



НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ УСТРОЙСТВЕ КОТЛОВАНОВ

FIELD OBSERVATIONS OF DEVELOPING DEFORMATIONS OF SOFT CLAY SOILS FOR CREATING FOUNDATION PITS

ШАШКИН А.Г.

Петербургский государственный университет путей сообщения, группа компаний «Георекострукция», г. Санкт-Петербург, mail@georec.spb.ru

SHASHKIN A.G.

St. Petersburg State University of Transport, the «Georeconstruction» Group of Companies, St. Petersburg, mail@georec.spb.ru

Ключевые слова:

глубокий котлован; слабый глинистый грунт; натурные исследования; вязкоупругопластическая модель.

Key words:

deep foundation pit; soft clay soil; field observations; viscoelastoplastic model.

Аннотация

В статье приводятся результаты натурных измерений напряженно-деформированного состояния массива слабых водонасыщенных глинистых грунтов при устройстве опытного котлована. Эти результаты являются основой для оценки работоспособности моделей механики грунтов, в т.ч. предложенной автором вязкоупругопластической модели работы слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

Современные строительные тенденции развития крупнейших городов мира характеризуются глубокой реконструкцией кварталов сложившейся городской застройки, ростом высотного строительства, освоением подземного пространства. Развитие подземного строительства увеличивает количество факторов риска, которые могут оказать влияние как на сам объект подземного строительства, так и на прилегающие к нему здания и сооружения. Устройство глубоких котлованов в условиях сложившейся городской застройки связано с риском ее повреждения из-за изменения работы грунтов при экскавации, устройстве ограждения и распорных креплений котлована, а также из-за изменения уровня грунтовых вод на прилегающей территории при дефектах сплошности ограждения. Очевидно, что для обеспечения приемлемого суммарного риска от всей суммы техногенных воздействий на основание и прилегающую застройку необходимо минимизировать риск от каждого фактора.

Для управления рисками необходимо научиться их оценивать еще на стадии проектирования объекта. Такая оценка может быть осуществлена только на основе надежных методов расчета, верифицированных с помощью натурных исследований.

Работа автора в рамках Технического комитета № 207 «Взаимодействие зданий и оснований» ISSMGE¹ показала, что имеется явный дефицит хорошо задокументированных натурных исследований поведения грунтов оснований. Для г. Санкт-Петербурга, где до последнего времени отсутствовал положительный опыт устройства подземных сооружений открытым способом, натурные исследования поведения грунтов при устройстве глубоких котлованов имеют особенно важное значение для обеспечения безопасности прилегающей застройки.

¹ ISSMGE — Международное общество по механике грунтов и геотехнике.

Abstract

The article presents the results of field observations of the deflected mode of soft water-saturated clay soils for creating a foundation pit. These results provide a basis for assessing serviceability of some Soil Mechanics models including the viscoelastoplastic model of the work of soft water-saturated clay soil proposed by the author.



В 2006–2010 гг. при непосредственном участии автора в г. Санкт-Петербурге были проведены широкомасштабные комплексные натурные исследования методов устройства глубоких котлованов в условиях плотной городской застройки. Их результаты являются основой для проверки работоспособности различных моделей механики грунтов.

Как показал проведенный автором критический анализ наиболее востребованных нелинейных моделей поведения грунтов [5], реализованных в популярных программных комплексах (таких как идеально-упругопластическая модель с предельной поверхностью, определяемой критерием Кулона–Мора, модифицированная модель Cam Clay и другие разновидности так называемых шатровых моделей, модель с двойным упрочнением, или Hardening Soil Model, и др.), они не позволяют с использованием одного и того же набора физико-механических характеристик описать процессы деформирования образцов слабого водонасыщенного глинистого грунта в лабораторных условиях (например, при компрессионном сжатии, при неконсолидированно-недренированных трехосных испытаниях). Следовательно, нет никаких оснований надеяться на корректность этих моделей при рассмотрении сложного напряженно-деформированного состояния основания.

В связи с этим автором была разработана вязкоупругопластическая модель работы грунта, основной идеей построения которой является независимое описание упрочнения при деформациях уплотнения и формоизменения [6]. Набор зависимостей объемных деформаций и деформаций формоизменения от объемного тензора и девиатора напряжений полностью определяет вектор пластической деформации при заданном приращении напряжений. Построение модели при таком подходе свободно от каких-либо волюнтаристских представлений о форме «шатра» (с которыми связано большинство моделей поведения грунта) и пр., по-

этому позволяет максимально приблизить работу модели к результатам эксперимента. Фактически ее отличия от эксперимента определяются только точностью аппроксимации.

Параметры объемного сжатия определяются с помощью аппроксимации кривой трехосных консолидированно-дренированных испытаний или из компрессионных опытов. Параметры поведения грунта при сдвиге назначаются из стандартных трехосных испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме, в которых для полностью водонасыщенного грунта объемная деформация практически отсутствует и имеют место деформации формоизменения.

