



# ПОВЕДЕНИЕ СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ГЛУБОКИХ КОТЛОВАНОВ

## BEHAVIOR OF SOFT CLAY SOILS IN THE PROCEED OF DEEP EXCAVATIONS

**ШАШКИН А.Г.**

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

**SHASHKIN A.G.**

The «Georeconstruction» Group of Companies, St. Petersburg State University of Transport, St. Petersburg

**Ключевые слова:**

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

**Key words:**

deep excavation; soft clay soil; field observation; viscoelastoplastic model.

### Аннотация

**В статье приводятся результаты натурных исследований поведения слабых водонасыщенных глинистых грунтов при устройстве глубокого котлована на опытной площадке около Мариинского театра в г. Санкт-Петербурге, которые служат основой для проверки корректности расчетных моделей работы грунтов, в т.ч. разработанной автором вязкоупругопластической модели.**

### Abstract

**The article presents the field observation results of the soft water-saturated clay soil behavior when creating a deep excavation at the testing site near the Mariinsky Theatre in St. Petersburg. These results serve as the basis for verifying the correctness of computational soil models including the viscoelastoplastic one developed by the author.**

### Введение

Развитие подземного пространства старинных городов чаще всего является единственно возможным способом решения одновременно двух, казалось бы, взаимоисключающих задач — сохранить их архитектурный облик и вдохнуть в них современную жизнь. Это особенно актуально для г. Санкт-Петербурга. Инженерно-геологические условия его территории, характеризующиеся распространением многометровой толщи слабых водонасыщенных глинистых отложений, являются весьма сложными для подземного строительства. Именно поэтому освоенное подземное пространство его исторического центра по сей день исчерпывается в основном только метрополитеном. А устройство подземных сооружений, возводимых открытым способом, до последнего времени здесь вообще не практиковалось.

Для того чтобы научиться проектировать и устраивать глубокие котлованы в условиях плотной городской застройки г. Санкт-Петербурга, институтом «Геореконструкция» под руководством и при непосредственном участии автора настоящей публикации была развернута серия натурных исследований, наиболее детальные и результативные из которых были проведены на площадке строительства второй сцены Мариинского театра.

Целью исследования было определение реальных закономерностей деформирования массива грунта при устройстве в нем глубокого котлована.

### Инженерно-геологические условия площадки

Абсолютные отметки поверхности площадки строительства второй сцены Мариинского театра составляют 1,4–2,9 м (БС). Насыпной слой грунтов, мощность которого изменяется от 0,5 до 2,5 м, состоит из песков различной крупности и супесей с включением кирпичного щебня, гравия, гальки, обломков древесины, примесей органических веществ. Отметка подошвы этого слоя составляет 0,5–1,4 м (БС). Под ним залегают послеледниковые ( $m_{IV}$ ), позднеледниковые ( $Ig_{шв}$ ) и





Рис. 2. Общий вид опытной площадки на территории строительства второй сцены Мариинского театра

ледниковые ( $g_{IIIz}$ ) отложения, подстилаемые коренными верхнепротерозойскими породами (рис. 1).

Морские и озерные отложения представлены в основном водонасыщенными пылеватými и мелкозернистыми песками средней плотности и подстилающими их пылеватými суглинками текучей консистенции общей мощностью порядка 4,0–6,0 м. Залегающие под ними озерно-ледниковые отложения мощностью 3,0–6,5 м представлены суглинками тяжелыми пылеватými ленточными и слоистыми текучей консистенции.

Ледниковые отложения представлены в основном легкими пылеватými суглинками и супесями с гравием и галькой, имеющими соответственно тугопластичную и полутвердую, а также пластичную консистенцию, характерную для кровли морены. Мощность моренных отложений составляет 10,0–15,0 м. Абсолютные отметки их подошвы изменяются от минус 18,9 м до минус 23,7 м (БС). Согласно данным статического зондирования в верхней зоне (до глубины примерно

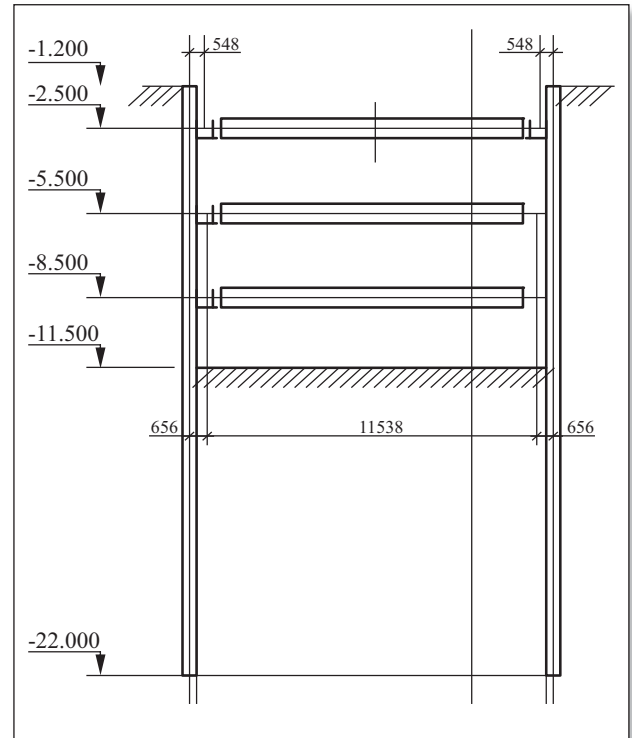


Рис. 3. Схема расположения распорных креплений

17,0–22,0 м) моренные отложения имеют сравнительно низкие характеристики сопротивления внедрению конуса (примерно 1,00 МПа) и муфты зонда (около 0,02–0,03 МПа).

