

МЕТОД ПРИМЕНЕНИЯ ИЗОТАХ В ГЕОТЕХНИКЕ (ПОЛОЖЕНИЕ ДЕЛ ЧЕРЕЗ 50 ЛЕТ ПОСЛЕ РАЗРАБОТКИ МЕТОДА ПРОФЕССОРОМ ШУКЛЕ)

С. ЛЕРУЭЙ – профессор, университет Лаваль, Сте-Фу, Квебек, Канада

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

Исследуется применение модели изотак, разработанной профессором Шукле, в геотехнике и фундаментостроении. Лабораторные испытания с использованием высококачественных образцов и подробно описанные случаи из практики подтверждают ценность и применимость модели изотак при первичной и вторичной консолидации. Кроме того, было предложено использовать эту модель для учета влияния температуры. Так появилась изотахо-изотермическая модель. Оказалось также, что данные модели могут описывать общее поведение грунтов.

ВВЕДЕНИЕ

Когда к образцу глины внезапно прикладывается нагрузка в одномерных условиях, коэффициент пористости со временем обычно уменьшается (рис. 1). В процессе первичной консолидации осадка контролируется рассеянием избыточного порового давления, а также законом Дарси. Во время вторичной консолидации скорость осадки определяется вязкостью грунта. Однако, поскольку для осадки требуется гидравлический градиент, на этой стадии также присутствует избыточное поровое давление. Вторичную консолидацию характеризует наклон кривой консолидации; коэффициент вторичной консолидации составляет $C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.



Рис. 1. Кривая консолидации

Mesri & Godlewski (1977) показали, что $C_{\alpha e}$ зависит от коэффициента сжимаемости грунта, точнее, что отношение $C_{\alpha e} / C_c$ для данного грунта постоянно. Это подтверждается большим количеством данных по геоматериалам, предоставленным Месри и другими исследователями. На рис. 2 приведена характеристика двух глин из восточной Канады. Интересно, что соотношения $C_{\alpha e} / C_c$ для каждого типа грунта колеблются в небольшом диапазоне (табл. 1). (Mesri, 1987; Mesri et al., 1995). Для неорганических глин его величина обычно равна 0,04, для органических грунтов она больше, для сыпучих – меньше.

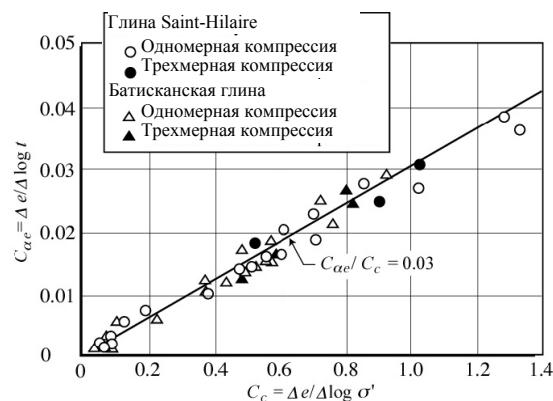


Рис. 2. Зависимость между коэффициентом вторичного уплотнения $C_{\alpha e}$ и общим коэффициентом уплотнения C_c (Mesri et al., 1995)

© S. Leroueil, 2006

Internet: www.georec.spb.ru

Таблица 1

**Параметры вязкости
геотехнических материалов**

Материал	C_{ae}/C_e , равное $\alpha =$ $\Delta \log \sigma'_v / \Delta \log \dot{\epsilon}$	$\frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_v} / \Delta \log \dot{\epsilon}$, %
Сыпучие грунты, в том числе каменная наброска	$0,02 \pm 0,01$	2,3...7,2
Сланец и аргиллит	$0,03 \pm 0,01$	4,7...9,6
Неорганические глины и пылеватые грунты	$0,04 \pm 0,01$	7,2...12,2
Органические глины и пылеватые грунты	$0,05 \pm 0,01$	9,6...14,8
Торф и жидкий торфяной грунт	$0,06 \pm 0,01$	12,2...17,5

Примечание. Типы материала и величины C_{ae}/C_e взяты из работы Mesri et al., 1995.

Один из главных вопросов можно сформулировать так: «Что происходит, когда таким же образом нагружается более мощный слой грунта, например, находящийся под насыпью?» Как показали Лэдд (Ladd et al, 1977) и Ямиолковский (Jamiolkowski et al., 1985), существуют две крайние возможности (рис. 3). «Согласно гипотезе А, ползучесть возникает только после окончания первичной консолидации...» и, следовательно, кривая «напряжение–деформация» для полевых условий соответствует кривой, полученной в лаборатории при испытании малых образцов в конце первичной консолидации. «Согласно

гипотезе Б, за ползучесть грунта отвечает определенная «структурная вязкость», и это явление происходит во время рассеивания порового давления, поэтому деформация в конце первичной консолидации растет» с увеличением толщины образца. Как показано на рис. 3, осадки в конце первичной консолидации, вычисленные на основе этих двух теорий, могут значительно различаться.

Для описания сжимаемости глин в условиях одноосного нагружения предложено несколько реологических моделей, которые можно разделить на 4 группы. Пусть e – коэффициент пористости, σ'_v – вертикальное эффективное напряжение, t – время, $\dot{\epsilon} = \delta e / \delta t$, а $\dot{\sigma}'_v = \delta \sigma'_v / \delta t$, тогда эти группы можно представить уравнениями:

$$R(\sigma'_v, e) = 0, \quad (1)$$

$$R(\sigma'_v, e, t) = 0, \quad (2)$$

$$R(\sigma'_v, e, \dot{\sigma}'_v, \dot{\epsilon}) = 0, \quad (3)$$

$$R(\sigma'_v, e, \dot{\epsilon}) = 0. \quad (4)$$

Для природных глин, для которых легко определить начальный коэффициент пористости, эти уравнения можно выразить через объемную деформацию, а не через коэффициент пористости. Уравнение (1) представляет модели, в которых реакция эффективного напряжения и коэффициента пористости грунта уникальна: она не зависит ни от времени, ни от скорости деформации. Этот случай

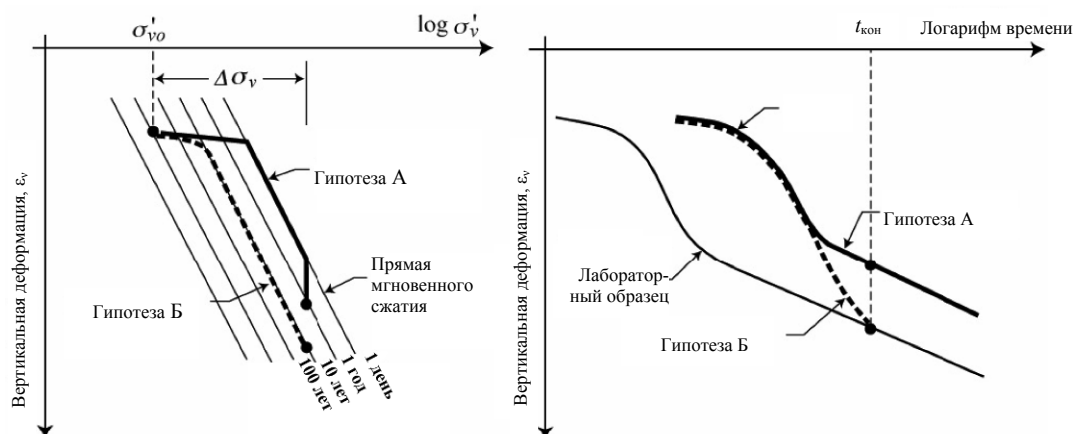


Рис. 3. Консолидация слоев глины различной толщины согласно гипотезам А и Б (Ladd et al, 1977)

описан в классической теории консолидации Терцаги. В работах Korejan, 1948, Bjerrum, 1967, Hansen, 1969 предложены модели, представленные уравнением (2), где коэффициент пористости является функцией времени и эффективного напряжения. Основную трудность для этих моделей составляет изменение приложенной нагрузки во времени, а также необходимость нахождения начальной точки отсчета времени.

В моделях, соответствующих уравнениям (3) и (4), эта трудность преодолена, поскольку поведение материала зависит только от условий в данный момент времени и не является функцией предыдущей истории нагружения. Тэйлор и Мерчант (Taylor & Merchant, 1940) впервые предложили модель, описанную уравнением (3), где скорость изменения коэффициента пористости является функцией эффективного напряжения, коэффициента пористости и скорости изменения эффективного напряжения. Это предложение поддержали Gibson & Lo, 1961. В моделях, соответствующих уравнению (4), представлена однозначная зависимость между эффективным напряжением, коэффициентом пористости и скоростью его изменения. Эти модели могут быть показаны диаграммой $e - \sigma'_v$ через прямые $\dot{e} = \text{const}$, которые профессор Шукле назвал *изотаксами* (Šuklje, 1957, 1969a, 1982). Для определения этих изотакс предлагались различные уравнения. Самое первое и простое соответствует теории Б, разработанной Тэйлором (Taylor, 1942):

$$\dot{e} = a \sigma'_v + be + c. \quad (5)$$

Более сложные уравнения выведены Barden, 1965, Šuklje, 1969b, Batterlino, 1973, Hawley & Borin, 1973.

В нижней части рис. 4 представлена группа изотакс, полученных Шукле (Šuklje, 1957) для образца озерного мела. В верхнем правом углу рисунка показаны кривые $e - \sigma'_v$ для образцов, толщина которых в n раз больше толщины исходного образца. Этот тип модели точно соответствует гипотезе Б (см. рис. 3).

Предлагаемые реологические модели редко оценивались экспериментально либо проверялись только на основе результатов нескольких лабораторных испытаний. Обычно проводились испытания при постоянной

скорости деформации CRS (Crawford, 1965; Sällfors, 1975), постоянной скорости нагружения (Burghignoli, 1979) и ступенчатом приложении общей нагрузки (Berre & Iversen, 1972; Aboshi, 1973; Larsson, 1981).

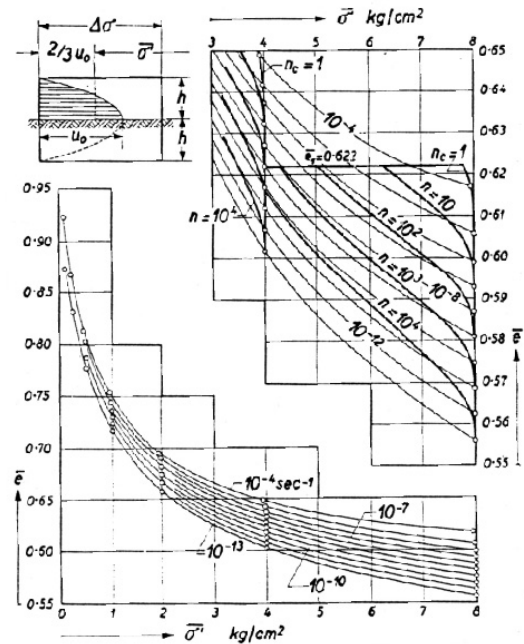


Рис. 4. Группа изотакс для образца озерного мела (Šuklje, 1957)

Однако поведение глины так и не стало более понятным. Результаты испытаний на консолидацию, полученные Berre & Iversen (1972) при исследовании образцов разной толщины, которые обычно используются для оценки гипотезы Б, Леонардс (Leonards, 1977) применял для доказательства гипотезы А. Испытания Абоши (Aboshi, 1973) на образцах перемятой глины указывают на ее поведение где-то между прогнозами гипотез А и Б. Гипотеза А (см. рис. 3) – это странная модель, которая соответствует уравнению (1) во время первичной консолидации и уравнению (2) – во время вторичной консолидации. Иными словами, реологическая модель грунта больше зависит от избыточного порового давления (которое существует на обеих стадиях консолидации), чем от эффективного напряжения, что противоречит принципу эффективных напряжений Терцаги.

Столкнувшись с проблемой недостаточности доказательств относительно реологического поведения грунтов, в основном глин, несколько групп исследователей из разных стран решили более тщательно изучить этот вопрос (Leroueil et al., 1985 a; Mesri & Choi, 1985 a, b; Larsson, 1986; Kabbaj et al., 1988; Šuklje 7 Majes, 1988; Magnan, 1992; Imai & Tang, 1992; Yin et al., 1994; Mesri et al., 1994, 1995; Kim & Leroueil, 2001; Imai et al., 2005; Kobayashi et al., 2005; Mimura & Jang, 2005).

Основная цель настоящей лекции – обобщение экспериментальных данных, накопленных за последние 25 лет, и анализ современной ситуации. Кроме этого, здесь представлена информация относительно расширения области распространения модели изотак для многомерных условий и включения в нее температурных эффектов.

1. РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1. Лабораторные данные

Автор (Leroueil et al., 1983 б, 1985 а) провел 14 серий одометрических испытаний:

на нагружение в несколько стадий с повторным нагружением в конце первичной консолидации $((MSL)_p)$ или через 24 ч $((MSL)_{24})$;

при постоянной скорости деформации CRS;

с контролируемым градиентом CGT; продолжительные испытания на ползучесть.

В то время продолжительные испытания на ползучесть проводили только на образцах батисканской глины. Позже проводились подобные испытания, в том числе испытания на ползучесть, выполняли на глинах Berthierville и St.-Alban (Kabbaj, 1988; Boudali et al., 1994).

Поскольку целью исследования было определение реологического поведения природных глин, прежде всего следовало проанализировать возможное влияние скорости роста вертикального эффективного напряжения σ'_v . Для этого проводили испытания CRS образцов батисканской глины с постоянным отношением $\dot{\epsilon} = \delta \epsilon_v / \delta t$, при возрастающей величине σ'_v и испытания на ползучесть, в которых σ'_v было

постоянным, поэтому отношение $\sigma'_v = \delta \sigma'_v / \delta t$ после окончания рассеивания порового давления равнялось нулю.

Было проведено 18 испытаний CRS образцов батисканской глины, скорость деформации изменялась от $1,7 \times 10^{-8} \text{ с}^{-1}$ до $4 \times 10^{-5} \text{ с}^{-1}$. Полученные результаты (рис. 5) показали, что:

чем выше скорость деформации, тем больше увеличение порового давления в основании образца, а для скоростей деформации меньше $5 \times 10^{-7} \text{ с}^{-1}$ величина избыточного порового давления исключительно мала;

при данной деформации, чем больше скорость деформации, тем больше эффективное напряжение или при данном эффективном напряжении, чем меньше скорость деформации, тем больше сама деформация;

Для более низкой скорости деформации ($1,7 \times 10^{-8} \text{ с}^{-1}$) компрессионная кривая пересекается с другими кривыми. (Этот аспект будет рассмотрен в разд. 1.3.2.)

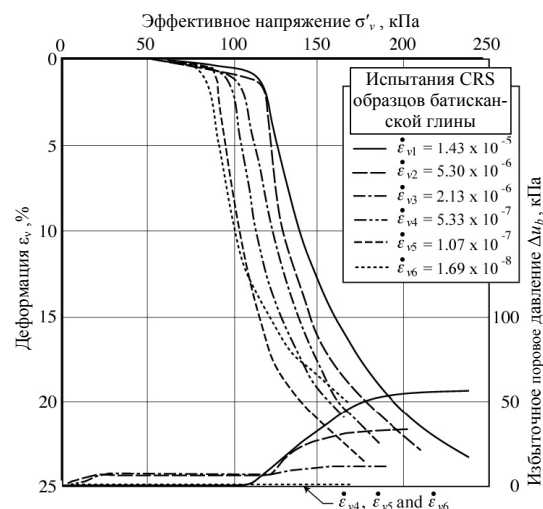


Рис. 5. Типичные одометрические испытания CRS на образцах батисканской глины (Leroueil et al., 1985 а)

Поведение грунта во время испытаний CRS очень похоже на его поведение, наблюдаемое в работе Sällfors, 1975 при испытаниях шведских глин. В частности, в испытаниях с избыточным поровым давлением компрессионная кривая зависела от скорости деформации, что расходится с концепциями, лежащими в основе гипотезы А (см. рис. 3).

В течение более 70 дней проводились 9 одометрических испытаний на ползучесть образцов батисканской глины. На основании полученных результатов были определены зависимости «эффективное напряжение–деформация» при скоростях деформации от 10^{-6} до 10^{-9} с $^{-1}$. Данная группа кривых по форме и расположению очень похожа на кривые, полученные в ходе испытаний CRS (см. рис. 5). Это показывает, что величина $\dot{\sigma}'_v$ не оказывает значительного влияния на поведение грунта, которое, следовательно, определяется по уникальной модели «эффективное напряжение–деформация–скорость деформации» (уравнение (4) $R'(\sigma'_v, \varepsilon, \dot{\varepsilon}) = 0$). Позже аналогичный результат был получен при проведении подобных испытаний на образцах глин Berthierville и St.-Alban (Kabbaj, 1985).

Согласно результатам автора (Leroueil et al., 1985 a), отношение $R'(\sigma'_v, \varepsilon, \dot{\varepsilon}) = 0$ описывается с помощью двух кривых. Первая представляет давление предуплотнения как

функцию скорости деформации:

$$\varepsilon'_p = f(\dot{\varepsilon}'). \quad (6)$$

Также можно наблюдать изменение величин эффективного вертикального напряжения при любом значении коэффициента пористости как функции скорости деформации.

Вторая кривая показывает вертикальное эффективное напряжение, нормализованное по отношению к давлению предуплотнения (которое ассоциируется со скоростью деформации) как функцию деформации:

$$\sigma'_v / \sigma'_p(\dot{\varepsilon}_v) = g(\varepsilon_v). \quad (7)$$

Уравнения (6) и (7) подразумевают, что коэффициент сжимаемости C_c может изменяться вместе с коэффициентом пористости, но не зависит от скорости деформации.

