамических проблем, возникающих

на стадии проектирования, достаточно эмпирической корреляции, приведенной на рис. 7 (уравнение (7)). Однако для надежного прогнозирования поведения органических грунтов эта база данных недостаточна. Обычно рекомендуется выверять предполагаемые значения модуля с помощью сейсмических полевых и лабораторных испытаний.

Основной причиной различия между статическим и динамическим модулями является амплитуда деформации. Сейсмические испытания проводятся при очень низком уровне деформации сдвига (примерно 0,001%). Амплитуда деформации сдвига при статических испытаниях колеблется от 1 до 5%. В этом диапазоне деформаций модуль сдвига значительно уменьшается, и этот эффект нельзя не учитывать.

Комплексные полевые и лабораторные испытания проводились на известково-цементных колоннах, укрепленных методом сухого перемешивания с добавкой двух различных количеств стабилизирующего компонента (28 и 44 кг/м). Откопка нескольких колонн показала, что благодаря глубинному перемешиванию удалось создать относительно однородную колонну. Однако содержание стабилизирующего компонента в разных частях колонны различалось.

Сейсмические испытания проводили в полевых (испытание с использованием вертикальных скважин) и лабораторных (испытание на изгибаемый элемент) условиях. В лаборатории в испытаниях на трехосное сжатие и прямой сдвиг использовали восстановленные образцы из известково-цементных колонн. Величина скорости сдвиговой волны в слабой органической глине, измеренная на глубине 2,5 и 5,5 м составила 40 м/с.

Сейсмические испытания показали, что модуль сдвига возрастает во времени после устройства известково-цементных колонн. Примерно через 100 дней после установки скорость сдвиговой волны в колонне увеличилась до 355 м/с. Основываясь на ограниченных данных, можно предположить, что период затвердевания составляет минимум 100 дней, а возможно и больше.

Максимальная величина модуля сдвига для известково-цементных колонн при деформации 0,001% составила  $G_{\max} = 255$  МПа.

Оказалось, что на модуль сдвига для известково-цементных колонн значительное влияние оказывает обжимающее напряжение.

Модуль сдвига также можно измерить в ходе статических испытаний. При деформации сдвига 0,6% модуль сдвига уменьшается до 20% от максимального значения, а при разрушении (деформация 2%) – до 10%. В нормальных рабочих условиях (при уровне деформации примерно 0,5%) величина модуля сдвига в два раза больше, чем при разрушении.

В ходе испытаний на трехосное сжатие и прямой сдвиг определялась недренамированная прочность на сдвиг исследуемых известково-цементных колонн. Полученные результаты хорошо согласуются между собой. Среднюю величину прочности на сдвиг можно определить через параметр сцепления 150 кПа и угол трения 45°. Нижняя граница для всех данных задается сцеплением 150 кПа и углом трения 30°.

Расхождение между величинами модуля и прочности у образцов с различным содержанием стабилизирующего компонента (28 и 44 кг/м) невелико.

## БЛАГОДАРНОСТИ

Описанные в данной статье исследования проводились в Королевском Технологическом институте и основывались на двух магистерских проектах. Хотелось бы отметить превосходную работу Карина Акселссона и Йохана Беркмана, благодаря которым стало возможным сравнить комплексные данные полевых и лабораторных испытаний. Научными и практическими руководителями магистерских диссертаций были г-н Йохан Хагблом и д-р Матти Кивеле.

Г-н Кент Аллард разработал оборудование для полевых сейсмических испытаний и произвел его установку на площадке. Испытания на изгибаемый элемент проводились в Норвежском геотехническом институте под руководством г-на Руна Дивика.

Финансовую поддержку при осуществлении проекта оказывали Национальное управление железных дорог Швеции *Banverket* и Шведский фонд развития строительных работ.

Список литературы

1. Axelsson, K., 1996. Down-hole matningar i kalk-cementpelare (Down-hole tests in lime-cement columns). Examensarbete 96/3, Department of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, pp. 60.
2. Bjerrum, L. 1973. Problems in soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. Proceedings 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Volume 3 (State of the Art Report). Volume 3, pp. 111-160.
3. Campanella, R. G., Baziw, E. J. and Sully, J. P. 1989. Interpretation of seismic cone data using digital filtering techniques. International conference on soil mechanics and foundation engineering, 12, Rio de Janeiro, August 1989. Proceedings, Vol. 1, pp. 195-198.
4. Doring, H. 1997. Verformungseigenschaften von bindigen Boden bei kleinen Deformationen (Deformation properties of cohesive soils at small strain). Examensarbete 97/8, Department of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 54 p.
5. Dyvik, R. and Madhus, C 1985. Lab measurements of Gmax using bender elements. Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, Detroit, MI, Oct., 1985. Proceedings, pp. 186-196.
6. Ekstrom, J., 1994. Kontroll av kalkcementpelare (Control of lime-cement columns). Slutrapport med redovisning av faltforsok i Ljungskile. Rapport B 1994:3. Goteborg, pp.154.
7. Hardin, B. 1978. The nature of stress strain behaviour of soils. Proceedings, ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, Vol. 1. pp. 3 - 30.
8. Kivelo, M., 1994. Odranerade provbelastningar av kalkcementpelare i fait (Undrained field load tests on lime-cement columns), Report 3002, Department of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 62 p.
9. Kivelo, M. 1998. Stabilization of embankments on soft soil with lime/cement columns. Doctoral thesis. Royal Institute of Technology. Division of Soil and Rock Mechanics. TRITA-AMI PHD 1023, 170 p.
10. Massarsch, K. R. 1979. Lateral earth pressure in normally consolidated clay. European conference on soil mechanics and foundation engineering, 7, Brighton, Sept. 1979. Proceedings, Vol. 2. pp. 245-249.
11. Massarsch, K. R., 2000. Application of Geophysical Methods for Geotechnical-, Geo Environmental and Geodynamic Applications - An Overview. Proceedings, 3rd International Workshop on the Application of Geophysics to Rock and Soil Engineering, 18. November, 2000, Melbourne, Proceedings pp. 1 - 5.
12. Massarsch, K. R. and Eriksson, H., 2002. "Deformation Properties of Dry Mixed-in-place Columns from Seismic Field Tests". Proceedings, Tokyo Workshop 2002 on Deep Mixing, Port and Airport Research Institute, Coastal Development Institute of Technology; pp. 58 - 74.
13. Massarsch, K. R. 2004. Deformation properties of fine-grained soils from seismic tests. Keynote lecture, International Conference on Site Characterization, ISC'2, 19 - 22 Sept. 2004, Porto, 133- 146.
14. Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D. and Rice, A. 1986. Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering 1986, Vol. 112, nr 8, pp. 791-803.
15. Stokoe, K. H. and Santamarina, J. C 2000. Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. Invited papers. Proceedings, GeoEng 2000. An international conference on geotechnical & geological engineering, Melbourne, Nov. 2000. Vol. 1. pp 1490-1536.
16. Stokoe, K. H., Sung-Ho J. and Woods, R. D. 2004. Some contributions of in-situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems. Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Conference on Site Characterization, Porto, Millpress Rotterdam, Vol. 1, pp. 97-132.
17. Vucetic, M. & Dobry, R. 1991. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 117, No. 1. Jan, pp. 89 - 107.
18. Woods, RD, Henke, R. 1981. Seismic techniques in the laboratory. ASCE. Geotechnical Engineering Division. Journal, Vol. 107, nr GT10, pp. 1309-1325.