Для описания поведения модели во времени также вводятся две независимые характеристики поведения грунта при объемных и сдвиговых деформациях. Объемные деформации определяются соотношениями фильтрационной консолидации, а скорость развития деформаций формоизменения описывается с помощью переменного коэффициента вязкости.

При вычислении объемных деформаций учитывается зависимость коэффициента фильтрации от градиента напора в соответствии с эмпирической формулой, предложенной С. Хансбо [1]. По данным этого автора, начальный участок зависимости скорости фильтрации v_f от градиента напора i при $0 < i < i_0$ (где i_0 — начальный градиент напора) не является нулевым ($v_f \neq 0$), а описывается следующим уравнением:

$$v_f = \lambda i^m, \quad (1)$$

где λ — некоторый коэффициент; m — показатель степени.

Для описания развития деформаций формоизменения во времени была использована линейная зависимость, описывающая уменьшение вязкости η с увеличением сдвигового напряжения τ до нуля при достижении предела прочности:

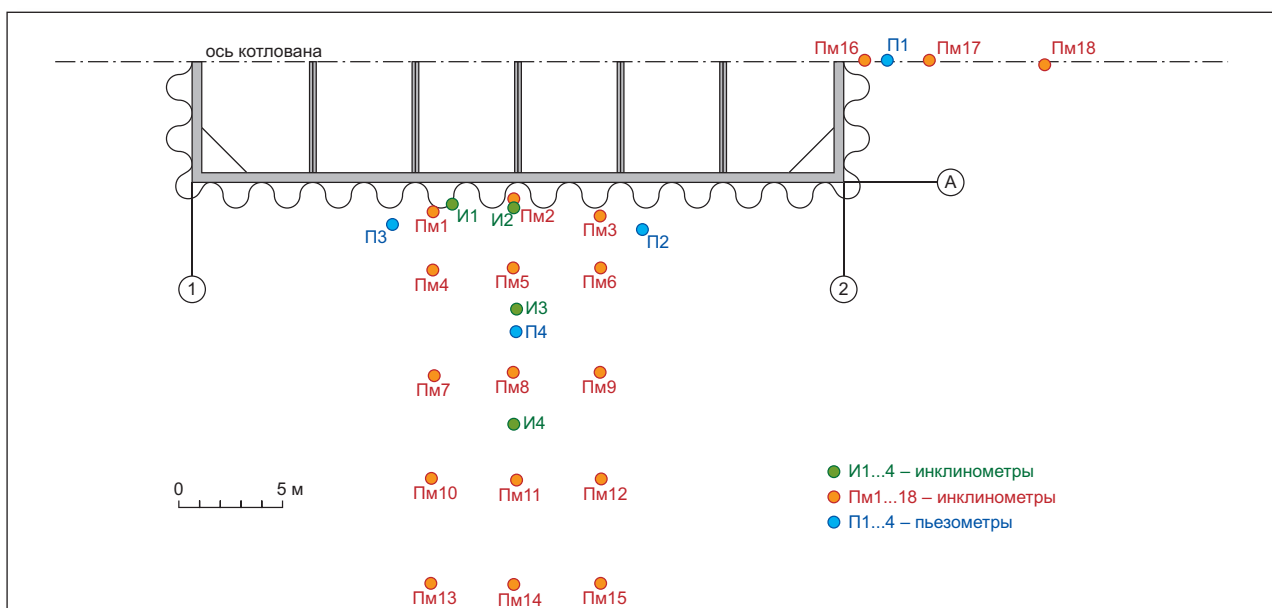


Рис. 1. Расположение контрольно-измерительного оборудования на опытной площадке

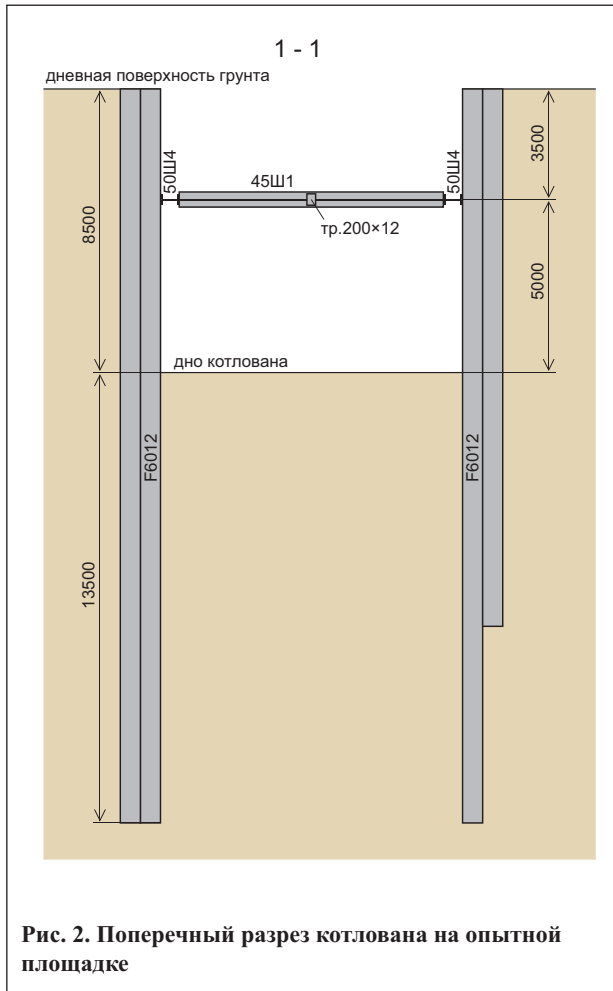


Рис. 2. Поперечный разрез котлована на опытной площадке



Рис. 3. Инженерно-геологическая колонка и результаты статического зондирования для площадки у Московского вокзала

$$\eta(\tau) = \eta_0 (\tau_{lim} - \tau) / \tau_{lim} \quad (2)$$

где η_0 — начальное значение вязкости; τ_{lim} — предельное напряжение сдвига.

При этом скорость развития деформаций сдвига находится в нелинейной зависимости от действующих напряжений, что вполне соответствует имеющимся результатам исследований [3]. Этот прием позволяет объединить в рамках одной модели проявление эффектов медленного развития деформаций при небольших сдвигающих напряжениях (что характерно для зданий, претерпевающих осадки в течение десятилетий) и быстрого разрушения при напряжениях на пределе прочности (что свойственно таким относительно быстрым процессам, как развитие осадок при испытаниях свай, потеря устойчивости откосов, изготовление свай).