На рис. 6, а величина $\log \sigma'_p$ представлена как функция $\log(\dot{\varepsilon}_v)$ для батисканской глины. Эта зависимость является линейной с углом наклона $\alpha = \Delta \log \sigma'_p / \Delta \log(\dot{\varepsilon}_v)$, равным 0,048.

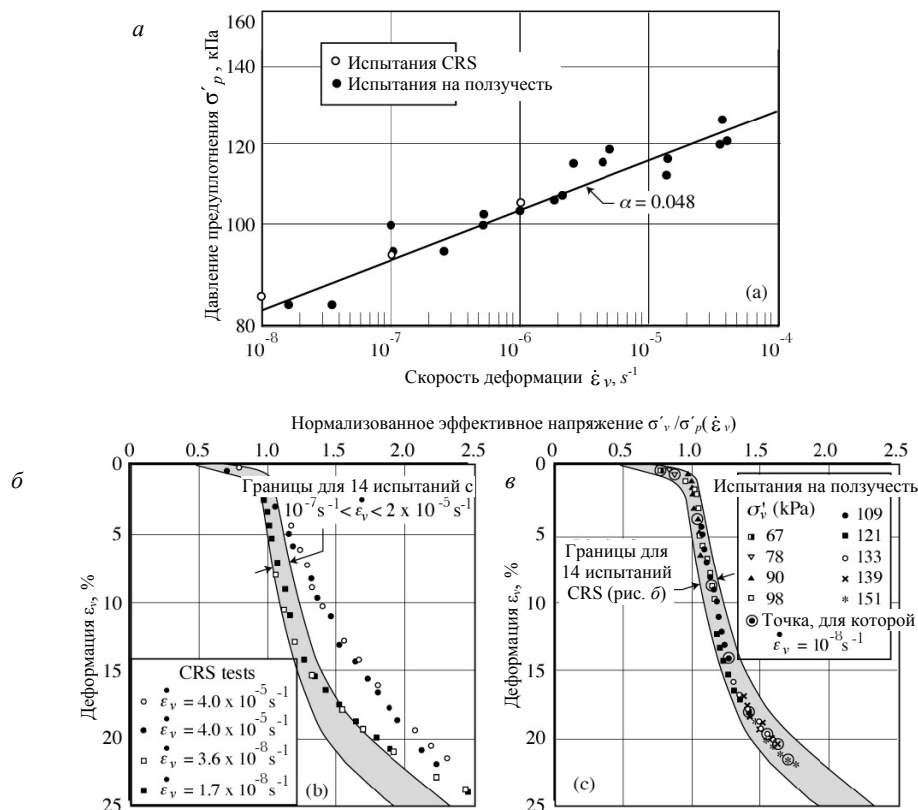


Рис. 6. Реологическое поведение батисканской глины (7,3 м): а – изменение давления предуплотнения вместе со скоростью деформации; б, в – кривые «нормализованное эффективное напряжение–деформация», выведенные по результатам испытаний CRS и испытаний на ползучесть (Leroueil et al., 1985 a)

Для 18 испытаний CRS были построены зависимости $\sigma'_v / \sigma'_p(\dot{\epsilon}_v)$ (рис. 6, б). Четырнадцать нормализованных кривых для скоростей деформации от $1,4 \times 10^{-5}$ до $1,07 \times 10^{-7} \text{ с}^{-1}$ попадают в небольшой промежуток, а четыре выходят за его пределы. Предполагалось, что результаты двух быстрых испытаний, проводимых при скорости деформации $4 \times 10^{-5} \text{ с}^{-1}$, выходят за пределы диапазона из-за больших величин избыточного порового давления, а результаты двух медленных испытаний (при скоростях деформации от 3,6 до $1,7 \times 10^{-8} \text{ с}^{-1}$) не вписываются в данный диапазон при деформациях больше 17% прежде всего из-за развития микроструктуры (см. раздел 1.3.2).

Говоря о результатах испытаний на ползучесть (рис. 6, в), следует отметить, что все нормализованные данные попадают в диапазон, полученный в ходе 14 испытаний CRS. Поэтому можно сделать вывод о том, что для образцов батисканской глины во всех случаях, кроме испытаний CRS при высоких скоростях деформации, где наблюдается очень высокое поровое давление, и испытаний при низких скоростях деформации при больших деформациях, существует уникальная зависимость «эффективное напряжение–деформация–скорость деформации», которая описывается двумя кривыми.

Результаты, полученные при описании вязкой работы глин с помощью двух кривых

(уравнения (6) и (7)), подтвердились при испытании других глин из восточной Канады и Швеции (Leroueil et al., 1985 a; Kabbaj, 1985). (На рис. 29 иллюстрируется работа глины Berthierville.)

Сделаем несколько замечаний. Можно показать, что $\alpha = \Delta \log \sigma'_v / \Delta \log \dot{\epsilon}_v$ равно C_{ae}/C_c :

$$\alpha = C_{ae}/C_c. \quad (8)$$

Следовательно, величина α должна изменяться вместе с типом грунта, как показано в табл. 1. Это также означает, что для неорганических глин давление предуплотнения, или вертикальное эффективное напряжение при любой величине деформации или коэффициента пористости изменяется от 7 до 12% (обычно около 10%) на логарифмический цикл скорости деформации (см. табл. 1). Данный момент более важен для органических грунтов, чем для сыпучих.

Уравнение (6) можно переписать следующим образом:

$$\log \sigma'_p = A + \alpha \log \dot{\epsilon}_v. \quad (9)$$

Поскольку величина α постоянна для грунта определенного типа, следовательно, уравнение (9) отражает один из фундаментальных законов физики. А уравнение (7) является, образно говоря, «отпечатком пальцев» рассматриваемого грунта. Кривые на рис. 7 показывают, что для достижения 20%-ной

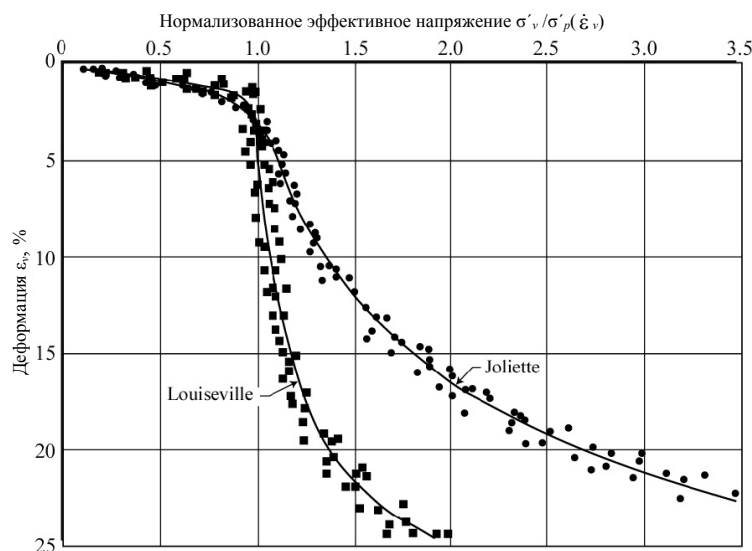


Рис. 7. Кривые «нормализованное эффективное напряжение–деформация» для двух глин из восточной Канады (Leroueil et al., 1985 a)

вертикальной деформации эффективное вертикальное напряжение для глины Joliette должно превышать давление предуплотнения в 2,7 раза, а для глины Louiseville – в 1,35 раза.

Месри и Фенг (Mesri & Feng, 1986; Mesri et al., 1995) проводили испытания на компрессию для четырех 125-мметровых элементов, объединенных в группу. Элементы изотропно консолидировались (с одноосным дренажем), при этом наблюдалась их осевая деформация и поровое давление. Полученные результаты обрабатывались в работах Leroueil et al. (1986), Leroueil & Marques (1996) с целью определения соответствующих компрессионных кривых для различных элементов 500-миллиметрового слоя. На рис. 8 приводятся компрессионные кривые, отражающие первичную консолидацию глины St.-Hilaire, на которую под воздействием давления, увеличивающегося от 97 до 138 кПа. Компрессионные кривые проведены от точки I (начальное состояние) до точки Р (состояние, близкое к завершению первичной консолидации).

На рис. 8 показана также фиктивная фаза вторичной консолидации (PF), соответствующая $C_{ae}/C_c (= \alpha) = 0,3$ (см. рис. 2 для глины St.-Hilaire). Из рисунка видно, что компрессионная кривая, соответствующая первичной консолидации, зависит от расположения элементов. Рядом с границей дренажа (эле-

мент 1) скорость деформации на первых стадиях консолидации очень велика, в результате чего эффективное напряжение доходит до изотак, ассоциируемых с высокими скоростями деформаций. С другой стороны, для элементов 3 и 4, находящихся далеко от границы дренажа, скорости деформаций за тот же период значительно меньше, а эффективное напряжение приближается к изотактам, ассоциируемым с этими скоростями деформаций. Однако по мере приближения к завершению первичной консолидации грунта (точка Р), скорость деформации становится однородной во всем образце и компрессионные кривые элементов совпадают. После завершения первичной консолидации весь образец подвергался вторичной консолидации и получал осадку от точки Р до точки F. Имай и Танг (Imai & Tang, 1992) наблюдали такое же поведение глины во время консолидации, причем слой состоял из 7 элементов в группе.

Результаты испытаний Месри (Mesri et al., 1995) позволили определить всю группу изотак для глины St.-Hilaire. Можно отметить следующее: а) эта группа изотак соответствует наблюдаемому поведению грунта; б) для скоростей 10^{-6} и 3×10^{-8} мин⁻¹ на стадии первичной консолидации расстояние между изотактами $C_{ae}/C_c = 0,03$, что соответствует стадии вторичной консолидации (см. рис. 2).

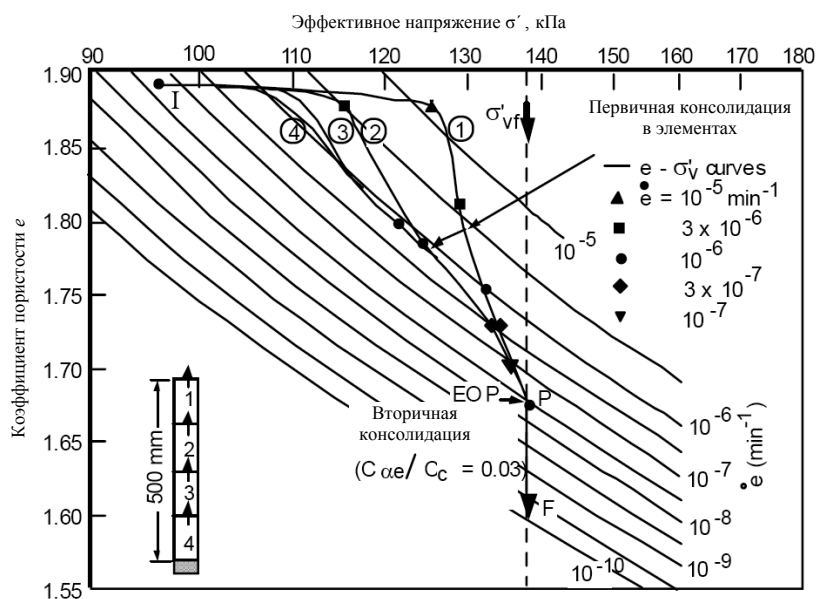


Рис. 8. Консолидация глины St.-Hilaire с увеличением давления от 97 до 138 кПа (Mesri et al., 1995; Leroueil & Marques, 1996)

Это указывает на то, что поведение глины не зависит от стадии консолидации; в) при скоростях больше 10^{-6} мин⁻¹ вариация эффективного напряжения на цикл логарифма больше величины, соответствующей $\alpha = C_{ae}/C_s = 0,03$. Возможно, $C_{ae}/C_s = \alpha$ не является константой, зависящей от скорости деформации. Данный аспект еще будет рассматриваться применительно к полевым испытаниям (см. разд. 2.1, рис. 18).

Полученные результаты показывают, что поведение грунта во время первичной и вторичной консолидации зависит от скорости деформации. Однако, по данным Месри и его сотрудников, а также, согласно гипотезе А, в конце первичной консолидации происходит «чудо» – в этот момент поведение грунта не зависит от скорости деформации. Автор считает, что это невозможно.

Месри и Чой (Mesri & Choi, 1985 b; Mesri et al., 1995) сравнили кривые, описывающие завершение консолидации образцов различной толщины, и пришли к выводу, что все они идентичны, следовательно, гипотеза А справедлива (рис. 9). Как и прежде, не ясно, почему работа грунта зависит от скорости деформации во время первичной и вторичной консолидации и не зависит от нее в конце первичной консолидации. Автор (Leroueil et al., 1985 b) считал, что разница в коэффициенте пористости, ожидаемая в случае гипотезы Б, очень мала – примерно 0,060 для батисканской глины и глины St.-Hilaire (рис. 9), поэто-

му ее трудно заметить в процессе эксперимента. Получит ли развитие микроструктура при очень малых скоростях деформации? Это будет обсуждаться в разд. 1.3.2.

1.2. Некоторые следствия модели изотак

Как показано на рис. 10, при изменении скорости деформации во время одометрических испытаний CRS грунтовые условия также меняются от одной изотакхи к другой.

Предположим, что первичная консолидация при одометрических испытаниях (MSL)₂₄ завершается через 24 ч. Тогда скорость деформации в конце периодов нагружения, которые могут соответствовать компрессионной кривой за 24 ч, для неорганических глин примерно равна $2 \times 10^{-7} C_c / (1 + e_0) \text{ с}^{-1}$ (Leroueil, 1988). Она составляет порядка $5 \times 10^{-8} \text{ с}^{-1}$ для малосжимаемых глин и 10^{-7} с^{-1} – для сильносжимаемых. Эта величина меньше скорости деформации, обычно используемой в испытаниях CRS ($1 \times 10^{-6} \dots 4 \times 10^{-6} \text{ с}^{-1}$). В результате давление предуплотнения и эффективное напряжение, измеряемые в процессе испытаний CRS, при любой деформации или коэффициенте пористости больше величин, определяемых при обычных 24-часовых одометрических испытаниях (рис. 11). На рис. 11 автором (Leroueil, 1996) обобщаются данные, полученные для разных глин из различных стран, при этом коэффициент $\sigma'_{pCRS} / \sigma'_{pconv}$ обычно равен 1,25.

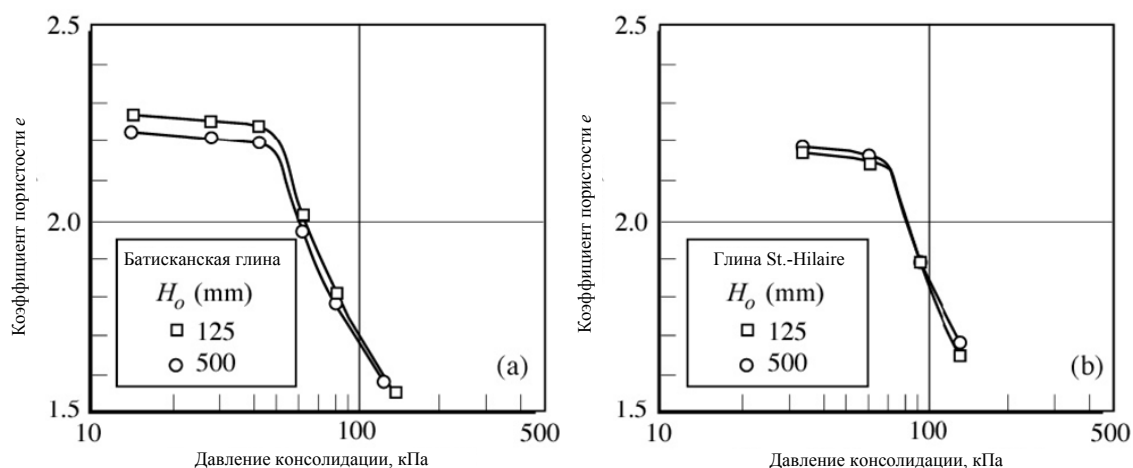


Рис. 9. Кривые, описывающие завершение первичной консолидации $e - \log \sigma'_v$, для образцов различной толщины (Mesri et al., 1995)

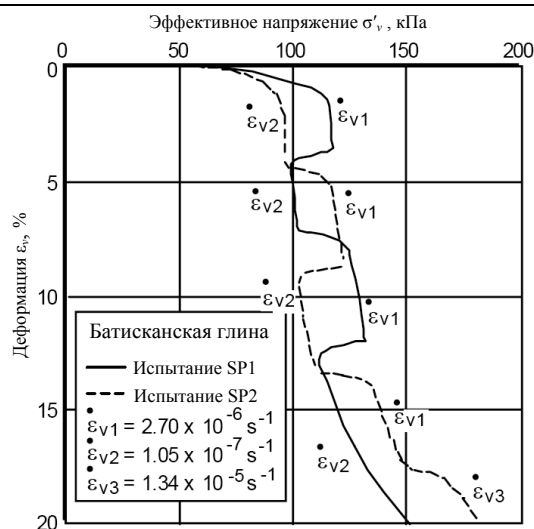


Рис. 10. Специальные одометрические испытания CRS образцов батисканской глины (Leroueil et al., 1985,a)

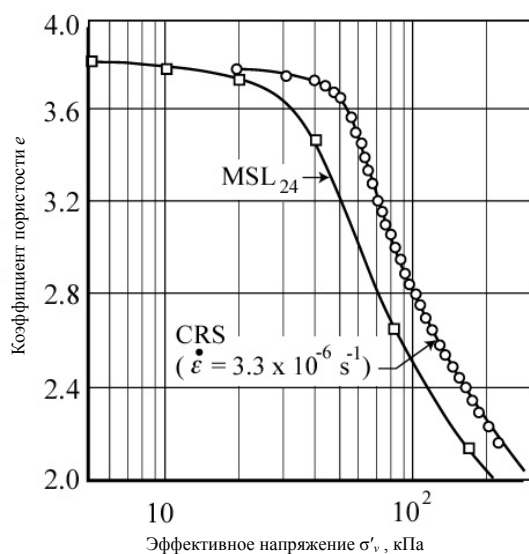


Рис. 11. Сравнение кривых «напряжение–деформация», полученных в ходе обычных 24-часовых одометрических испытаний и одометрических испытаний CRS (Hanzawa, 1989)

Когда образец грунта нагружается мгновенно, на первых стадиях консолидации скорость деформации велика, и эффективные напряжения доходят до изотак, соответствующих этим скоростям. По мере продолжения консолидации скорость деформации уменьшается, и эффективное напряженно-деформированное состояние грунта прибли-

жается к изотак, соответствующим более низким скоростям деформации (рис. 12). Аналогичное явление лежит в основе работы грунта, описанной на рис. 8.