Модель работы грунта при девиаторном нагружении близка к модели Бингама–Шведова, за исключением учета переменности коэффициента вязкости.

Все параметры модели (за исключением вязкости) определяются из стандартных лабораторных испытаний. Определение параметра вязкости осуществляется путем обратного анализа данных натурных наблюдений [4].

Приведенные ниже результаты натурных наблюдений на опытной площадке могут послужить основой для верификации не только предложенной автором вязкоупругопластической модели, но и других моделей механики грунтов.

Опытная площадка была предназначена для исследования работы массива грунта при устройстве в нем котлована глубиной 8,5 м. В качестве ограждения котлована использовался металлический шпунт типа F6012 из труб полукруглого сечения диаметром 1208 мм, толщиной 12 мм и длиной 21 м, погруженный с помощью высокочастотной вибрации. Опытный котлован имел размеры в плане $31 \times 11,5$ м. Обвязочные балки распорных конструкций были выполнены из широкополочного двутавра 50Ш4, поперечные распорки — из широкополочного двутавра 45Ш1. Схема опытной площадки приведена на рис. 1, 2.

Для контроля деформаций массива грунта на площадке была размещена контрольно-измерительная аппаратура, состоящая из инклинометров и геодезических марок, расположенных на поверхности грунта и на шпунте. Контрольно-измерительная аппаратура была установлена после того, как на опытной площадке уже была выполнена экскавация на глубину до 4 м и на этой отметке была поставлена распорная система. Тем не менее последующие наблюдения за откопкой до глубины 8 м благодаря их детальному документированию позволили получить достаточно полную картину деформаций массива грунта.

Статические условия работы шпунта на втором этапе откопки на глубину до 8 м с раскреплением на глубине 4 м являются довольно благоприятными, поскольку под действием давления грунта в нижней части шпунт претерпевает некоторый поворот относительно точки раскрепления, что за-