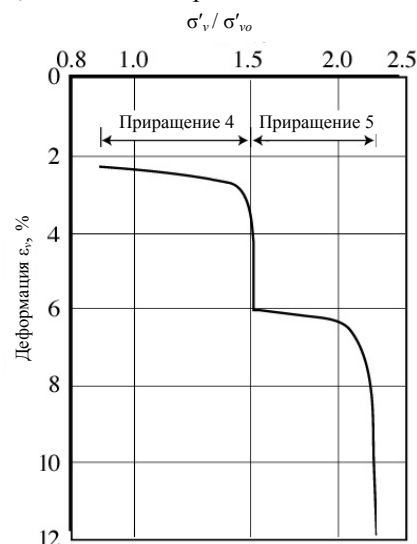


Рис. 12. Испытание на многоступенчатое нагружение образцов глины Drammen (Berre & Iversen, 1972)

1.3. Ограничения модели изотак

1.3.1. Модель изотак должна описываться через пластические деформации

Несмотря на то что модель изотак точно описывает поведение глин при увеличении деформации, она не включает случаи, когда осевая деформация остается неизменной, например при релаксационных испытаниях. Йошикуни (Yoshikuni et al., 1994, 1995) проводил специальные одометрические испытания на различных стадиях консолидации (открытый дренаж) и релаксации (закрытый дренаж), чтобы показать, что «даже при постоянной нагрузке консолидация – это комбинированный процесс возникновения порового давления из-за релаксации напряжения и его рассеивания через дренаж». В одной серии, состоящей из трех испытаний, упомянутые исследователи останавливали процесс вторичной консолидации при эффективном напряжении 314 кПа путем закрытия дренажа и измеряли избыточное поровое давление. Как показано на рис. 13, чем выше скорость деформации, при которой прекращается вторичная консолидация, тем больше образующееся

избыточное поровое давление. Следовательно, при уменьшении скорости деформации предрасположенность к ползучести также снижается. Это можно объяснить тем, что модель скорости деформации – уравнения (6), (7), (9) – применима только к пластической составляющей деформации. Поэтому в релаксационных испытаниях, где общая деформация постоянна, увеличение пластической деформации ε^p , ассоциирующееся с ползучестью, компенсируется уменьшением упругой деформации ε^e , а следовательно, и эффективно-го напряжения (рис. 14).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p = \text{const}, \quad (10)$$

$$\dot{\varepsilon}^e = -\dot{\varepsilon}^p. \quad (11)$$

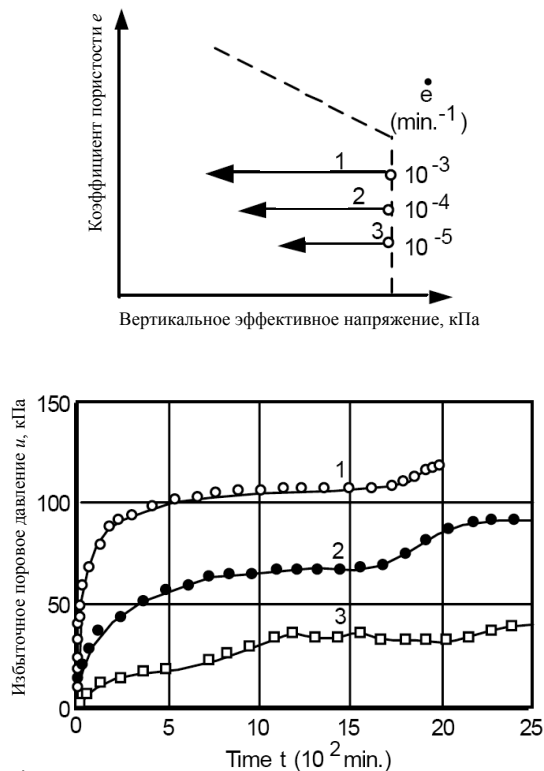


Рис. 13. Образование избыточного порового давления во время релаксационных испытаний при одномерном сжатии

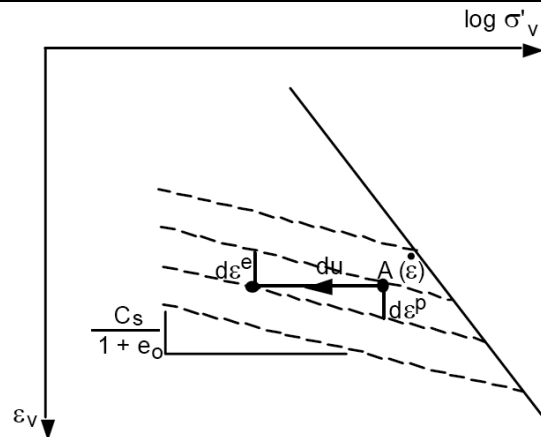


Рис. 14. Компоненты деформации при релаксационных испытаниях

Скорость изменения порового давления u после закрытия дренажа, когда грунт находится в состоянии вторичной консолидации, при скорости деформации $\varepsilon = \dot{\varepsilon}^p$ (точка A на рис. 14) будет

$$\dot{u} = \frac{2,3(1+e_0)\sigma'}{C_s} \varepsilon^p, \quad (12)$$

где σ' – эффективное напряжение во время закрытия дренажа; C_s – коэффициент рекомпрессии.

1.3.2. Возможное противоречие между явлением вязкости и тенденцией к развитию микроструктуры во времени

Наличие микроструктуры, связывающей частицы или агрегаты грунта, обнаружено во многих природных материалах (Leroueil & Vaughan, 1990). В некоторых геоматериалах также наблюдалось развитие микроструктуры во времени. В работах Leonards & Altschaeffl, 1964, Leroueil et al., 1996 показано, что в молодых перемятых глинах развитие давления предуплотнения во время вторичной консолидации может быть гораздо больше, чем можно предположить по уменьшению коэффициента пористости. В работах Mitchell & Solymar, 1984, Schmertmann, 1991 также наблюдалась реструктуризация во времени некоторых песков.

Из-за вязкостных характеристик грунтов при постоянном эффективном напряжении расположение составляющих их частиц может

изменяться. Это приводит к уменьшению коэффициента пористости со временем при постоянном эффективном напряжении. Грунты также предрасположены к структуризации, т. е. к фиксации частиц на определенном месте. От скорости деформации зависит, какой из этих механизмов доминирует. При относительно высоких скоростях деформации преобладает перестройка, как описано в разд. 1.1, а при относительно низких – структуризация, что приводит к изменению отношения «напряжение–деформация–скорость деформации». На рис. 5, где представлена батисканская глина, при скорости деформации $1,7 \times 10^{-8} \text{ с}^{-2}$ компрессионная кривая не соответствует отношению «напряжение–деформация–скорость деформации», наблюдаемому во время испытаний CRS при скорости деформации больше 10^{-7} с^{-1} , и пересекает компрессионные кривые, полученные при больших скоростях деформации. Данные Vaughan, 1994 и Leroueil et al., 1996 говорят о таком же поведении грунтов.

Итак, микроструктура развивается при низких скоростях деформации. Однако условия, способствующие ее развитию, пока не выявлены. Поэтому очень важно выяснить, возможно ли образование микроструктуры, наблюдаемой в лабораторных испытаниях, в полевых условиях и приведет ли это к уменьшению осадок грунта, которые должны развиться согласно модели изотак.

2. РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ И ВЫВОДЫ

2.1. Полевые испытания

В результате лабораторных испытаний получены компрессионные кривые, соответствующие скоростям деформации, величины которых в основном превышают $3 \times 10^{-8} \text{ с}^{-1}$ (рис. 15). С другой стороны, скорости деформации под насыпями меньше 10^{-8} с^{-1} (чаще всего меньше 10^{-9} с^{-1}). Таким образом, если модель изотак действительно, кривая «эффективное вертикальное напряжение–деформация» in situ должна находиться ниже компрессионной кривой для завершения первичной консолидации, полученной в лаборатории (рис. 16).

Это означает, что при одинаковой деформации в лабораторных и полевых условиях поровое давление in situ (SF на рис. 16) больше прогнозируемой величины из лабораторных испытаний (LF на рис. 16). Это также означает, что при завершении первичной консолидации деформация in situ (ϵ_{ff} на рис. 16) больше полученной в лабораторных условиях (ϵ_{fc} на рис. 16).

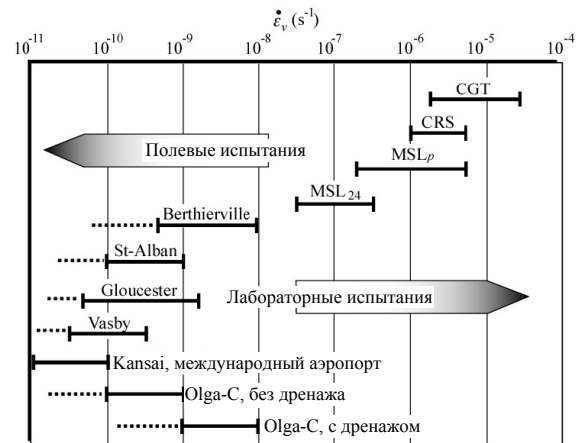


Рис. 15. Диапазон деформаций для полевых и лабораторных испытаний

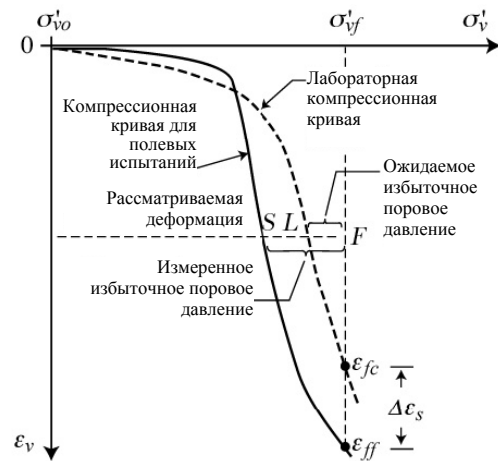


Рис. 16. Типичные компрессионные кривые для полевых и лабораторных испытаний

Для подтверждения последнего тезиса Kabbaj et al., (1988) проанализировал работу четырех хорошо описанных насыпей, возведенных на глинистом основании в Канаде (Berthierville, St-Alban, Gloucester) и Швеции (Väsby). Насыпь в Berthierville диаметром 28,8

м была отсыпана на 3,2-метровом слое суглинка, находящемся между двумя слоями песка. В каждом случае кривые «эффективное вертикальное напряжение–деформация» для полевых условий описывали точно определенные слои глины и строились на основе измерения глубинной осадки и давления поровой воды. Затем данные кривые сравнивали с лабораторными компрессионными кривыми, полученными из одометрических испытаний $(MSL)_p$ и $(MSL)_{24}$. Для глин Berthierville, St-Alban и Väsby испытания проводили на высококачественных образцах, полученных с помощью 200-мметрового грунтоноса Laval (La Rochelle et al., 1981).

На рис. 17 приводится сравнение слоев глины, подстилающих 4 испытываемых насыпи. Во всех случаях при данном эффективном напряжении в полевых условиях деформация

(или осадка) больше той, которая должна быть согласно кривой окончания первичной консолидации, полученной в лаборатории. Это доказывает, что гипотеза А неверна.

Основываясь на результатах лабораторных испытаний и полевых наблюдений для глин Berthierville, St-Alban и Väsby, автор (Leroueil, 1988) построил кривые «эффективное вертикальное напряжение–скорость деформации» для разных величин деформации. Сравнение работы грунта при малых деформациях (например, σ'_p) в лабораторных и полевых условиях неправомерно, поскольку на результаты лабораторных испытаний может влиять нарушение структуры грунта во время его отбора, а следовательно, траектории эффективного напряжения могут быть совершенно другими. Такое сравнение логичнее проводить при больших величинах деформации, так как в

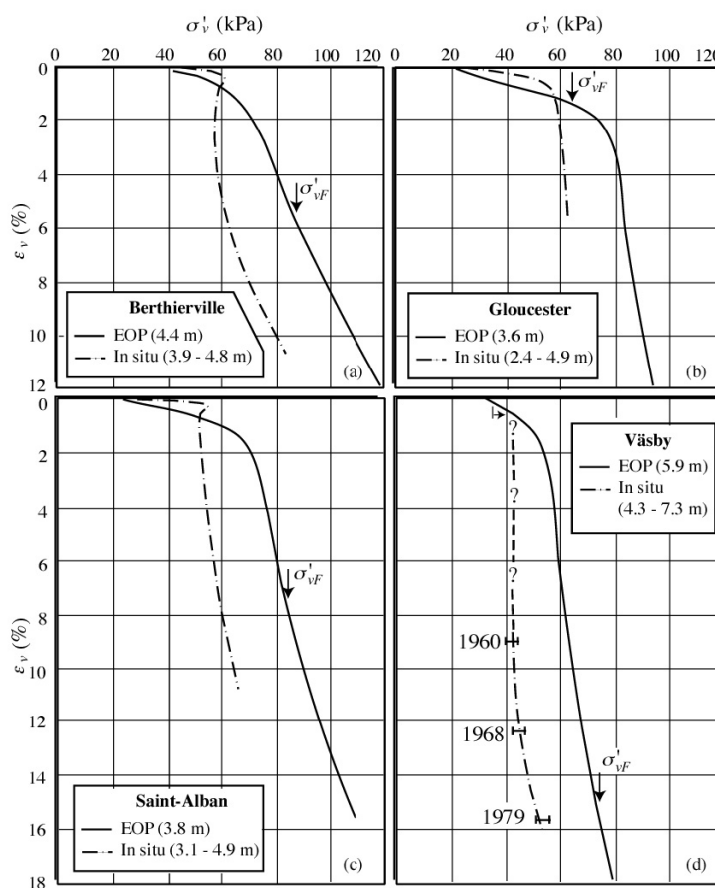


Рис. 17. Сравнение зависимостей «напряжение–деформация» для четырех площадок, наблюдаемых в полевых условиях и полученных при завершении первичной консолидации в лаборатории (Kabbaj et al., 1988)

данном случае неважно влияние нарушений во время отбора, а напряженные состояния в лаборатории и *in situ* схожи. На рис. 18 показаны нормализованные зависимости скорости деформации от эффективного напряжения при деформации в четырех слоях глины равной 10%. Результаты полевых и лабораторных испытаний хорошо согласуются. Следовательно, к полевым и лабораторным условиям применимы одни и те же модели изотак.

На тот же рисунок нанесено соотношение «эффективное напряжение–скорость деформации» при коэффициенте $\alpha = 0,04$. Полученная кривая относительно хорошо соответствует точкам, описывающим работу грунта при скоростях деформации от 10^{-8} до $3 \times 10^{-7} \text{ с}^{-1}$, диапазоне, в котором в лаборатории обычно наблюдается вторичная консолидация. С другой стороны, на рис. 18 показано, что в большинстве случаев $\alpha = C_{ae}/C_c$ больше при более высоких скоростях деформации и меньше при более низких. Это может указывать на то, что данный параметр не является строго постоянным, а уменьшается при уменьшении скорости деформации.

При проведении данного анализа автор хорошо осознавал возможность микроструктуризации глин со временем (см. разд. 1.3.2) и мог ожидать, что компрессионные кривые для полевых испытаний не согласуются с моделями изотак, полученными из лабораторных испытаний. Тем не менее, рис. 17 и 18 свиде-

тельствуют, что модель изотак применима как к полевым, так и к лабораторным условиям.

Отметим, что, используя упруговязкопластичную численную модель (модель изотак, определенную через пластические деформации), Ким и Леруэй (Kim & Leroueil, 2001) смогли смоделировать работу глины Berthierville при многоступенчатом нагружении, одометрических испытаниях на ползучесть и релаксацию, а также ее поведение в полевых условиях под испытываемой насыпью.

Сравнивая вычисленные и наблюдаемые результаты консолидации, важно сопоставить осадки (или деформации), поровые давления и косвенно – эффективные напряжения. Случаи, в которых работа грунта, согласно измерениям и наблюдениям, выражалась через осадку и поровое давление, также изучались, в частности автором (Leroueil, 1988). В восьми рассматриваемых случаях вычисленные и наблюдаемые осадки хорошо согласовались между собой, в большинстве случаев – через изменение гидравлической электропроводности, но во всех испытаниях (за исключением одного) измеренные величины избыточного порового давления были больше полученных в лаборатории. Как схематически показано на рис. 16, это согласуется с влиянием скорости деформации. Данное явление соответствует результатам экспериментов, проведенных в Швеции (Larsson, 1986; Larsson & Mattsson, 2003) и Франции (Magnan, 1992).