Таблица 1

| Физико-механические характеристики грунтов* на опытной площадке у Московского вокзала в г. Санкт-Петербурге | | | | | | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------|------|------|-------|----------------|-----------|-----------|
| Наименование грунта | Геол. индекс | γ , кН/м ³ | e | W | I_L | ϕ , град. | C , КПа | E , МПа |
| Техногенные отложения | tg _{IV} | - | - | - | - | - | - | - |
| Пески крупные гравелистые средней плотности водонасыщенные | ml _{IV} | 19,7 | 0,63 | - | - | 34 | - | 12,0 |
| Пески средней крупности средней плотности водонасыщенные | | 19,7 | 0,70 | - | - | 33 | 1 | 25,0 |
| Пески пылеватые средней плотности водонасыщенные | | 19,4 | 0,75 | - | - | 26 | 2 | 11,0 |
| Супеси пластичные с редкими растительными остатками | | 18,7 | 0,93 | 0,34 | 0,97 | - | 12 | 4,0 |
| Суглинки тугопластичные с примесью растительных остатков и гнездами заторфованности | | 15,9 | 1,68 | 0,62 | - | - | 38 | 2,5 |
| Пески пылеватые плотные водонасыщенные | | 20,7 | 0,55 | - | - | 34 | 6 | 28,0 |
| Суглинки пылеватые ленточные текучие | | 18,5 | 1,05 | 0,40 | 1,10 | 7 | 7 | 4,5 |
| Суглинки пылеватые слоистые текучепластичные | lg _{III} | 19,3 | 0,84 | 0,30 | 0,82 | 14 | 12 | 7,0 |
| Супеси пылеватые текучие с гравием и гнездами песка | g _{III} | 20,6 | 0,61 | 0,22 | 1,00 | 21 | 8 | 9,0 |
| Супеси пылеватые пластичные с гравием и галькой | | 20,2 | 0,52 | 0,20 | 0,30 | 25 | 9 | 15,0 |
| Супеси пылеватые | | 21,1 0 | ,52 | 0,19 | 0,00 | 29 | 20 | 25,0 |
| Супеси пылеватые тугопластичные | | 20,2 | 0,65 | 0,23 | 0,35 | 21 | 23 | 15,0 |
| Пески пылеватые плотные водонасыщенные | | 21,0 | 0,50 | | 35 | 7 | 33,0 | |
| Пески средней крупности плотные водонасыщенные | | 21,0 | 0,50 | | 39 | 2 | 45,0 | |
| Суглинки пылеватые мягкопластичные | lg _{II-III} | 19,5 | 0,82 | 0,30 | 0,73 | 15 | 18 | 7,0 |
| Пески пылеватые плотные водонасыщенные | | 20,0 | 0,59 | | 30 | 4 | 45,0 | |
| Пески гравелистые плотные водонасыщенные | | 20,0 | 0,54 | | 38 | - | 45,0 | |
| Супеси твердые с гравием, галькой и валунами | g _{II} | 22,7 | 0,31 | 0,11 | -0,62 | 31 | 25 | 45,0 |
| Глины пылеватые твердые | Pt ₂ | 21,6 | 0,47 | 0,17 | -0,58 | 23 | 70 | 28,0 |

* γ – удельный вес грунта; e – коэффициент пористости; W – природная влажность; I_L – показатель текучести; j – угол внутреннего трения; C – удельное сцепление; E – модуль деформации.

ставляет верхнюю часть грунта сопротивляться этому перемещению. При этом именно в верхней части напластования расположены пески, обладающие сравнительно хорошими механическими свойствами.

Инженерно-геологические условия данной площадки характерны для островной части Санкт-Петербурга. Ее особенностью являются повышенные абсолютные отметки дневной поверхности и соответственно большая мощность песков. С поверхности до глубин 2,3–3,6 м залегают техногенные (tg_{IV}) преимущественно песчаные отложения. Под ними до глубины 9–10 м располагаются озерно-морские отложения (Im_{IV}), представленные в верхней части переслаивающимися песками различной крупности, а в нижних 0,5–2,0 м — текучепластичными

суглинками с растительными остатками. Ниже по разрезу до глубины 13,0–14,7 м залегают озерно-ледниковые (lg_{III}) ленточные суглинки текучей консистенции. Ниже вскрыты ледниковые отложения (g_{III}), текучие в верхних двух метрах, пластичные супеси и тугопластичные суглинки (с глубины 13–17 м при абсолютных отметках –4,5 ÷ –9,0 м). Грунтовые воды встречены на глубине 2,3–2,5 м от поверхности. Физико-механические свойства грунтов площадки, определенные изыскательской организацией, приведены в табл. 1, а характерная инженерно-геологическая колонка — на рис. 3.

По результатам наблюдений максимальные горизонтальные перемещения шпунта на втором этапе откопки достигли 50 мм внутрь котлована (на глубине 11 м) (рис. 4). Перемещения верха

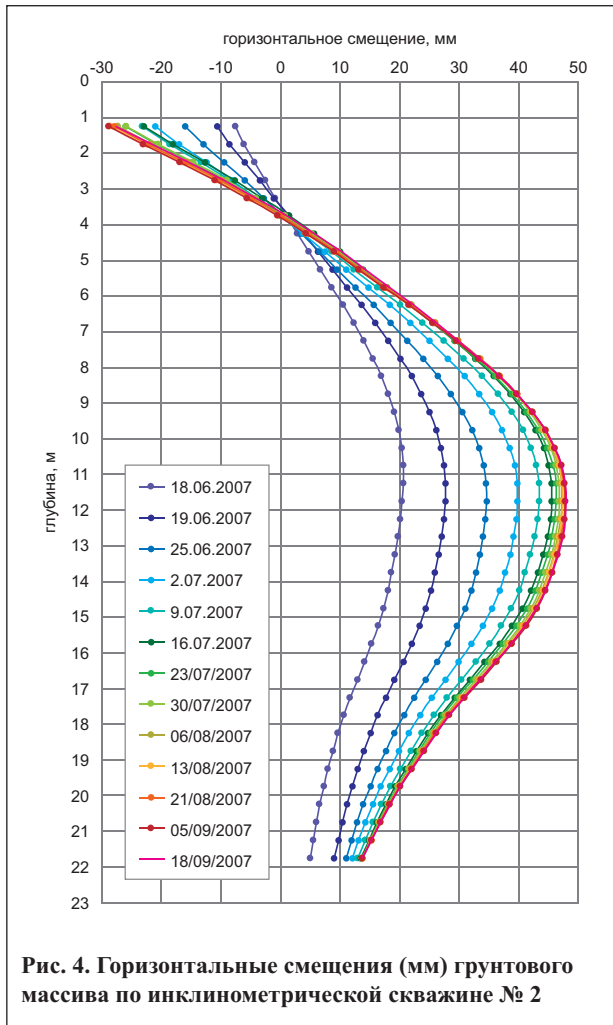


Рис. 4. Горизонтальные смещения (мм) грунтового массива по инклинометрической скважине № 2

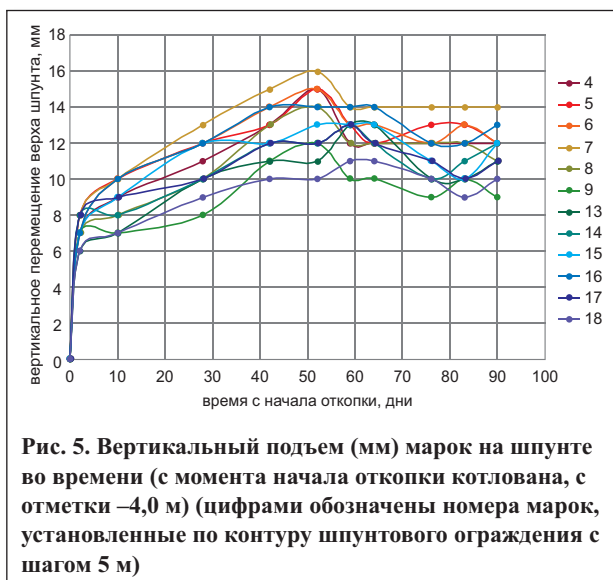


Рис. 5. Вертикальный подъем (мм) марок на шпунте во времени (с момента начала откопки котлована, с отметки $-4,0$ м) (цифрами обозначены номера марок, установленные по контуру шпунтового ограждения с шагом 5 м)

шпунта составляли 25 мм в сторону от котлована. Нижний конец шпунта (на глубине 21 м) сместился внутрь котлована на 12 мм. Интересно отметить, что эти подвижки сопровождались его заметным перемещением вверх (на 10–14 мм) (рис. 5). Этот эффект связан с разгрузкой массива грунта при откопке.

Перемещения шпунта сопровождались деформациями массива грунта. Вертикальные смещения поверхности грунта возле шпунта были направлены вверх. На расстоянии 2 м они сменялись осад-

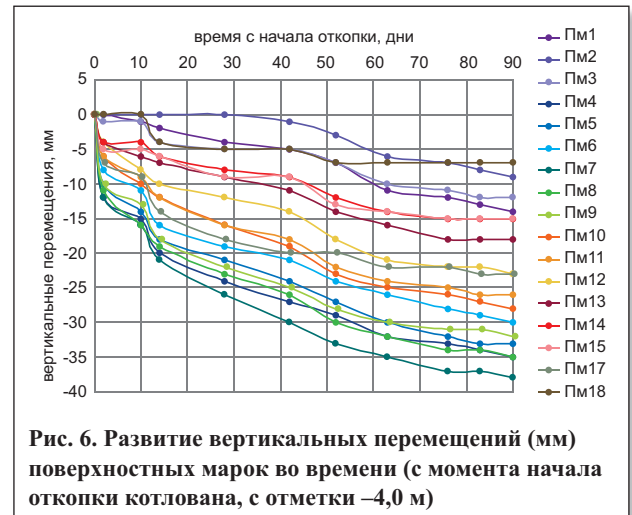


Рис. 6. Развитие вертикальных перемещений (мм) поверхностных марок во времени (с момента начала откопки котлована, с отметки $-4,0$ м)

ками, максимальное значение которых, равное 37 мм, наблюдалось на расстоянии 9 м от шпунта (рис. 6). Осадки поверхности величиной 7–15 см были зафиксированы на периферии зоны наблюдений (на расстоянии 20 м от шпунта).

Горизонтальные смещения на расстоянии от шпунта до 5 м развивались в направлении от котлована. Далее они меняли знак: на расстоянии 10 м горизонтальные смещения в сторону котлована составили 8 мм, а на расстоянии 15–20 м — 12–14 мм (рис. 7). Развитие горизонтальных смещений во времени (рис. 8) происходило синхронно с осадками массива грунта.