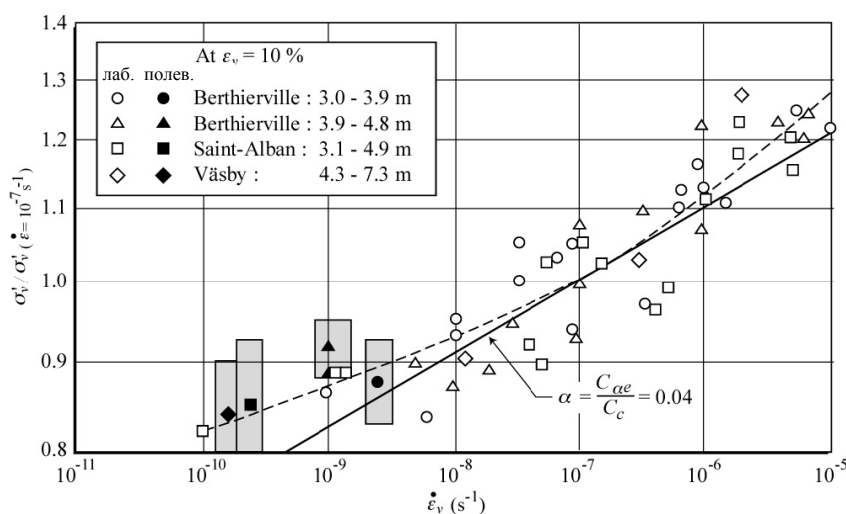


Рис. 18. Нормализованные зависимости скорости деформации от эффективного напряжения при деформации 10% (Leroueil et al., 1988)

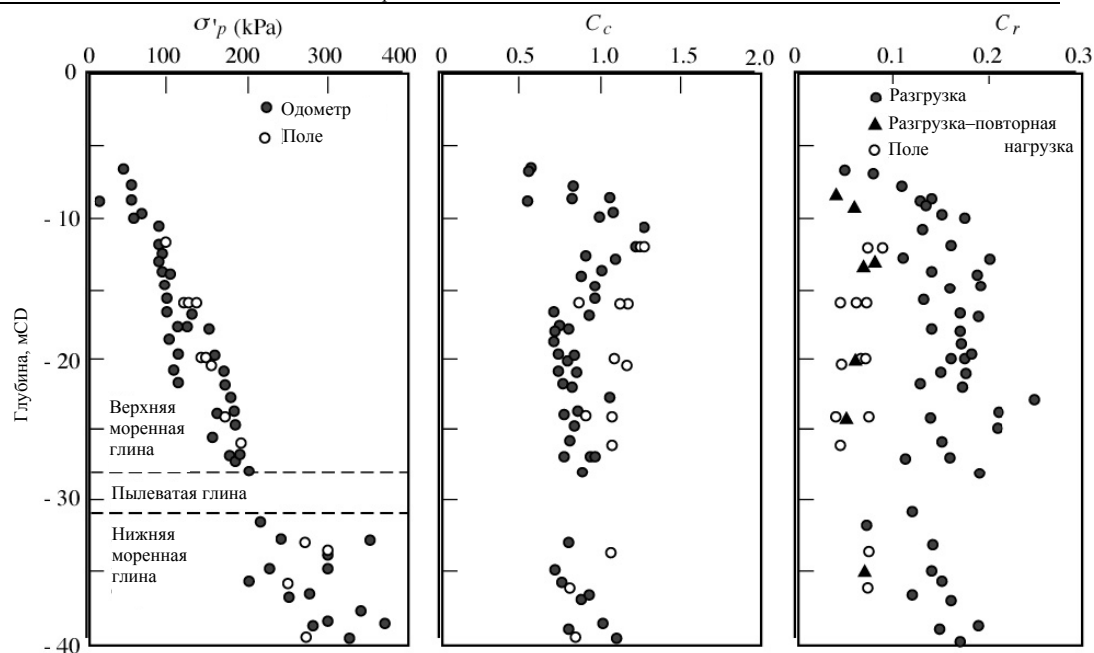


Рис. 19. Сравнение величин давления предуплотнения и параметров сжимаемости, измеренных в лаборатории и вычисленных на основе полевых наблюдений (Cao et al., 2001)

Аэропорт Чанги

Опишем случай из практики, представленный Као (Cao et al., 2001), который является типичной иллюстрацией упомянутых наблюдений. Проект по строительству аэропорта Чанги в Сингапуре был связан с намывом территории. На площади размером 294 м в длину и 251 м в ширину проводились испытания. Морское дно находилось на глубине примерно 5,6 м. Геологический разрез представлен следующими пластами: 20...22,6 м – верхняя моренная глина, 2,7...4,5 м – пылевая глина, 22...27,3 м – нижний слой моренной глины. Величина пригрузки составляла 140 кПа. Параметры сжимаемости (рис. 19), полученные в лаборатории и по результатам полевых наблюдений, достаточно типичны: величины σ'_p , измеренные в ходе обычных 24-часовых одометрических испытаний, практически совпадали с результатами и полевых наблюдений; величины C_r для полевых условий меньше, чем для лабораторных, что, скорее всего, обусловлено нарушением структуры образца при отборе; величины C_c при полевых испытаниях больше, чем при лабора-

торных, что может быть вызвано нарушением структуры образца при отборе, а также влиянием скорости деформации.

На рис. 20 представлено идеальное соответствие между вычисленными и измеренными величинами осадок за 1150 дней наблюдения. С другой стороны, измеренные величины порового давления на глубине 22 м превышали вычисленные примерно на 40 кПа (рис. 21). Это согласуется с эффектом скорости деформации (см. рис. 16).

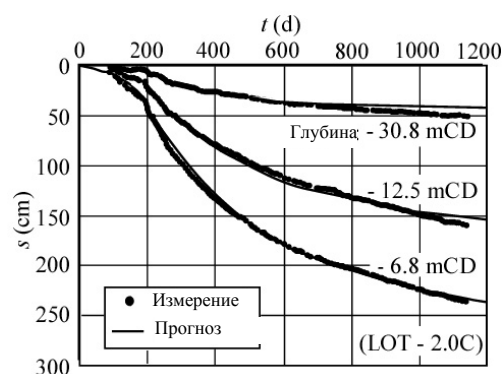


Рис. 20. Сравнение измеренных (•) и прогнозных (—) величин осадок для площадки аэропорта Чанги (Cao et al., 2001)

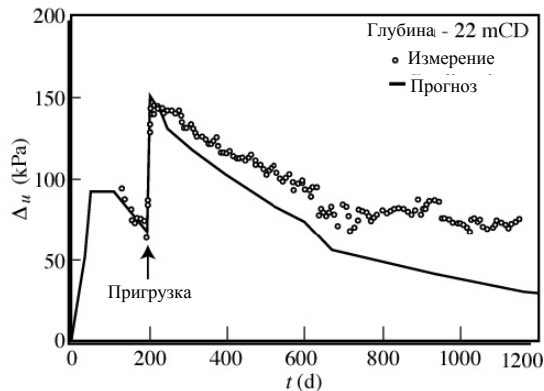


Рис. 21. Сравнение измеренных (•) и прогнозных (—) величин избыточного порового давления (Cao et al., 2001)

Международный аэропорт Кансай

Строительство международного аэропорта Кансай (стадия 1) является наглядным примером того, как важно учитывать влияние скорости деформации на осадку. Аэропорт занимает 511 га территории, намытой в 5 км от берега в заливе Осака. Строительство острова началось в 1987 г. и закончилось в 1991 г. Торжественное открытие аэропорта состоялось в сентябре 1994 г. (Arai et al., 1991; Akai & Tanaka, 1999; Akai, 2000, а также Труды симпозиума по геотехническим аспектам строительства международного аэропорта Кансай, 2005).

Глубина моря на данном участке составля-

ет около 18 м. Основание состоит из 18-метрового слоя мягкой аллювиальной глины, которую подстилает слой плейстоценовой глины толщиной в несколько сотен метров. В последних отложениях представлены перемежающиеся слои глины и относительно тонкие слои песка или гравия. Коэффициент переуплотнения плейстоценовой глины увеличивается с глубиной и на глубине 160 м составляет 1,4. В слой аллювиальной глины были введены песчаные дренажи, что привело к его осадке в течение 6 месяцев. В дальнейшем осадки происходили из-за сжатия плейстоценовых отложений и наблюдались на глубине до 150 м.

Согласно рис. 22 (Imai et al., 2005), поведение кансайских глин зависит от скорости деформации. Средняя величина α составляет 0,043, что характерно для неорганических глин (см. табл. 1). Однако хорошее соответствие между логарифмом нормализованного давления предуплотнения и логарифмом скорости деформации (пунктирная линия на рис. 22) указывает на то, что величина α может уменьшаться при уменьшении скорости деформации.

На рис. 23 показаны измеренные и вычисленные осадки плейстоценовых отложений. Расчеты основывались на результатах обычных 24-часовых одометрических испытаний, при этом влияние вязкости во время первич-

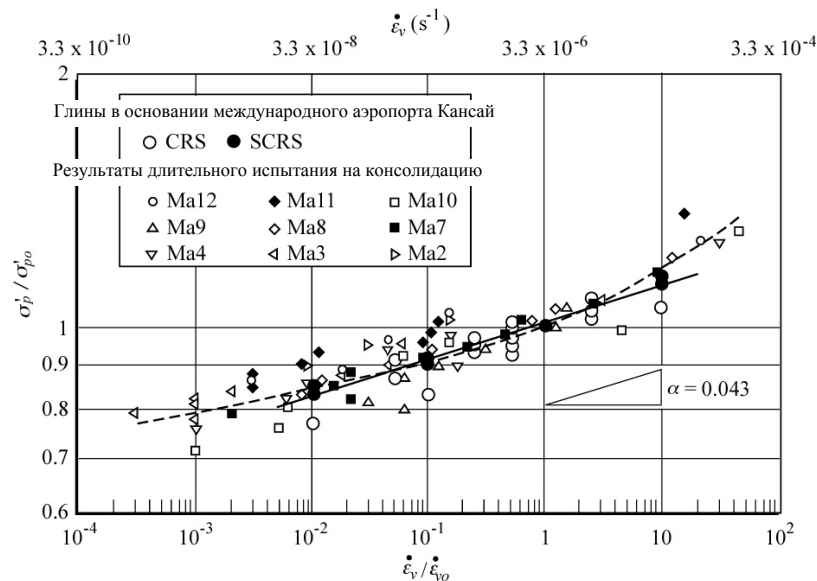


Рис. 22. Зависимость вертикального напряжения от скорости деформации для глин в основании международного аэропорта Кансай (Imai et al., 2005)

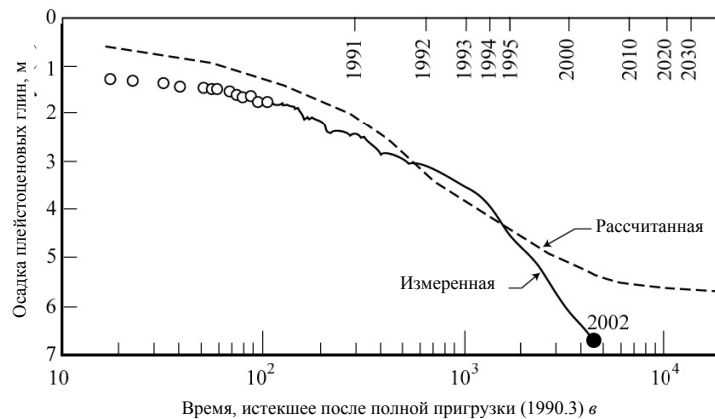


Рис. 23. Измеренные и вычисленные осадки плейстоценовых глин на участке международного аэропорта Кансай (точка наблюдения Ni 2,1) (Akai & Tanaka, 1999; Hight & Leroueil, 2002)

ной консолидации не учитывалось. Во время торжественного открытия аэропорта (сентябрь 1994 г.) величины измеренных и вычисленных осадок были примерно одинаковыми – 4,50 м. Впоследствии действительные осадки стали больше ожидаемых, в 1998 г. их величина составила 5,84 м (Akai, 2000), а сегодня приближается к 7,0 м. Избыточное поровое давление, измеренное в 1992 г. вскоре после завершения строительства, а затем в 1997 и 2005 гг., лишь немного уменьшилось, в 2005 г. его величина превышала 200 кПа на глубинах 100 и 120 м (рис. 24). Поэтому первичная консолидация в плейстоценовых отложениях еще далека до завершения. С учетом гипотезы *B* и модели изотак, а также средней скорости деформации в полевых условиях, составляющей порядка $3 \times 10^{-11} \text{ с}^{-1}$, т. е. примерно в 200 меньше, чем в лабораторных условиях, подобная работа грунта не удивительна.

Опытная насыпь Olga C

Примерно в 600 км к северу от Монреаля компания Hydro-Quebec возвела опытную насыпь Olga C на 14-метровом слое чувствительной ленточной глины. Высота насыпи – 6 м, общая ширина – 106 м, длина – 146 м. Она состоит из четырех разных секций, среди которых секция *A* не имеет дренажа, а секция *B* имеет вертикальные дрены через каждые 1,5 м (St-Arnaud et al., 1992; Leroueil, 1996).

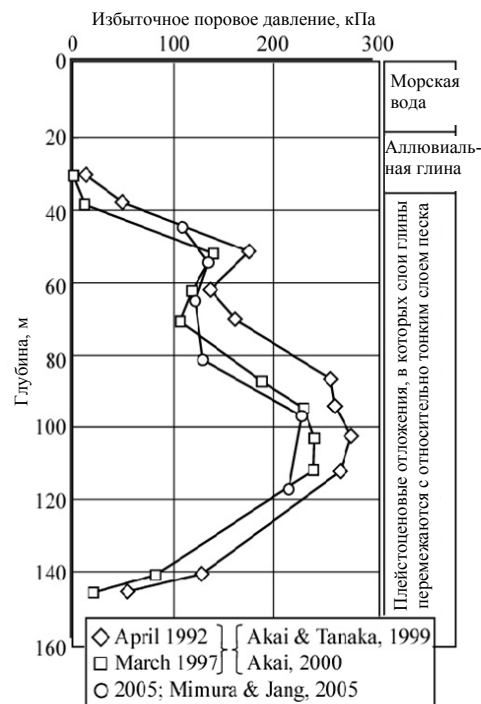


Рис. 24. Избыточное поровое давление под островом международного аэропорта Кансай (точка наблюдения Ni 2,1) (Akai & Tanaka, 1999; Akai, 2000; Mimura & Jang, 2005)

На рис. 25, *a* показано развитие во времени порового давления в секции *A* без дренажа и в секции *B* в середине сетки, сформированной дренами. Соответствующие кривые «эффективное напряжение–деформация» показаны на рис. 25, *б*, *г*. В секции *B*, где путь дренирования относительно невелик, величина порового

давления начинает уменьшаться сразу же после окончания строительства, и эффективное вертикальное давление непрерывно увеличивается во время консолидации слоя глины. С другой стороны, в секции *A*, где путь дренирования больше, толщина глины не может освободиться от избыточного порового давления, возникшего в результате ползучести грунта, и поровое давление продолжает возрастать в течение 10...50 дней после завершения строительства. Вертикальное эффективное напряжение сначала уменьшается, а затем

растет. Кривые «напряжение–деформация» для двух секций с разным путем дренирования различны, что можно объяснить эффектом вязкости. Это подтверждает утверждение Йошикуни (Yoshikuni et al., 1994, 1995) о том, что «консолидация – это процесс генерирования поровой воды вследствие релаксации и рассеивания, обусловленного дренажом».

Подобное увеличение порового давления и соответствующее уменьшение эффективного вертикального напряжения после завершения строительства наблюдались и под другими

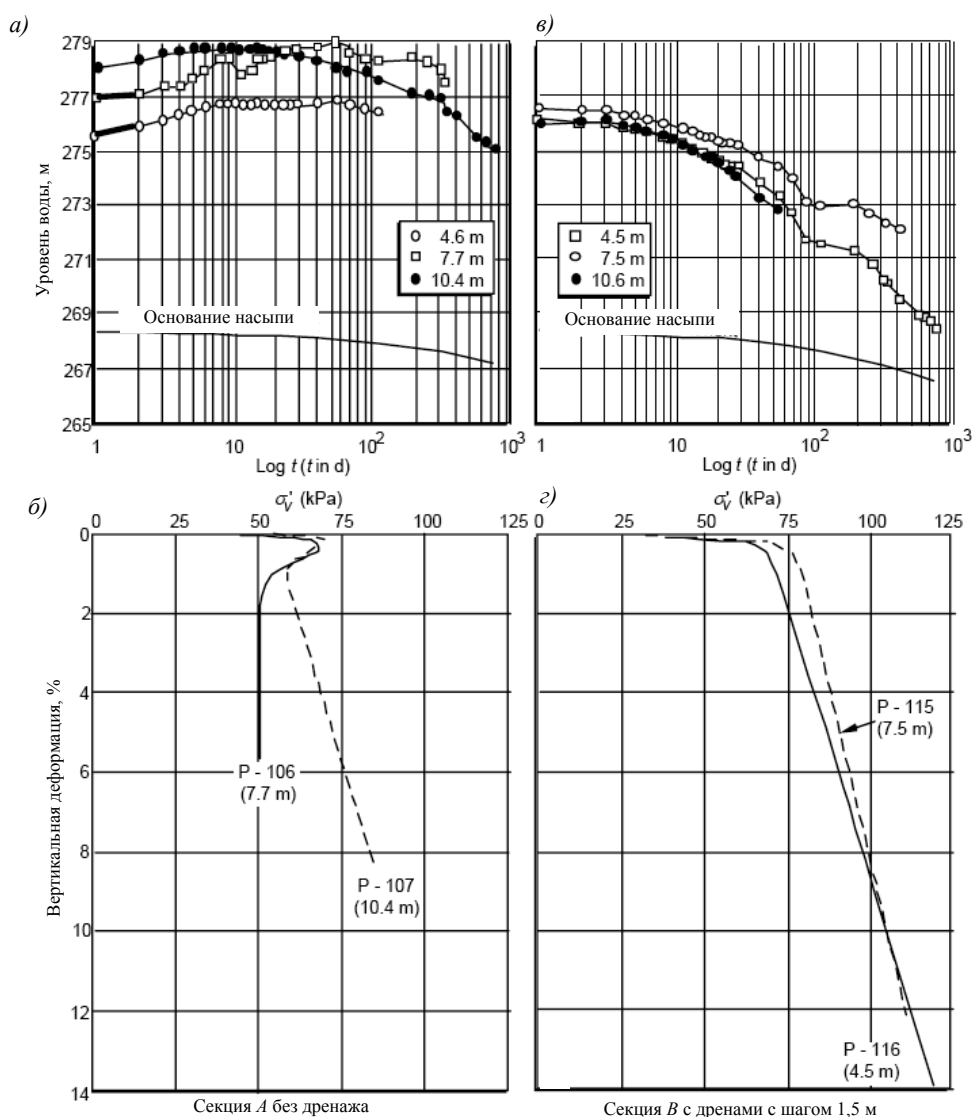


Рис. 25. Опытная насыпь Olga C (St-Arnaud et al., 1992): *a* – изменение давления поровой воды со временем, секция *A* без вертикальных дрен; *б* – аппроксимированные кривые «напряжение–деформация» для секции *A* без вертикальных дрен; *в* – изменение давления поровой воды со временем (секция *B* с дренами с шагом 1,5 м); *з* – аппроксимированные кривые «напряжение–деформация» для секции *B* с дренами с шагом 1,5 м

насыпями (Crooks et al., 1984; Kabbaj et al., 1988). Такое поведение грунта не соответствует гипотезе *A* и объясняется влиянием вязкости грунта.