Что касается распределения эпюры горизонтальных смещений по глубине, то согласно результатам инклинометрических измерений на расстоянии до 5 м от шпунта она имеет параболическую форму с максимумом на глубине 11 м, изменяющим свое значение от 50 мм возле шпунта до 25 мм на расстоянии 5 м. Далее при удалении на расстояние 15 м эта эпюра становится ломаной треугольной, что свидетельствует о развитии перемещений в сторону котлована с наибольшими их значениями у поверхности (рис. 9).

Таким образом, результаты наблюдений свидетельствуют о том, что даже при относительно небольших горизонтальных смещениях шпунта в процесс деформирования вовлекается значительная территория вокруг котлована (шириной в 2–3 глубины котлована).

Расчетный анализ процесса деформирования грунтов выполнялся с использованием трех различных подходов: (1) численно-аналитического метода; (2) модели Кулона–Мора; (3) вязкоупругопластической модели. Численно-аналитический метод основан на использовании эмпирических формул и правил назначения коэффициента постели, в частности формулы Шмитта² [2].

² Такой подход реализован во многих отечественных и зарубежных программах. Данная методика предполагает получение величины перемещений и усилий в ограждающей конструкции, но не рассматривает осадки окружающего массива грунта. Ее невозможно применять для расчета осадок окружающих зданий.

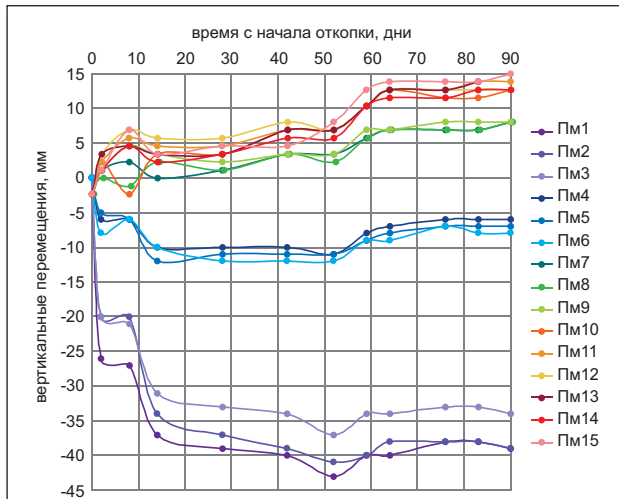


Рис. 7. Горизонтальные смещения (мм) поверхностных марок во времени (с момента начала откопки котлована, с отметки -4,0 м) (пм. 1...пм 15 — номера марок (места их размещения изображены на рис. 1))

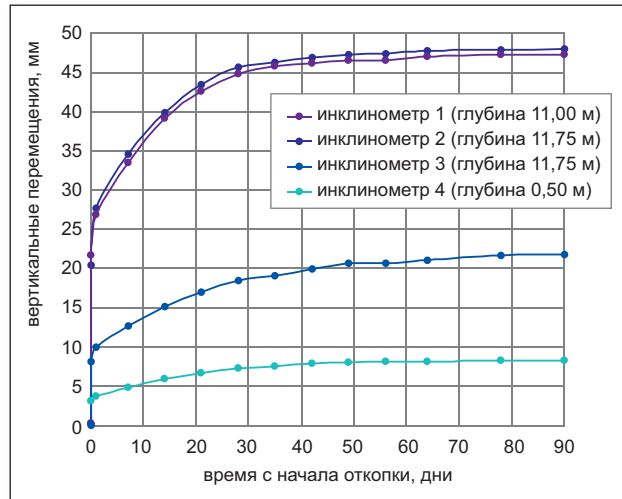


Рис. 8. Развитие во времени горизонтальных смещений (мм) точек грунтового массива на глубинах с максимальными значениями показаний инклинометров