Опытная насыпь Väsby

Опытная насыпь Väsby была возведена Шведским геотехническим институтом в 1947 г. на 14-метровом слое высокопластичной глины. Насыпь не содержит вертикальных дренажей имеет длину и ширину 30 м, высоту – 2,5 м. Чанг (Chang, 1981) собрал опытные данные с данной площадки. Леруэй и Каббай (Leroueil & Kabbaj, 1987; Kabbaj et al., 1988) исследовали полученные данные и построили компрессионную кривую для слоя грунта на глубине 4,3...7,3 м (см. рис. 17, *з*). Они также проводили одометрические испытания образцов грунта, отобранных грунтоносом Laval, диаметр которого составляет 200 мм. На рис. 18, *б* приведены результаты испытаний MSLp на образце грунта, отобранном с глубины 5,9 м. Как уже говорилось, компрессионная кривая для полевых условий расположена ниже кривой, построенной по результатам испытаний MSLp, что подтверждает влияние скорости деформации (см. также рис. 18).

Месри и Чой (Mesri & Choi, 1985 а) также изучали тестовую насыпь Väsby и обнаружили совпадение результатов полевых наблюдений и прогноза, основанного на уникальной компрессионной кривой, соответствующей окончанию первичной консолидации. Этот результат расходится с выводами Каббая (Kabbaj et al., 1988), в основе прогнозов которого лежат результаты одометрических испытаний образцов грунта, отобранных в 1967 г. шведским 50-мметровым поршневым грунтоносом.

На рис. 26 показаны типичные компрессионные кривые для образцов, отобранных на одинаковой глубине грунтоносами диаметрами 50 и 200 мм. Здесь очевиден эффект нарушения структуры грунта, о чем свидетельствует переуплотнение ($\sigma'_p - \sigma'_{vo}$) в конце первичной консолидации. Согласно результатам испытаний MSLp, приведенным в работе Mesri & Choi, (1985 а), его величина составила 7 кПа для образцов диаметром 50 мм и 20 кПа – для образцов диаметром 200 мм. Очевидно, что хорошее совпадение результатов (Mesri &

Choi, 1985 а) объясняется в основном эффектом нарушения структуры грунта, который компенсирует влияние скорости деформации.

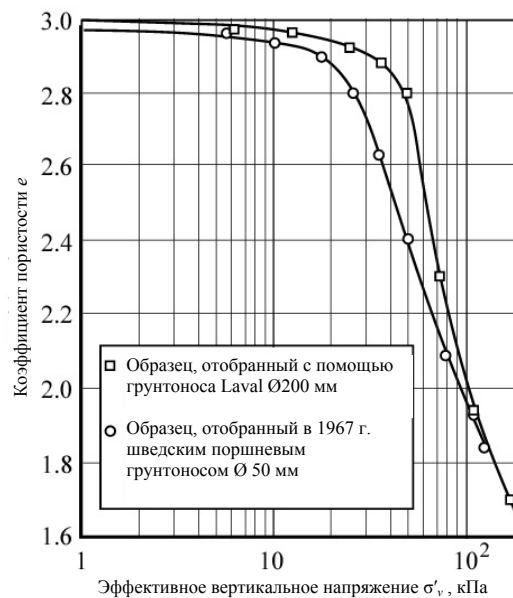


Рис. 26. Типичные компрессионные кривые для глины Väsby, отобранной на глубине 4,0...4,3 м (Leroueil & Kabbaj, 1987)

Этот вывод подтвержден в работе (Larsson & Mattson, 2003), где заново проанализированы данные по тестовой насыпи Väsby. Авторы обнаружили, что без учета ползучести во время первичной консолидации осадка грунта в конце этого этапа должна была составить 1,4 м, она и достигла этой величины в 1966 г., несмотря на то что величина избыточного порового давления все еще составляла 30 кПа. Это заключение хорошо согласуется с данными, представленными на рис. 17, *з* (Larsson & Mattson, 2003): осадка поверхности несколько превышала 2,0 м, а давление поровой воды достигало 12 кПа.

Опытные насыпи Skä-Edeby

В 1957 г. для строительства аэродрома в Skä-Edeby Шведский геотехнический институт возвел 4 опытные насыпи. Основание площадки строительства было представлено 15-метровым слоем слабой глины. Под насыпями (за исключением области IV) на разных расстояниях были установлены вертикальные песчаные дренажи.

Месри (Mesri et al., 1994) изучал III область опытной насыпи, под которой по периметру треугольника на расстоянии 1,5 м были установлены 18-сантиметровые песчаные дрены. Высота насыпи составляла примерно 2,5 м. Исследователи выявили хорошее соответствие между величинами наблюдаемых осадок и рассчитанных на основании гипотезы о компрессионной кривой, соответствующей периоду завершения первичной консолидации. Они также обнаружили достаточно хорошее согласование для величин порового давления в течение двухлетнего периода, когда первичная консолидация еще не завершилась.

Ларссон и Маттсон (Larsson & Mattson, 2003) изучали соседнюю недренированную IV область опытной насыпи (высота – 1,5 м, $\Delta\sigma = 27$ кПа). Они обнаружили, что без учета ползучести грунта во время первичной консолидации осадка в конце этого процесса должна была составить 1,75 м, эта величина была достигнута в 1972 г., при этом избыточное поровое давление еще составляло 20 кПа. Это означает, что через 15 лет после завершения строительства вертикальное эффективное напряжение практически не увеличилось. В 2002 г., через 45 лет после завершения строительства, осадка составила 1,10 м, а максимальное поровое давление – 8 кПа. Это подтверждает тот факт, что во время первичной консолидации развивается вязкость грунта.

Однако так и не понятно, почему исследователи пришли к разным заключениям. Возможно, это объясняется нарушением структуры грунта во время его отбора, различиями в скорости деформации, влиянием 18-метровых песчаных дрен, расположенных в некоторых областях, а также различными методами анализа.

2.2. Дополнительные замечания

Все упомянутые хорошо документированные случаи из практики свидетельствуют о важности скорости деформации во время первичной консолидации, по крайней мере в том случае, когда высококачественные образцы используются для оценки параметров сжимаемости. Однако, как говорилось, Месри (Mesri et al., 1994) сравнивал измеренные и

вычисленные величины осадок для других насыпей и обнаружил четкое согласование результатов.

Вследствие нарушения структуры образцов во время отбора, различия траекторий эффективных напряжений в лабораторных и полевых условиях, а также возможных различий в скорости деформации и температуре достаточно трудно определить реологическое поведение грунта, основываясь лишь на сравнении величин давления предуплотнения, наблюдаемых в лаборатории и *in situ*.

Morin et al. (1983) и Leroueil (1988) сравнивали величины вертикальных давления предуплотнения, определенных *in situ* (σ'_{vy}) и полученных в ходе обычных 24-часовых одометрических испытаний ($\sigma'_{p\ conv}$).

Они пришли к выводу, что $\sigma'_{p\ conv}$ соответствует σ'_{vy} для величин OCR в пределах 1,2...2,5, может быть меньше на 10% для нормально уплотненных глин, и больше при величине OCR, превышающей 2,5 (Leroueil, 1996).

Месри обнаружил хорошее совпадение между величинами давления предуплотнения, полученными в полевых условиях, и давления предуплотнения, определенными в лаборатории в конце первичной консолидации, $\sigma'_{p\ EOP}$ (Mesri et al., 1995). Однако это не соответствует результатам экспериментов, проводимых автором (за исключением случаев с практически нормально уплотненными глинами, OCR < 1,3). Кроме того, считается, что $\sigma'_{p\ EOP}$, измеренный на высококачественных образцах, может значительно превышать давление предуплотнения для переуплотненных глин *in situ* (например, OCR > 1,6).

2.3. Практические применения

Согласно наблюдениям, проводимым на хорошо описанных насыпях, а также результатам лабораторных испытаний образцов высокого качества, величины осадок на кривой, соответствующей завершению первичной консолидации, в лаборатории меньше величин, измеренных *in situ*.

Для вычисления долговременных осадок можно использовать численные модели, включающие эффекты вязкости. Такие модели разрабатывали Adachi et al. (1982, 1996),

Kabbaj et al. (1986), Szavits-Nossan (1988), Svano et al. (1991), Yin et al., (1994), Yashima et al. (1997), Kim & Leroueil, (2001) и др.

Автор (Leroueil et al., 1988) предложил для определения деформации в конце начальной консолидации в поле к величине деформации, вычисленной по результатам обычного 24-часового одометрического испытания (которое уже отражает некоторые черты вторичной консолидации), прибавлять деформацию $\Delta\epsilon_s$. При простом расчете с учетом скорости деформации $\Delta\epsilon_s$ будет равна

$$\Delta\epsilon_s = \frac{\alpha C_c}{(1+e_0)} [\log 10^{-7} - \log(\dot{\epsilon}_{\text{EOP}})], \quad (13)$$

где $\dot{\epsilon}_{\text{EOP}} = (0,16 k u'_0 / \gamma_w H^2)$; C_c – коэффициент сжимаемости при конечном эффективном напряжении; e_0 – начальный коэффициент пористости; k – гидравлическая проводимость глины; α – параметр, определенный в уравнении (9); u'_0 – начальное избыточное поровое давление; H – максимальная длина пути дренирования.

С учетом того, что величина α равна 0,03, а температура in situ на 12°C меньше, чем в лаборатории (взяты типичные для Канады и Скандинавии условия), автор (Leroueil et al., 1996) вывел несколько отличное уравнение для $\Delta\epsilon_s$, которое позже обозначили $\Delta\epsilon_s^*$ (рис. 27). Величина $\Delta\epsilon_s^*$ составила 2,5% для насыпей Berthierville и St-Alban, 5,6% – для насыпи Väsby.

Используя уравнение (13) и определенные приблизительно параметры, автор вычислил осадки, которые дополняют величины, рассчитанные на основании испытаний (MSL)₂₄ образцов грунта, отобранных на площадке аэропорта Кансай на глубине 2,5 м (письмо, посланное профессору Абоши в 1995 г.).

Предыдущие расчеты действительны только при наличии высококачественных образцов грунта и известных величинах эффективных напряжений. Поскольку это не всегда возможно, был предложен следующий практический подход:

для сильносжимаемых глин ($C_c/(1+e_0) > 0,25$) и особо значимых насыпей (опытных, а также насыпей, для которых влияние величины осадок может быть значительным), существенно влияние эффектов вязкости, которые

необходимо учитывать при расчетах осадок в конце первичной консолидации;

для обычных насыпей на слабосжимаемых глинах ($C_c/(1+e_0) < 0,25$) $\Delta\epsilon_s^* < 2,5\%$ и часто компенсируется за счет нарушения структуры глины во время отбора образцов и некоторого уменьшения конечного эффективного напряжения из-за осадок, а также повышения уровня грунтовых вод в районе насыпи. Считается, что в этих случаях для определения осадок при завершении первичной консолидации in situ без всяких поправок можно использовать результаты обычных 24-часовых одометрических испытаний, в которые в какой-то степени уже включена вторичная консолидация;

если для увеличения скорости процесса консолидации используются вертикальные дренажи, а также, когда глина характеризуется малой толщиной или слоистостью, скорость деформации в конце первичной консолидации в большинстве случаев больше $3 \times 10^{-10} \text{ с}^{-1}$. Следовательно, величина $\Delta\epsilon_s^*$ остается сравнительно небольшой и для определения осадок при завершении консолидации in situ без всяких поправок могут использоваться результаты обычных 24-часовых одометрических испытаний по причинам, приведенным в предыдущем абзаце.

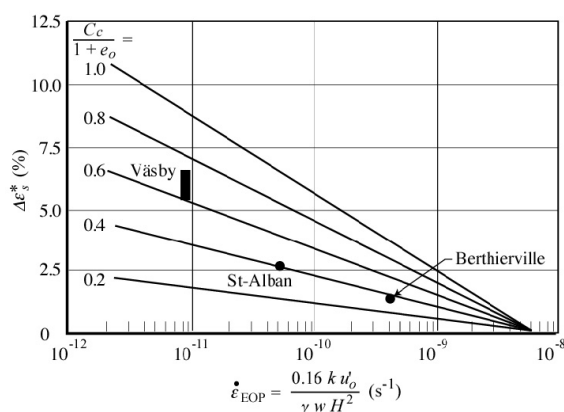


Рис. 27. Определение величины деформации $\Delta\epsilon_s^*$ в конце первичной консолидации in situ, которая превышает величину, полученную при обычных 24-часовых лабораторных одометрических испытаниях, с учетом влияния скорости деформации и температуры (Leroueil et al., 1996)

3. ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ

3.1. Лабораторные испытания

В последние годы были проведены многочисленные исследования по определению влияния температуры на сжимаемость глин (Eriksson, 1989; Tidfors & Sällfors, 1989; Boudali et al., 1994; Graham et al., 2001; Marques et al., 2004) и торфа (Edil & Fox, 1994). Результаты типичных испытаний CRS на образцах глины из Luleå (Швеция) говорят о значительном влиянии температуры на сжимаемость глины (рис. 28). С увеличением температуры грунт становится более сжимаемым в пределах переуплотнения, давление переуплотнения уменьшается, а компрессионные кривые смещаются в сторону меньших величин эффективного напряжения. При этом указанное влияние заметнее при температурах меньше 35°C, чем при более высоких температурах.

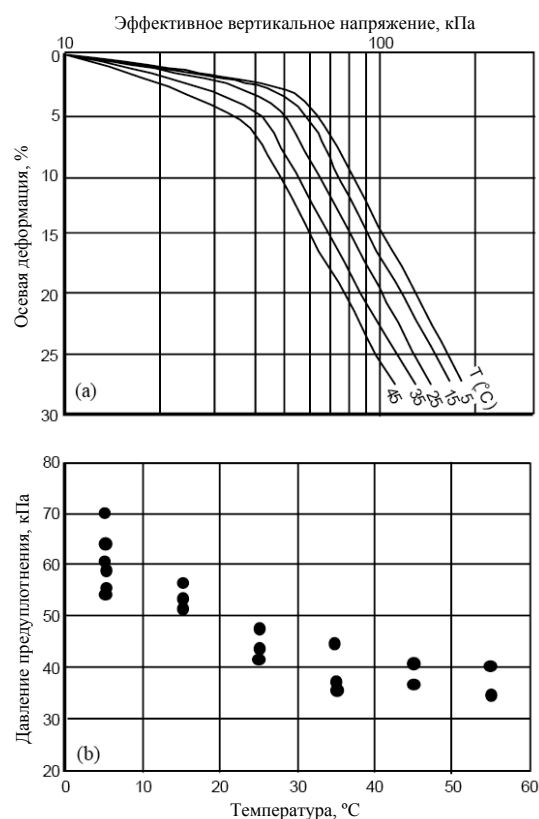


Рис. 28. Одометрические испытания образцов глины Luleå при различных температурах (Eriksson, 1989)

Боудали (Boudali et al., 1994) проводил испытания CRS при разных скоростях деформации и температурах на трех глинах, в том числе на упоминавшейся глине Berthierville. Обобщенные результаты этих испытаний (рис. 29) показывают, что: а) давление переуплотнения, или эффективное вертикальное напряжение при любом коэффициенте пористости может быть описано как функция скорости деформации и температуры (см. рис. 29, а); б) кривые «эффективное напряжение–деформация» (построенные при различных скоростях деформации и температурах) сводятся к одной, когда скорости деформации и температуры нормализуются относительно давления переуплотнения, соответствующего скорости деформации и температуре, используемым в каждом отдельном испытании (см. рис. 29, б). Поэтому предложенная автором (Leroueil et al., 1985 а) модель изотак, описываемая уравнениями (6), (7) и (9), может быть использована для учета влияния температуры. Изотак-изотермическую компрессионную модель можно представить следующими уравнениями:

$$\varepsilon'_p = f(\dot{\varepsilon}_v, T), \quad (14)$$

и

$$\sigma'_l / \sigma'_p(\dot{\varepsilon}_v, T) = g(\varepsilon_l). \quad (15)$$

Маркес (Marques et al., 2004) получил аналогичные результаты для глины St-Roch-de-l'Achigan. В уравнениях (14) и (15) предполагается, что коэффициент сжимаемости C_c может изменяться в зависимости от коэффициента пористости, однако он не зависит от скорости деформации и температуры.

Согласно результатам экспериментов, $\alpha = C_{ae} / C_c$, а на уменьшение отношения $\log \sigma'_p - \log \dot{\varepsilon}$ температура не влияет (см. рис. 29, а). Поэтому уравнение (14) можно переписать следующим образом:

$$\log \sigma'_p = A(T) + \alpha \log \dot{\varepsilon}_v. \quad (16)$$

На рис. 30 показаны величины давления переуплотнения (или вертикального эффективного напряжения при известном коэффициенте пористости) для разных глин, нормализованные относительно давления переуплотнения, измеренного при температуре 20°C. Можно увидеть, что изменение нормализованного напряжения с температурой для всех рассматриваемых глин одинаково: 1% на °C

при температуре от 5 до 35°C и значительно меньше при больших температурах.

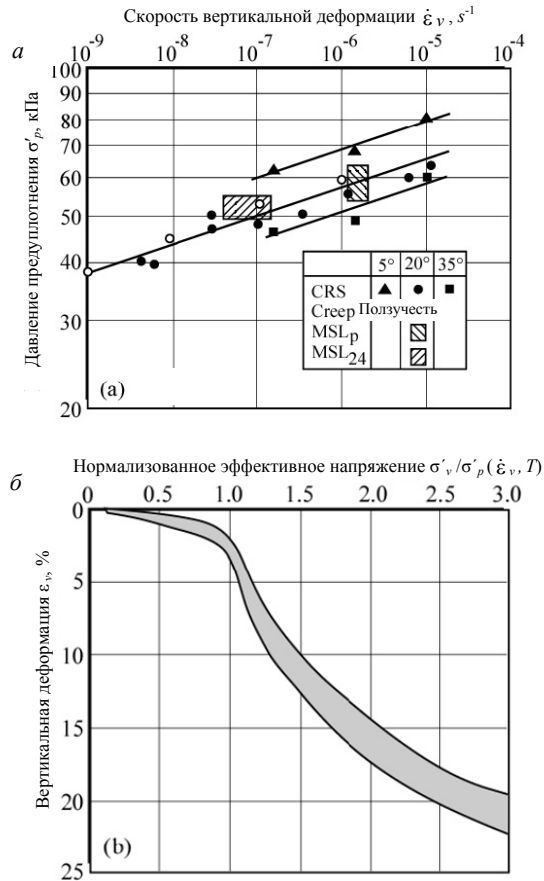


Рис. 29. Одномерное сжатие глины Berthierville (Boudali et al., 1994; Kabbaj, 1985): а – давление предуплотнения как функция скорости деформации и температуры; б – кривая «нормализованное эффективное напряжение – деформация»

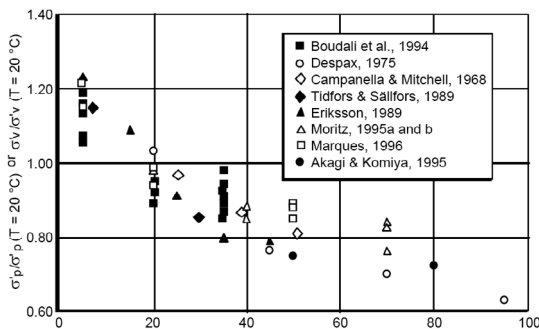


Рис. 30. Изменение величин нормализованного давления предуплотнения, или эффективного вертикального напряжения при известном коэффициенте пористости в зависимости от температуры (Leroueil & Marques, 1996)

Мориц (Moritz, 1995 a & b) предложил уравнение для описания изменений давления предуплотнения с температурой:

$$\sigma'_{p(T)} = \sigma'_{p(T_0)}(T_0/T)^\alpha, \quad (17)$$

где α – параметр грунта, отличный от параметра α в (9).

Уравнение (17) похоже на выражение закона, описывающего уменьшение вязкости воды с увеличением температуры (Marques et al., 2004). В работе Laloui & Cekerevac (2003) предложено уравнение

$$\sigma'_{p(T)} = \sigma'_{p(T_0)}[1 - \gamma \log(T_0/T)], \quad (18)$$

где γ – параметр грунта, который в какой-то степени изменяется в зависимости от вида грунта. Для глины Luleå, изучаемой Эрикссоном (Eriksson, 1989), он равен 0,40 (рис. 28).

Таким образом, изменение давления предуплотнения (или эффективного напряжения при любых величинах коэффициента пористости или деформации) в зависимости от скорости деформации и температуры одинаково для многих геоматериалов и соответствует фундаментальному закону вязкости, а, возможно, и «теории скорости процесса» (Murayama & Shibata, 1961; Mitchell, 1964, 1993). Кроме того, кривая «нормализованное эффективное напряжение – деформация» является своеобразным «отпечатком пальцев» для рассматриваемого грунта.

СЛЕДСТВИЯ

Если в испытаниях CRS температура изменяется, эффективное напряжение переходит от одной изотермической компрессионной кривой к другой (Marques et al., 2004).

Вязкость глин и совместное влияние на структуру грунта и воды скорости деформации и температуры можно описать, используя результаты испытаний глины Berthierville, проведенных Будади (Boudali et al., 1994):

1. Вертикальная деформация, возникающая в результате изменения температуры на 30°C, при постоянном эффективном напряжении в пределах переуплотнения остается относительно небольшой (порядка 0,5%).

2. В диапазоне нормального уплотнения при заданной скорости деформации (10^{-5} или $1,6 \times 10^{-7} s^{-1}$), чем выше температура, тем ниже

расположена компрессионная кривая; при заданной температуре (5...35°C), чем выше скорость деформации, тем больше эффективное напряжение при данной деформации. Это отражает вязкость структуры грунта.

3. Как показано на рис. 29, температура и скорость деформации оказывают совместное воздействие на вязкую работу глин. Поэтому кривые «напряжение–деформация» совпадают при $T = 5^\circ\text{C}$, $\dot{\varepsilon}_v = 1,6 \times 10^{-7} \text{ c}^{-1}$ и при $T = 35^\circ\text{C}$, $\dot{\varepsilon}_v = 10^{-5} \text{ c}^{-1}$. Это происходит потому, что давление предуплотнения в обоих случаях равно 61 кПа (см. рис. 29, а).

4. Представляет интерес поровое давление в основании образца (рис. 31, б). При скорости деформации $1,6 \times 10^{-7} \text{ c}^{-1}$ величины избыточно-

го порового давления во всех испытаниях очень велики. При скорости деформации 10^{-5} c^{-1} избыточное поровое давление остается небольшим в диапазоне переуплотнения, где относительно велика величина c_v , и начинает увеличиваться, когда грунт становится нормально уплотненным, а величина c_v уменьшается. Поэтому поровое давление начинает увеличиваться при эффективном напряжении 60 кПа при температуре 35°C и 80 кПа – при 5°C . Это объясняется влиянием температуры на структуру грунта. В условиях нормального уплотнения величина избыточного порового давления при температуре 5°C больше, чем при 35°C , так как вязкость воды при 35°C меньше, чем при 5°C , и, следовательно, гидравлическая проводимость больше. Так проявляется влияние температуры на гидравлическую проводимость воды. Температурные эффекты применяются на практике: предварительное нагружение слоев слабого грунта путем нагревания (Miliziano, 1992; Edil & Fox, 1994; Marques & Leroueil, 2005); накопление энергии в толще слабых грунтов (Moritz, 1995 а,б); утилизация радиоактивных отходов (Houston et al., 1985; Hueckel & Peano, 1987; Lingnau et al., 1995).

3.2. Ограничения применимости изотаксо-изотермической модели

В разд. 1.3.2 отмечалось, что в некоторых грунтах при низких скоростях деформации может происходить развитие микроструктуры. Проводя испытания CRS при различных скоростях деформации и температурах, Маркес (Marques, 2004) пришел к выводу, что образование микроструктуры становится важным фактором при повышении температуры от 10 до 50°C . Таким образом, при определенных скоростях деформации и температурах изотаксо-изотермическая модель может неадекватно описывать работу грунта.

4. НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ ОБЩЕГО ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВ

4.1. Влияние скорости деформации и температуры на общее поведение грунтов

4.1.1. Кривая предельного состояния

Испытания на сдвиг, проводимые на глинах, показали, что огибающая пиковой проч-

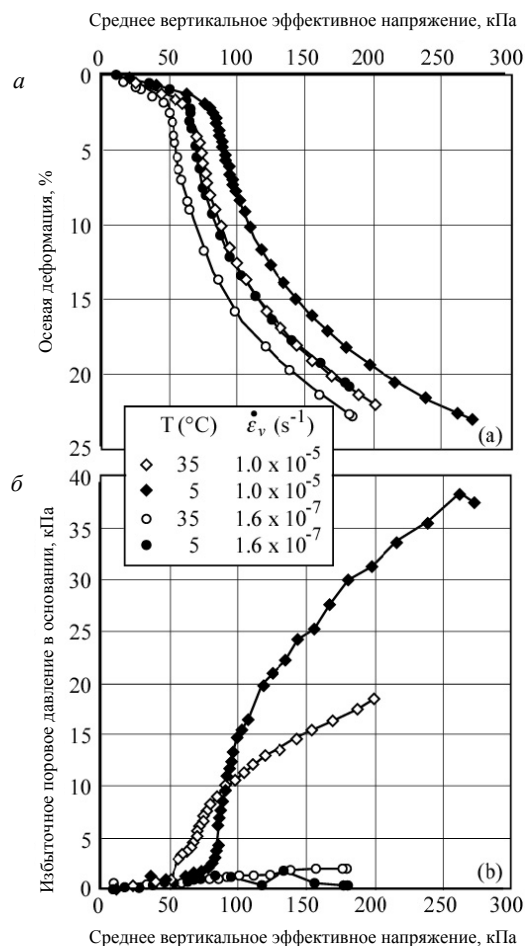


Рис. 31. Результаты типичных одометрических испытаний CRS, полученные при различных скоростях деформации и температурах (Boudali et al., 1994)

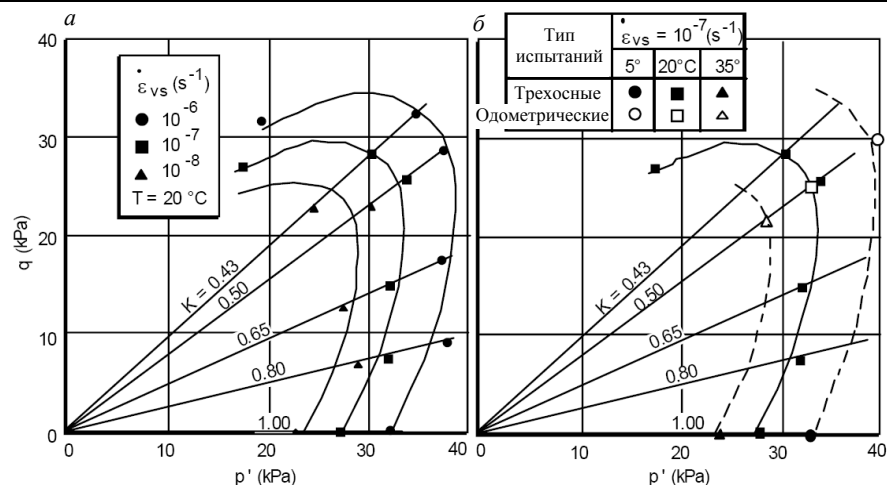


Рис. 32. Изменение кривой предельного состояния для глины Berthierville в зависимости от скорости деформации (а) и температуры (б) (Boudali et al., 1995)

ности в области переуплотнения зависит от скорости деформации (Lo & Morin, 1972; Tavenas et al., 1978; Leroueil & Marques, 1996). Но результаты испытаний валунной глины Lower Cromer (Hight et al., 1987) и бостонской голубой глины (Sheahan et al., 1996) показали, что, скорее всего, это не общее правило. Тем не менее, давление предуплотнения и вся кривая предельного состояния, по крайней мере до огибающей критического состояния, зависят от скорости деформации. Это было четко доказано Будади для глины Berthierville (Boudali et al., 1995) и для глины Mascouche (Leroueil & Marques, 1996) (рис. 32, а).

Будади (Boudali et al., 1995) также показал, что при известной скорости деформации кривая предельного состояния тоже зависит от температуры (рис. 32, б). Другие авторы наблюдали аналогичное влияние температуры на образцах следующих глин: Todi (Burghignoli & Desideri, 1988), иллит (Graham et al., 2001) и St-Roch-de-l'Achigan (Marques et al., 2004). Согласно результатам, полученным Marques et al. (2004), ниже линии критического состояния четко прослеживается влияние температуры (рис. 33). Огибающие пиковой прочности – наибольшие при температуре 10 °C, при температуре 20 и 50 °C не обнаружено их четкой зависимости от температуры. Это может происходить по следующим причинам: а) согласно предположению Хекеля и Бальди (Huekel & Baldi, 1990), уменьшение притяжения между частицами и упрочнение

грунта вследствие уменьшения коэффициента пористости оказывают совместное влияние, когда грунт нагревается до 20...50 °C; б) при нагревании грунта до 50 °C, происходит образование микроструктуры.

Согласно описанной работе грунтов, поверхности предельного состояния на диаграмме $e-p'-q$ могут иметь разные верхние «слои», каждый из которых соответствует своей скорости деформации и температуре (рис. 34). Полученные результаты также свидетельствуют о том, что механическая работа грунта может быть нормализована относительно σ'_p , которая является функцией скорости деформации и температуры. Поэтому изотак-изотермическая модель может быть адаптирована к условиям 3D.

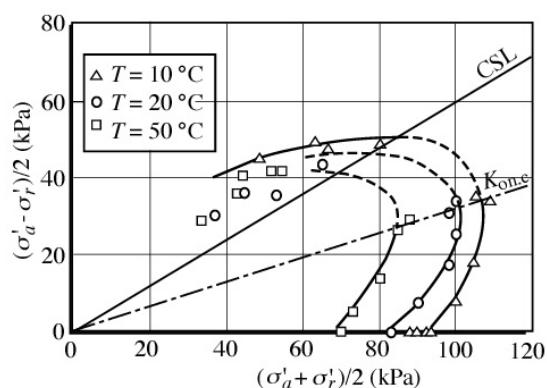


Рис. 33. Кривые предельного состояния глины St-Roch-de-l'Achigan (отобранной на глубине 4,8...5,8 м) при температурах 10, 20 и 50 °C (Marques et al., 2004)

4.1.2. Испытания на сдвиг и ползучесть

Испытания на сдвиг. Вэйд и Кампанелла (Vaid & Campanella, 1977) проводили различные трехосные испытания на образцах ненарушенной структуры глины Naney. Они, в частности, выполняли недренированные испытания на сжатие при разных скоростях деформации; недренированные испытания на сжатие, в которых при определенной величине деформации изменялась ее скорость, и испытания на ползучесть. Исследователи пришли к выводу, что девиатор напряжений q является функцией деформации сдвига ε_s и скорости деформации сдвига $\dot{\varepsilon}_s$:

$$q = f(\varepsilon_s, \dot{\varepsilon}_s). \quad (19)$$

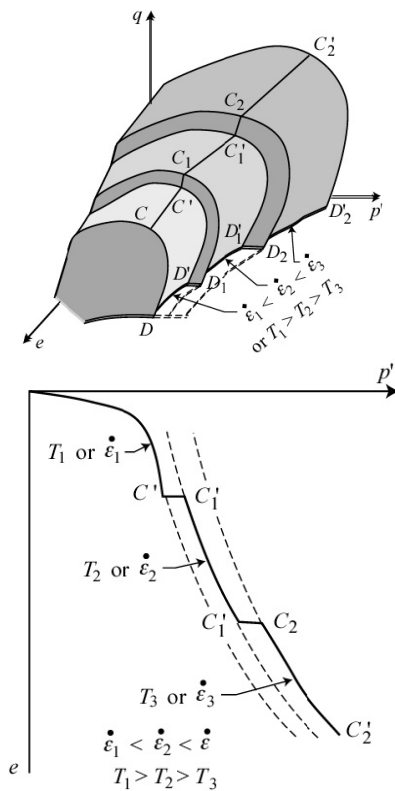


Рис. 34. Влияние скорости деформации и температуры на поверхность предельного состояния грунтов

Татсуока (Tatsuoka et al., 2000, 2001) приводит многочисленные примеры испытаний на сдвиг образцов слабых и твердых глин, пылевато-песка, аргиллита и гравия, в основном все полученные результаты подтверждают справедливость уравнения (19). Таким обра-

зом, модель изотак, предложенная Шукле (Šuklje, 1957) для объемных деформаций, может применяться к деформациям сдвига и отражает полное поведение грунта.

Однако при очень небольших деформациях напряженно-деформированное состояние может быть идеально упругим и скорость деформации не будет на него влиять (Tatsuoka et al., 2000; Leroueil & Hight, 2002).

Испытания на ползучесть. Многие исследователи (Singh & Mitchell, 1968; Bishop & Lovenbury, 1969; Larsson, 1977; Tavenas et al., 1978; D'Elia, 1991) наблюдали, что во время продолжительных трехосных испытаний на ползучесть скорость осевой деформации со временем уменьшается. В некоторых случаях после достижения минимальной величины (вблизи от огибающей разрушения) она вновь увеличивается вплоть до разрушения. На рис. 35 показаны результаты типичных испытаний на ползучесть, полученные Tavenas et al. (1978) для глины St-Alban.