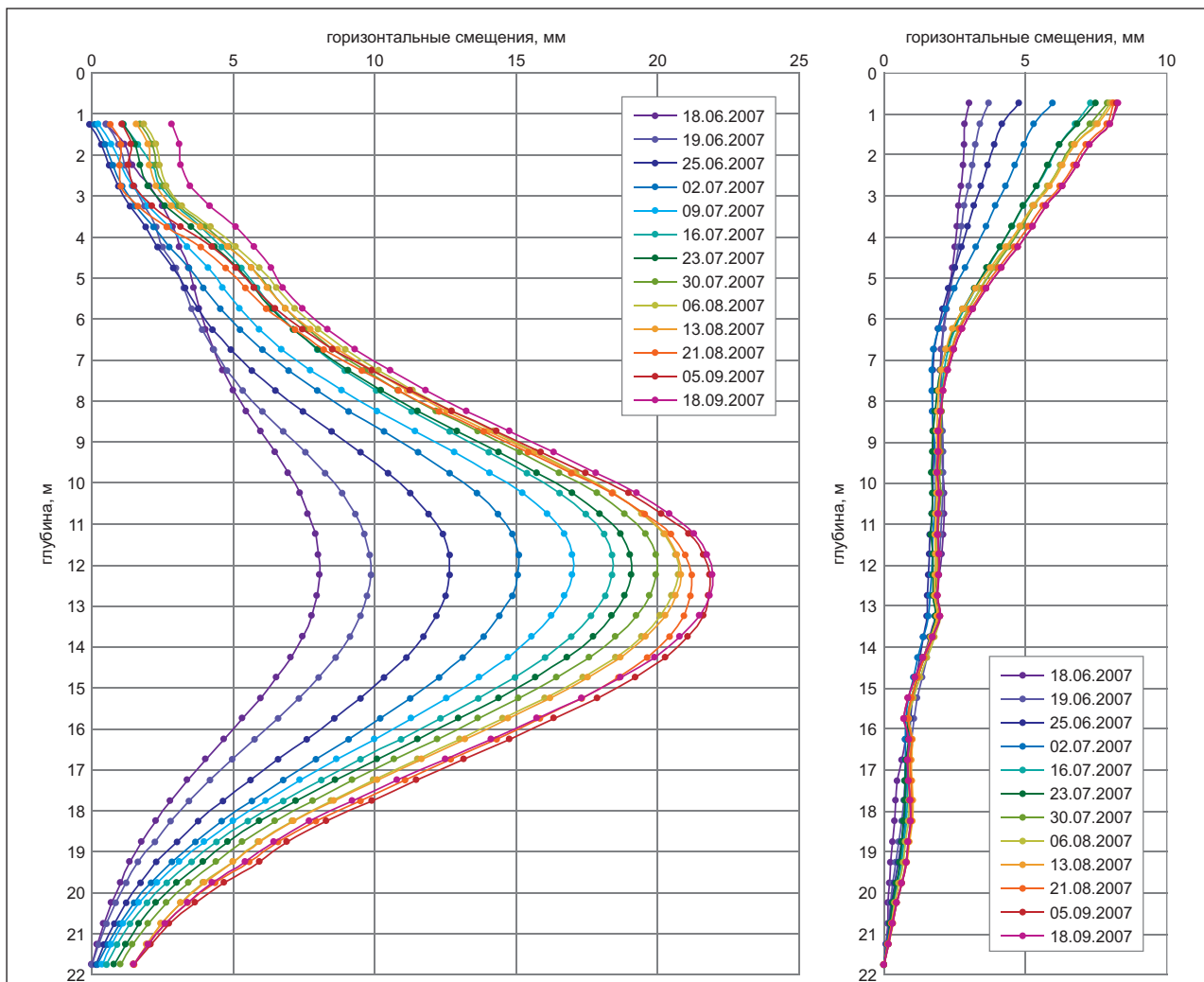


Рис. 9. Горизонтальные смещения (мм) грунтового массива по инклинометрическим скважинам № 3, 4 (кривые соответствуют различным моментам времени), кривая на 18.06.2007 — первые сутки после откопки котлована с глубины 4 м до глубины 8 м)

Как видно из рис. 10, численно-аналитический метод позволяет достаточно точно предсказать деформирование шпунтового ограждения. При использовании модели Кулона–Мора

применялись стандартные характеристики грунтов, используемые в обычной практике и приводимые в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям (см. табл. 1). Как видно из