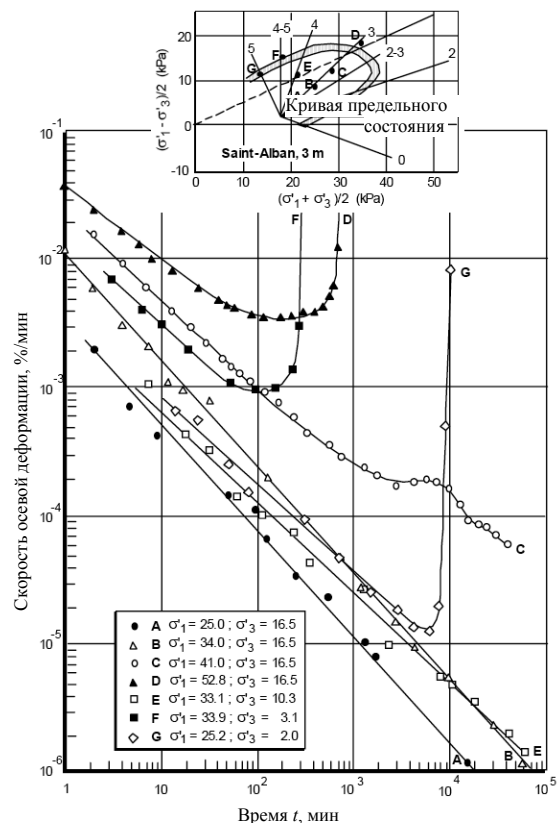


Рис. 35. Зависимость скорости осевой деформации от времени при испытаниях на ползучесть образцов глины St-Alban (Tavenas et al., 1978)

Синг и Митчелл (Singh & Mitchell, 1968) описали наблюдаемое поведение грунта уравнением

$$\dot{\varepsilon}_1 = A e^{aq} \left(\frac{t_1}{t} \right)^m, \quad (20)$$

где $\dot{\varepsilon}_1$ – скорость осевой деформации в любое время t ; q – уровень напряжения, равный прикладываемому девиатору напряжений, деленному на девиатор напряжений при разрушении (для обычных испытаний на сжатие); m – наклон кривой $\log \dot{\varepsilon}_1 - \log t$; t_1 – эталонное время; α и A – параметры ползучести; α параметр, отличающийся от использу-

емого в уравнениях (9) и (17).

Одним из недостатков уравнения (20) является то, что оно не удовлетворяет аксиоме объективности Эрингена (Eringen, 1975): «Функционалы уравнения реакции должны быть инвариантны по форме при произвольных движениях жесткого тела и при постоянном сдвиге начала отсчета». В уравнении (20), как и в других уравнениях с $\log t$, при изменении начала отсчета изменяются форма и параметры закона.

Марчанд (Marchand, 1982) провел серию трехосных испытаний образцов глины Mascouche: испытания CIU, CAU, CAD при различных скоростях деформации и продол-

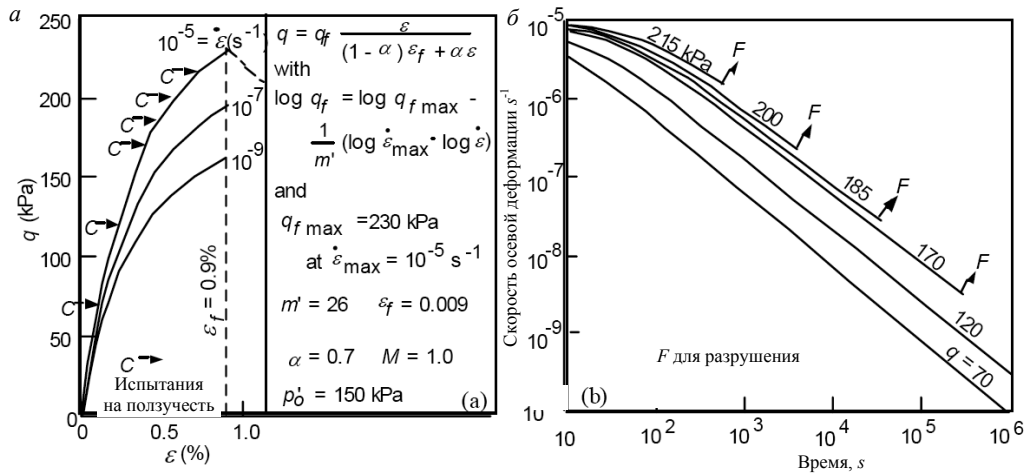


Рис. 36. Моделирование испытаний на ползучесть: a – зависимость скорости деформации от напряженно-деформируемого состояния грунта и вводные параметры; b – моделирование испытаний на ползучесть для условий, представленных на рис. 36, a (Leroueil, 2001)

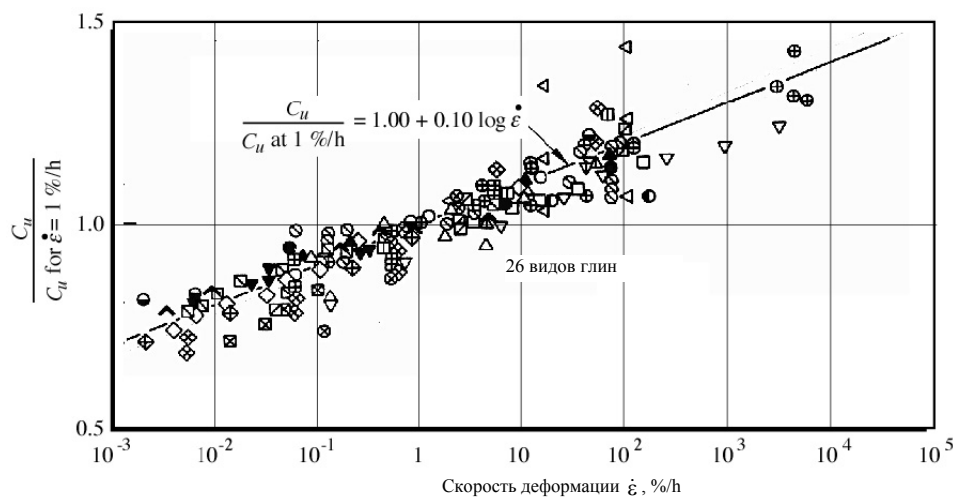


Рис. 37. Влияние скорости деформации на недренированную прочность на сдвиг, определенное в ходе испытаний на трехосное сжатие (Kulhawy & Mayne, 1990)

жительные испытания на ползучесть. Повторный анализ полученных результатов, проведенный Leroueil & Marques (1996), показал, что условия разрушения в них зависят от скорости деформации.

Автор (Leroueil, 1998, 2001) исследовал, почему ползучесть грунта, описанная уравнением (20), зависит от времени, в то время как большинство параметров работы грунта зависят от скорости деформации. Рассматривались следующие гипотезы: гиперболическая кривая «напряжение–деформация»; логарифмическое изменение прочности на сдвиг в зависимости от логарифма скорости деформации; разрушение, контролируемое накопленной критической деформацией, в данном случае составляющей 0,9%. Испытания на ползучесть моделировались для девиаторов напряжения, указанных стрелками на рис. 36, а; на рис. 36, б приводятся результаты. На графиках в осях логарифма скорости деформации и логарифма времени прямые в основном линейны, что подтверждает результаты лабораторных испытаний (см. рис. 35) и справедливость уравнения (20). По мнению автора (Leroueil, 2001), это означает, что работа грунта в основном зависит от скорости деформации, а временная модель, предложенная Сингом и Митчеллом (Singh & Mitchell, 1968), отражает и данную зависимость, и само испытание, в котором нагрузка в испытаниях на ползучесть внезапно прикладывалась в нулевой момент времени.

4.2. Практические применения

Основным практическим выводом является то, что мобилизованная во время испытаний или *in situ* прочность может зависеть от скорости деформации.

Сравнивая результаты испытаний 26 различных глин, Кулхави и Мэйн (Kulhawy & Maune, 1990) определили типичное изменение недренированной прочности на сдвиг – 10% на логарифмический цикл скорости деформации (рис. 37). Грэхэм (Graham et al., 1983) обнаружил изменения при трехосном сжатии, трехосном растяжении и прямом сдвиге. Интересно, что скорость изменения недренированной прочности на сдвиг (10% на логарифмический цикл) в зависимости от скорости

деформации примерно равна скорости изменения давления предуплотнения в неорганических глинах в зависимости от скорости деформации (см. табл. 1). Однако многочисленные исследования (Hight, 1983; Hight et al., 1987; Sheahan et al., 1996) образцов бостонской голубой глины и тилля Lower Cromer показали, что влияние скорости деформации на недренированную прочность при сжатии значительно уменьшается с увеличением коэффициента переуплотнения.

При измерении прочности на сдвиг *in situ* наблюдались такие же тенденции, что при испытаниях в лабораторных условиях. Однако при возникновении частичной консолидации, обусловленной коэффициентом консолидации грунта, в который внедрено устройство, формой устройства и скоростью испытаний, график прочности или «прочностного параметра» в зависимости от скорости испытания может отклоняться от реологической кривой.

На рис. 38 обобщаются приведенные в литературе результаты испытаний крыльчаткой для определения прочности на сдвиг. Для шведских глин она уменьшается на 10% на логарифмический цикл скорости вращения. Однако в случае с глинами St-Louis-de-Bonsecours и St-Alban наблюдается увеличение прочности при скорости вращения меньше 0,1°/с (возможно, вследствие частичной консолидации). Такое же влияние скорость оказывает на прочность, измеренную прессиометром, и сопротивление внедрению элемента, измеренное пенетрометром (Leroueil & Marques, 1996; Hight & Leroueil, 2002).

ВЫВОДЫ

В 1957 г. профессор Шукле предложил модель изотак, в которой сжимаемость глин при первичной и вторичной консолидации зависит от скорости деформации. И хотя большинство исследователей приняли эту концепцию, некоторые до сих пор считают ее не работающей. Некоторые аспекты модели были уточнены. В данной работе делается попытка обобщить информацию по этой теме, собранную за последние 25 лет.

Из результатов лабораторных испытаний можно сделать следующие выводы:

1. Одометрические испытания показали, что одномерное сжатие описывается уникальной моделью «эффективное напряжение–деформация–скорость деформации», или группой изотак. Последняя может быть описана двумя кривыми: первая показывает изменения давления предуплотнения (или эффективного вертикального напряжения при любом коэффициенте пористости) в зависимости от скорости деформации; вторая – нормализованную кривую «напряжение–деформация». Первая кривая практически линейна, если логарифм σ'_p нанести на график как функцию логарифма скорости деформации, а наклон α равен C_{ae}/C_c и постоянен для данного типа грунтов.

2. Процесс консолидации образца глины, разделенного на несколько элементов, свидетельствует о том, что группа изотак непрерывна, когда грунт переходит от первичной консолидации к вторичной.

3. Не следует описывать данную модель изотак через общую деформацию, предпочтительнее это делать в терминах пластической деформации. Ее применение может иметь ограничения, поскольку в некоторых грунтах при малых скоростях деформации образуется микроструктура.

Обычно в полевых условиях под насыпями скорости деформаций гораздо ниже, чем в лабораторных испытаниях. Следовательно, согласно модели изотак, компрессионная кривая *in situ* должна быть ниже кривой, построенной по результатам лабораторных испытаний, соответствующих окончанию первичной консолидации. Данное обстоятельство имеет два

важных следствия: а) в конце первичной консолидации величина деформации (или осадки) *in situ* больше, чем рассчитанная на основе лабораторных испытаний; б) при данной деформации избыточное поровое давление, наблюдаемое *in situ*, больше прогнозируемой величины. Анализ литературы показал, что данные следствия характерны для большинства рассматриваемых насыпей. В этом же обзоре указывается, что параметр α , возможно, не является константой, а уменьшается в зависимости от скорости деформации.

Самым интересным и противоречивым случаем является опытная насыпь Väsby. Однако очевидно, что расхождение результатов обусловлено в основном различным качеством образцов, отобранных для сравнения поведения грунта в лаборатории и *in situ*: большая сжимаемость образцов низкого качества компенсирует влияние скорости деформации. При изучении площадки Väsby было четко показано, что нарушение структуры образца может серьезно повлиять на анализ случаев из практики.

Автор считает, что модель изотак применима в полевых условиях, поэтому были предложены простые практические методы оценки долговременных осадок оснований насыпей.

Лабораторные исследования показали, что на сжимаемость грунта также влияет температура. Кроме того, они свидетельствуют, что модель изотак может быть расширена до изотак-изотермической модели. Последнюю можно описать с помощью двух функций: одна из них дает величину давления предуплотнения (или эффективного вертикального

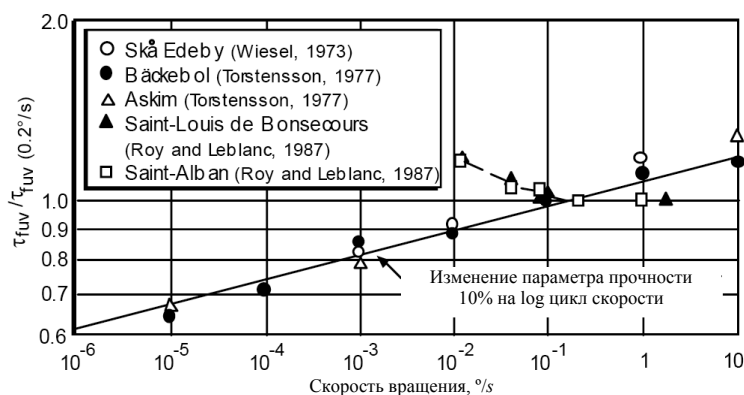


Рис. 38. Влияние скорости деформации на прочность на сдвиг, определенную при испытаниях крыльчаткой

напряжения при любом коэффициенте пористости) как функцию скорости деформации и температуры, другая является нормализованной кривой «эффективное напряжение – деформация». Форма зависимости $\sigma'_p = f(\dot{\epsilon}, T)$ одинакова для всех грунтов данного типа. Это указывает на то, что она соответствует фундаментальному закону вязкости.

Было отмечено, что все кривые предельного состояния определяются скоростью деформации и температурой; вязкость влияет также на зависимость «касательное напряжение – деформация сдвига». Поэтому концепция изотаксо-изотермической модели может быть обобщена для описания всей работы грунта, что имеет ряд практических последствий.

Итак, автор считает, что через 50 лет после того, как профессор Шукле разработал модель изотакс, она получила экспериментальное подтверждение в лабораторных и полевых испытаниях. Модель можно использовать для учета влияния температуры, а изотаксо-изотермическую концепцию – для описания общего поведения грунтов.

Список литературы

- Aboshi, H. 1973. An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay, including the secondary creep settlement. *Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Moscow, Vol. 4(3): 88.
- Adachi, T., Oka, F. & Tange, Y. 1982. Finite element analysis of two dimensional consolidation using an elasto-viscoplastic constitutive equation. *Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Edmonton, Vol. 1: 287–296.
- Adachi, T., Oka, F. & Mimura, M. 1996. Modeling aspects associated with time dependent behavior of soils. *Session on Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior*, ASCE Convention, Washington, Geot. Special Publication 61: 61–95.
- Akai, K. 2000. Insidious settlement of super-reclaimed offshore seabed. *Proc. Int. Symp. on Coastal Geotech. Engng. in Practice, Geo-Coast'91*, Yokohama, Vol. 1: 243–248.
- Akai, K. & Tanaka, Y. 1999. Settlement behaviour of an offshore Airport KIA. *Proc. 12th European Conf. on Soil Mech. and Geotech. Engng.*, Amsterdam, Vol. 2: 1041–1046.
- Arai, Y., Oikawa, K. & Yamagata, N. 1991. Large-scale sand drain works for the Kansai International Airport Island. *Proc. Int. Symp. on Coastal Geotech. Engng. In Practice, Geo-Coast'91*, Yokohama, Vol. 1: 281–286.
- Barden, L. 1965. Consolidation of clay with non-linear viscosity. *Géotechnique*, 15(4): 345–362.
- Battelino, D. 1973. Oedometer testing of viscous soils. *Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Moscow, Vol. 1(1): 25–30.
- Berre, T. & Iversen, K. 1972. Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Géotechnique*, 22(1): 53–70.
- Bishop, A.W. & Lovenbury, H.T. 1969. Creep characteristics of two undisturbed clays. *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Mexico City, 1: 29–37.
- Bjerrum, L. 1967. Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlement of buildings. *Géotechnique*, 17(2): 83–119.
- Boudali, M. 1995. *Comportement tridimensionnel et visqueux des argiles naturelles*. Ph.D. Thesis, Université Laval, Québec.
- Boudali, M., Leroueil, S. & Murthy, B.R.S. 1994. Viscous behaviour of natural soft clays. *Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, New Delhi, Vol. 1: 411–416.
- Burghignoli, A. 1979. An experimental study of the structural viscosity of soft clays by means of continuous consolidation tests. *Proc. 7th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Brighton, Vol. 2: 23–28.
- Burghignoli, A. & Desideri, A. 1988. Influenza della temperatura sulla compressibilità delle argille. *Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica*, Convegno di Monselice: 193–206 (Ref. By Burghignoli et al. 1992).
- Cao, L.F., Chang, M.-F., Teh, C.I. & Na, Y.M. 2001. Back-calculation of consolidation parameters from field measurements at a reclamation site. *Can. Geotech. J.*, 38(4): 755–769.
- Casagrande, A. 1932. The structure of clay and its importance in foundation engineering. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*: 168–209.
- Cekerevac, C. & Laloui, L. 200.
- Chang, Y.C.E. 1981. *Long-term consolidation beneath the test fills at Väsby, Sweden*. Report No. 13, Swedish Geotechnical Institute, Linköping.

- Crawford, C.B. 1965. The resistance of soil structure to consolidation. *Can. Geotech. J.*, 2(2): 90–97.
- Crooks, J.H.A., Becker, D.E., Jefferies, M.G. & McKenzie, K. 1984. Yield behaviour and consolidation – 1: pore pressure response. *Proc. ASCE Symp. on Sedimentation Consolidation Models: Predictions and Validation*, ASCE, pp. 356–381.
- D'Elia, B. (1991). Deformation problems in the Italian structurally complex clay soils. *Proc. 10th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Florence, Vol. 4: 1159–1170.
- Edil, T.B., Fox, P.J. & Lan, L.T. 1994. An assessment of one-dimensional peat compression. *Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and found. Eng.*, New Delhi, Vol. 1: 229–232.
- Edil, T.B. & den Haan, E.J. 1994. Settlement of peats and organic soils. *Proc. Specialty Conf. on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, ASCE, Settlement '94, College Station, Vol. 2: 1543–1572.
- Edil, T.B. & Fox, P.J. 1994. Field test of thermal precompression. *Proc. Specialty Conf. on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*. ASCE, Settlement'94, College Station, Vol. 2: 1274–1286.
- Eriksson, L.G. 1989. Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays. *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Rio de Janeiro, Vol. 3: 2087–2090. Eringen, A.C. 1975. *Continuum Mechanics*, Vol. 2, Academic Press, New York.
- Gibson, R.E. & Lo, K.Y. 1961. *A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression*. Report No. 41, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.
- Graham, J., Crooks, J.H.A. & Bell, A.L. 1983. Time effects on the stress-strain behaviour of soft natural clays. *Géotechnique*, 33(3): 327–340.
- Graham, J., Tanaka, N., Grilly, T. & Alfaro, M. 2001. Modified Cam-Clay modelling of temperature effects in clays. *Can. Geotech. J.*, 38(3): 608–621.
- Hansen, B. 1969. A mathematical model for creep phenomena in clay. *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engng.*, Mexico City, Specialty Session 12, pp. 12–18.
- Hanzawa, H. 1989. Evaluation of design parameters for soft clays as related to geological stress history. *Soils & Foundations*, 29(2): 99–111.
- Hawley, J.G. & Borin, D.L. 1973. A unified theory for the consolidation of clays. *Proc. 8th Int. Conf. on SoilMech. and Found. Engng.*, Moscow, Vol. 1(3): 107–119.
- Hight, D.W. 1983. *Laboratory investigation of sea bed clays*. Ph.D. Thesis, University of London.
- Hight, D.W., Jardine, R.J. & Gens, A. 1987. The behaviour of soft clays. Chapter 2 of *Embankments on Soft Clays*, *Bulletin of the Public Works Research Center of Greece*, Athens: 33–38.
- Hight, D.W. & Leroueil, S. 2002. Characterisation of soils for engineering purposes. *Proc. Int. Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore, Vol. 1: 255–352.
- Houston, S.L., Houston, W.N. & Williams, N.D. 1985. Thermo-mechanical behavior of seafloor sediments. *J. Geotech. Engng. Div.*, ASCE, 111(11): 1249–1263.
- Hueckel, T. & Peano, A. 1987. Some geotechnical aspects of radioactive waste isolation in continental clays. *Computers and Geotech.*, 3(2,3): 157–182.
- Hueckel, T. & Baldi, G. 1990. Thermoplasticity of saturated clays: Experimental constitutive study. *J. Geotech. Engng. Div.*, ASCE, 116(12): 1778–1796.
- Imai, G. 1995. Analytical examinations of the foundations to formulate consolidation phenomena with inherent time-dependence. *Proc. Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils - ISHiroshima's 95*, Hiroshima, 2: 891–935.
- Imai, G. & Tang, Y. 1992. A constitutive equation of one-dimensional consolidation derived from interconnected tests. *Soils & Foundations*, 32(2): 83–96.
- Imai, G., Ohomukai, N. & Tanaka, H. 2005. An isotaches-type model for predicting long-term consolidation of KIA clays. *Proc. Symp. on Geotechnical Aspects of Kansai international Airport*, Kansai Airport, pp. 49–64.
- 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. Engrg.*, San Francisco, Vol. 1, pp. 57–153.
- Kabbaj, M. 1985. *Aspects rhéologiques des argiles naturelles en consolidation*. Ph.D. Thesis, Université Laval, Québec.

- Kabbaj, M., Oka, F., Leroueil, S. & Tavenas, F. 1986. Consolidation of natural clays and laboratory testing. *Proc. Conf. on Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP 892, pp. 378–404.
- Kabbaj, M., Tavenas, F. & Leroueil, S. 1988. In situ and laboratory stress-strain relations. *Géotechnique*, 38(1): 83–100.
- Kim, Y.T. & Leroueil, S. 2001. Modelling the viscoplastic behaviour of clays during consolidation : application to Berthierville clay in both laboratory and field conditions. *Can. Geotech. J.*, 38(3): 484–497.
- Kobayashi, M., Furudoi, T., Suzuki, S. & Watabe, Y. 2005. Modeling of consolidation characteristics of clays for settlement prediction of Kansai International Airport. *Proc. Symp. on Geotechnical Aspects of Kansai International Airport*, Kansai Airport, pp. 65–76.
- Koppejan, A.W. 1948. A formula combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect. *Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Rotterdam, Vol. 3: 32–37.
- Kulhawy, F.H. & Mayne, P.W. 1990. *Manual of estimating soil properties for foundation design*. Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca.
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. & Poulos, H.G. 1977. Stress-deformation and strength characteristics. State-of-the-Art Report, *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. & Found. Engng.*, Tokyo, Vol. 2, pp. 421–494.
- Laloui, L. & Cekerevac, C. 2003. Thermo-plasticity of clays: An isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics*, 30: 649–660.
- La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M. & Leroueil, S. 1981. Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils. *Can. Geotech. J.*, 18(1): 52–66.
- Larsson, R. 1977. *Basic behaviour of Scandinavian soft clays*. Report No. 4, Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
- Larsson, R. 1981. *Drained behaviour of Swedish clays*. Report No. 12, Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
- Larsson, R. 1986. *Consolidation of soft soils*. Report No. 29, Swedish Geotechnical institute, Linköping.
- Larsson, R. & Mattsson, H. 2003. *Settlements and shear strength increase below embankments*. Report 63, Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
- Leonards, G.A. 1977. *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Tokyo, Panel discussion, Vol. 3: 384–386.
- Leonards, G.A. & Altschaeffl, A.G. 1964. Compressibility of clay. *J. of the Soil Mech. and Found. Engrg. Div., ASCE*, 90(5): 133–155.
- Leroueil, S. 1988. Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent developments in consolidation of natural clays. *Can. Geotech. J.*, 25(1): 85–107.
- Leroueil, S. 1996. Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 122(7): 534–543. Also partially published in the *Proc. of the ASCE Conf. on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, Settlement's 94, College Station, Vol. 1: 57–76.
- Leroueil, S. 1998. Elements of time-dependent mechanical behaviour of overconsolidated clays. *Proc. 51st Can. Geotech. Conf.*, Edmonton, Vol. 2: 671–677.
- Leroueil, S. 2001. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique*, 51(3): 197–243.
- Leroueil, S. & Kabbaj, M. 1987. Discussion on Settlement analysis of embankments on soft clays. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 113(9) : 1067–1070.
- Leroueil, S. & Hight, D.W. 2002. Behaviour and properties of natural soils and rocks. *Proc. Workshop on Characterisation and Properties of Natural Soils*, Singapore, Vol. 1: 29–254.
- Leroueil, S., Samson, L. & Bozozuk, M. 1983a. Laboratory and field determination of preconsolidation pressure at Gloucester. *Can. Geotech. J.*, 20(3): 477–490.
- Leroueil, S., Tavenas, F., Samson, L. & Morin, P. 1983b. Preconsolidation pressure of Champlain clays - Part II: Laboratory determination. *Can. Geotech. J.*, 20(4): 803–816.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. & Bouchard, R. 1985a. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, 35(2): 159–180.
- Leroueil, S., Kabbaj, M. & Tavenas, F. 1985b. Discussion on Theme Lecture No. 2-B on Laboratory Testing. *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and found. Engng.*, San Francisco, Vol. 5 : 2691–2692.

- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. & Bouchard, R. 1986. Closure to "Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays". *Géotechnique*, 36(2): 288–290.
- Leroueil, S., Kabbaj, M. & Tavenas, F. 1988. Study of the validity of a $\sigma_v - \varepsilon_v - \dot{\sigma}_v$ model in in situ conditions. *Soils & Foundations*, 28(3): 3–25.
- Leroueil, S. & Vaughan, P.R. 1990. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, 40(3): 467–488.
- Leroueil, S. & Marques, M.E.S. 1996. Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering. *Session on Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior*, ASCE Convention, Washington, Geot. Special Publication 61: 1–60.
- Leroueil, S., Perret, D. & Locat, J. 1996. Strain rate and structuring effects on the compressibility of a young clay. *Session on Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior*, ASCE Convention, Washington, Geot. Special Publication 61: 137–150.
- Lingnau, B.E., Graham, J., & Tanaka, N. 1995. Isothermal modeling of sand-bentonite mixtures at elevated temperatures. *Can. Geotech. J.*, 31(1): 78–88.
- Lo, K.Y. & Morin, J.P. 1972. Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays. *Can. Geotech. J.*, 9(3): 261–277.
- Magnan, J.-P. 1992. Le rôle du fluage dans les calculs de consolidation et de tassement des sols compressibles. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 180 : 18–24.
- Marchand, G. 1982. *Quelques considérations sur le comportement avant rupture des pentes argileuses naturelles*. M.Sc. Thesis, Université Laval, Québec, Canada.
- Marques, M.E.S. & Leroueil, S. 2005. *Pre-consolidating clay deposit by vacuum and heating in cold environment*. Chapter, Book on Ground Improvement Case Histories, Elsevier, U.K.
- Marques, M.E.S., Leroueil, S. & Almeida, M. de S.S. (2004). Viscous behaviour of St-Roch-de-l'Achigan clay, Québec. *Can. Geotech. J.*, 41(1): 25–38.
- Mesri, G. 1987. The fourth law of soil mechanics: the law of compressibility. *Proc. Int. Symp. on Geotech. Engng. of Soft Soils*, Mexico City, Vol. 2: 179–187.
- Mesri, G., & Godlewski, P.M. 1977. Time and stress compressibility interrelationships. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE*, 103(GT5): 417–430.
- Mesri, G. & Choi, Y.K. 1985a. Settlement analysis of embankments on soft clays. *J. Geotech. Engng., ASCE*, 111(4): 441–464.
- Mesri, G. & Choi, Y.K. 1985b. The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. *Proc. 11th ICSMFE, San Francisco*, Vol. 2: 587–590.
- Mesri, G. & Feng, T.W. 1986. Discussion of "Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays" by S. Leroueil, M. Kabbaj, F. Tavenas & R. Bouchard. *Géotechnique*, 36(2): 283–287.
- Mesri, G., Lo, D.O.K. & Feng, T.W. 1994. Settlement of embankments on soft clays. *Proc. Specialty Conf. on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, ASCE, Settlement'94, College Station, Vol. 1: 8–56.
- Mesri, G., Shahien, M. & Feng, T.W. 1995. Compressibility parameters during primary consolidation. *Proc. Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils - IS-Hiroshima's 95*, Hiroshima, Vol. 2: 1021–1037.
- Miliziano, S. 1992. *Effetti della temperatura sul comportamento meccanico delle terre coesive*. Ph.D thesis, Università di Roma "La Sapienza", Rome, Italy.
- Mimura, M. & Jang, W.J. 2005. Long-term settlement of the Pleistocene deposits due to construction of KIA. *Proc. Symp. on Geotechnical Aspects of Kansai international Airport*, Kansai Airport, pp. 77–86.
- Mitchell, J.K. 1964. Shearing resistance of soils as a rate process. *J. Soil Mech. and Found. Engng. Div., ASCE*, 90(1):29–61.
- Mitchell, J.K. 1993. *Fundamentals of soil behavior*. 2nd Ed., John Wiley & Sons, Inc.
- Mitchell, J.K. & Solymar, Z.V. 1984. Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand. *J. of Geotech. Engrg., ASCE*, 110(11): 1559–1576.
- Morin, P., Leroueil, S. & Samson, L. 1983. Preconsolidation pressure of Champlain clays. Part I: In situ determination. *Can. Geotech. J.*, 20(4): 782–802.
- Moritz, L. 1995a. *Geotechnical properties of clay at elevated temperatures*. Report No. 47, Swedish Geotechnical Institute, Linköping.

- Moritz, L. 1995b. Geo technical properties of clay at elevated temperatures. *Proc. Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils – IS-Hiroshima's 95*, Hiroshima, Vol. 1: 267–272.
- Murayama, S. & Shibata, T. 1961. Rheological properties of clays. *Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Paris: 269–273.
- Rowe, R.K. & Hinchberger, S.D. 1998. The significance of rate effects in modeling the Sackville test embankment. *Can. Geotech. J.*, 35: 500–516.
- Sällfors, G. 1975. *Preconsolidation pressure of soft high plastic clays*. Ph.D. Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.
- Schmertmann, J.H. 1991. The mechanical aging of soils. *J. of Geotech. Engng.*, ASCE, 117(9): 1288–1330.
- Sheahan, T.C., Ladd, C.C. & Germaine, J.T. 1996. Rate dependent undrained behaviour of saturated clay. *J. Geotech. Engng.*, ASCE, 122(2): 99–108.
- Singh, A.W. & Mitchell, J.K. 1968. General stress-strain-time function for soils. *J. Soil Mech. and Found. Engng. Div.*, ASCE, 94(1): 21–46.
- St-Arnaud, G., Morel, R. & Lavallée, J.-G. 1992. Comportement de la foundation argileuse traitée avec des drains synthétiques sous le remblai d'essai Olga-C. *Internal Report*, Hydro-Québec, Montréal, Québec.
- Šuklje, L. 1957. The analysis of the consolidation process by the isotache method. *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, London, Vol. 1, pp. 200–206.
- Šuklje, L. 1969a. *Rheological aspects of soil mechanics*. Wiley, London.
- Šuklje, L. 1969b. Consolidation of viscous soils subjected to continuously increasing uniform load. In *New Advances in Soil Mechanics*, Vol. 1: 199–235, Praha.
- Šuklje, L. 1982. On some controversial effects of the viscous structural resistance of soils. *Acta Geotech.* No. 84.
- Šuklje, L. & Majes, B. 1988. Consolidation and creep of soils in plane-strain conditions. *Géotechnique*, 39(2): 231–250.
- Švano, G., Christensen, S. & Nordal, S. 1991. A soil model for consolidation and creep. *Proc. 10th European Conf. on Soil Mech. and found. Engng.*, Florence, Vol. 1: 269–272.
- Szavits-Nossan, V. 1988. *Intrinsic time behavior of cohesive soils during consolidation*. Ph.D. Thesis, Univ. of Colorado, Boulder.
- Tatsuoka, F., Santucci de Magistris, F., Hayano, K., Momoya, Y. & Koseki, J. 2000. Some new aspects of time effects on the stress-strain behaviour of stiff geomaterials. *Proc. 2nd Int. Symp. on the Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Vol. 3 : 1285–1371.
- Tatsuoka, F., Uchimura, T., Hayano, K., Di Benedetto, H. Koseki, J. & Siddiquee, M.S.A. 2001. Time dependent deformation characteristics of stiff geomaterials in engineering practice. *Proc. 2nd Int. Conf. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Torino, Vol. 2: 1161–1250.
- Tavenas, F., Leroueil, S., La Rochelle, P. & Roy, M. 1978. Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay. *Can. Geotech. J.*, 15(3): 402–423.
- Taylor, D.W. 1942. *Research on consolidation of clays*. Series 82, Massachusetts Inst. of Technol., Cambridge, Mass.
- Taylor, D.W. & Merchant, W. 1940. A theory of clay consolidation accounting for secondary compression. *J. Math. Phys.*, 19: 167–185.
- Tidfors, M. & Sällfors, G. 1989. Temperature effect on the preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing J.* 12(1): 93–97.
- Vaid, Y.P. & Campanella, R.G. 1977. Time-dependent behaviour of undisturbed clay. *J. Geotech. Engng. Div.*, ASCE, 103(7): 693–709.
- Vaughan, P.R. 1994. 34th Rankine Lecture: Assumption, prediction and reality in geotechnical engineering. *Géotechnique*, 44(4): 571–609.
- Yashima, A., Leroueil, S. & Oka, F. 1997. Modelling temperature and strain rate dependent behavior of clays : one-dimensional consolidation. *Soils & Foundations*, 38(2): 63–73.
- Yin, J.H., Graham, J., Clark, J.L. & Gao, L. 1994. Modelling unanticipated pore-water pressures in soft clays. *Can. Geotech. J.*, 31: 773–778.
- Yoshikuni, H., Nishiumi, H., Ikegami, S. & Seto, K. 1994. The creep and effective stress-relaxation behavior on one-dimensional consolidation (in Japanese). *Proc. 29th Japan National Conf. on Soil Mech. And Found. Engng.*, 29: 269–270.
- Yoshikuni, H., Kusakabe, O., Okada, M., & Tajima, S. 1995. Mechanism of one-dimensional consolidation. *Proc. Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils - IS-Hiroshima's 95*, Hiroshima, 1(4): 97–504.

ОТ РЕДАКЦИИ

В статье обобщены данные многочисленных экспериментальных исследований по реологическим особенностям работы грунтов при одноосной деформации. Рассмотрены различные теории, описывающие поведение грунта во времени в процессе первичной и вторичной консолидации. На основе сопоставления экспериментов делается вывод о применимости теории изотак (изолиний равной скорости деформирования) проф. Шукле для описания деформирования грунта в одноосном и пространственном случае.

Сравнивая подходы, изложенные в статье, с подходами к описанию реологии грунта отечественных исследователей (Н. Н. Маслов, С. С. Вялов, И. М. Горькова и др.) следует отметить, что отечественная механика грунтов всегда большее внимание уделяла ползучести при деформациях формоизменения, в то время как зарубежная геотехника прежде всего инте-

ресовалась ползучестью на стадии вторичной консолидации в одномерных условиях.

В статье рассматриваются примеры возведения насыпей в различных грунтовых условиях, при этом отмечается, что для большинства рассмотренных насыпей характерны большие осадки и более медленное рассеивание поровых давлений, чем это следует из классической теории фильтрационной консолидации. На ряде объектов осадки происходят практически без изменения порового давления. По мнению автора, это связано с ползучестью скелета грунта, которая со временем приводит к передаче части давления на поровую воду. Но то же явление может быть объяснено и с других позиций: к такому же результату может приводить развитие ползучести при деформациях формоизменения с сохранением постоянных поровых давлений.

В целом статья, несмотря на сложность излагаемого материала, представляет безусловный интерес для специалистов по реологии глинистых грунтов.