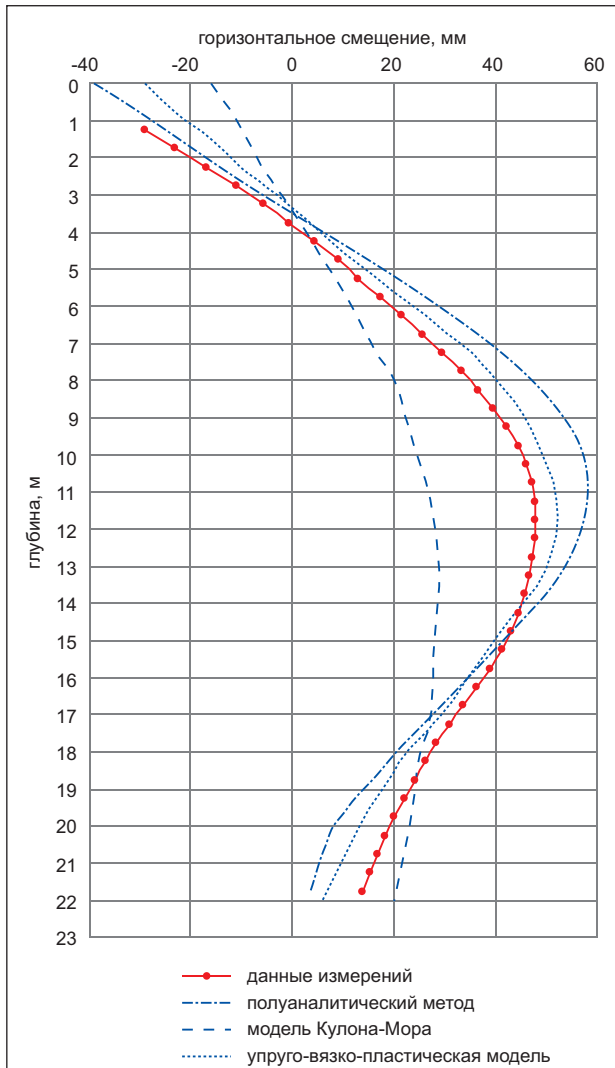


Рис. 10. Сравнение измеренных значений перемещения ограждения котлована с рассчитанными при использовании различных моделей

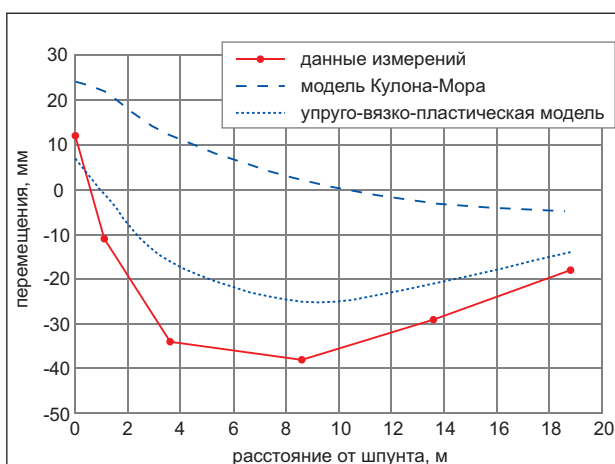


Рис. 11. Сравнение вертикальных смещений точек по результатам наблюдений с результатами расчетов по различным моделям

рис. 10, 11, эта модель некорректно описывает поведение массива грунта, что обусловлено ее известными недостатками [5]. Результаты использования вязкоупругопластической модели с параметрами, определенными по данным ком-

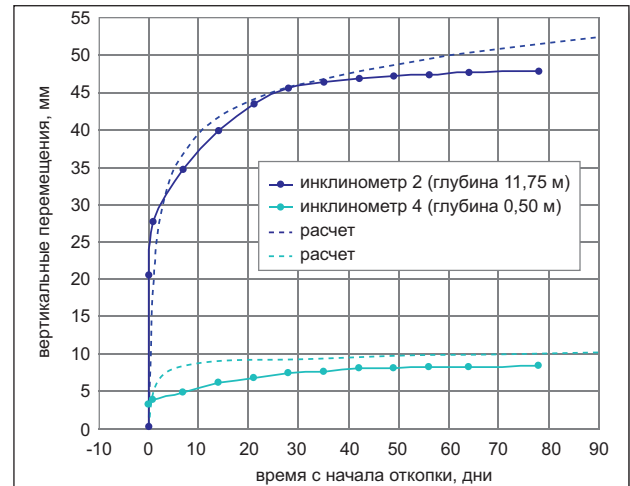


Рис. 12. Сравнение развития во времени деформаций различных точек массива грунта с результатами расчетов по вязкоупругопластической модели

прессионных и трехосных испытаний, близки к данным наблюдений. Эта модель достаточно точно отражает особенности работы массива грунта. При соответствующем подборе реологических характеристик она позволяет корректно описать поведение грунта во времени (рис. 12).

Выводы

1. Проведенные на опытной площадке натурные исследования устройства котлована предоставили материал для научного анализа и верификации методов расчета подземных сооружений.
2. Как показывает сравнение результатов наблюдений и расчетов, применение вязкоупругопластической модели дает возможность с удовлетворительной точностью прогнозировать развитие деформаций слабых водонасыщенных глинистых грунтов при квазистатической разгрузке с учетом фактора времени, что позволяет рекомендовать эту модель для расчета подземных сооружений, в т.ч. в условиях плотной городской застройки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Hansbo S. Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains. Sweden: Swedish Geot. Institute, 1960. Proc. 18. P. 1–160.
2. Schmitt P. Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples // Revue Française de Géotechnique. 1995. V. 71. P. 3–10.
3. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
4. Шашкин А.Г. Использование данных инженерно-геодезических изысканий при определении реологических характеристик грунтов в основании зданий и сооружений // Инженерные изыскания. 2011. № 2. С. 18–30.
5. Шашкин А.Г. Критический анализ наиболее распространенных нелинейных моделей работы грунта // Инженерная геология. 2010. № 3. С. 29–37.
6. Шашкин А.Г. Описание деформационного поведения глинистого грунта с помощью вязкоупругопластической модели // Инженерная геология. 2010. № 4. С. 22–32.