Коренные протерозойские отложения в верхней части до абсолютных отметок от минус 23,8 м до минус 30,2 м (БС) представлены дислоцированными пылеватými глинами мощностью 2,2–6,5 м, которые подстилаются твердыми пылеватými глинами с прослоями песчаника.

Физико-механические характеристики грунтов, встречающихся в разрезе площадки, приведены в

Таблица 1

Физические характеристики грунтов площадки у Мариинского театра							
№ ИГЭ	Наименование грунта	Геологический индекс	Удельный вес грунта $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Природная влажность грунта $W$	Показатель текучести $I_L$	Число пластичности $I_p$	Коэффициент пористости $e$
2	Пески пылеватые, средней плотности	ml IV	19,4	-	-	-	0,750
3	Суглинки слоистые текучие		19,3	0,3	1,1	0,15	0,832
4	Суглинки слоистые текучие	lg III	18,2	0,4	1,14	0,16	1,113
5	Супеси пластичные с гравием и галькой	gIII	21,3	0,18	0,64	0,06	0,493
6	Суглинки тугопластичные с гравием и галькой		20,8	0,21	0,41	0,11	0,572
7	Суглинки полутвердые с гравием и галькой		21,5	0,17	0,24	0,12	0,471
8	Глины твердые дислоцированные, с обломками песчаника	V2kt2	21,1	0,19	-0,22	0,18	0,554
9	Глины твердые с прослоями песка		21,8	0,15	-0,51	0,2	0,454



табл. 1. Гидрогеологические условия здесь характеризуются развитием двух горизонтов подземных вод. Первый из них (безнапорный) представлен грунтовыми водами и приурочен к подошве техногенных образований, слою озерно-морских пылеватых песков и пылевато-песчаным прослойкам в озерно-лед-

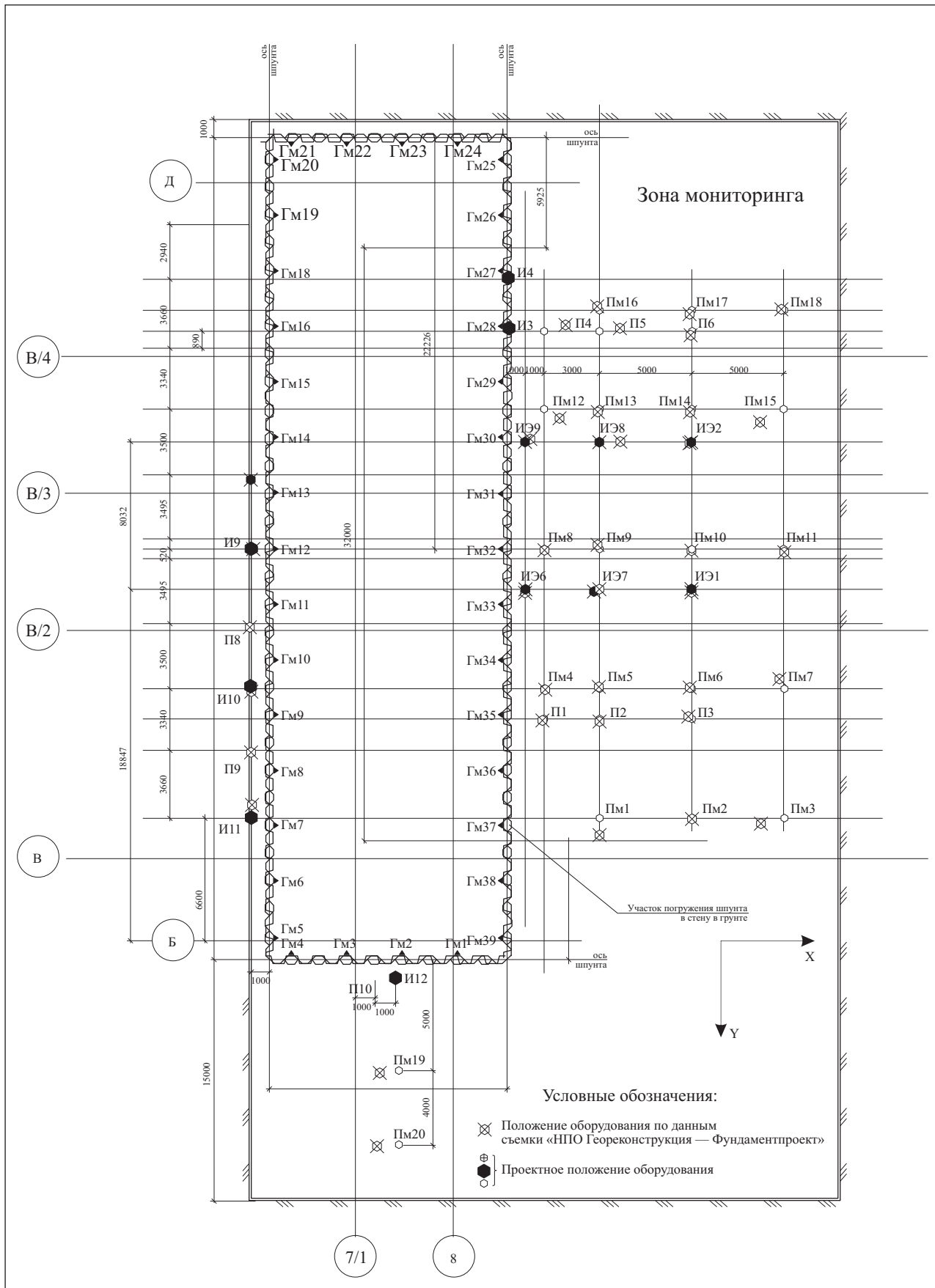
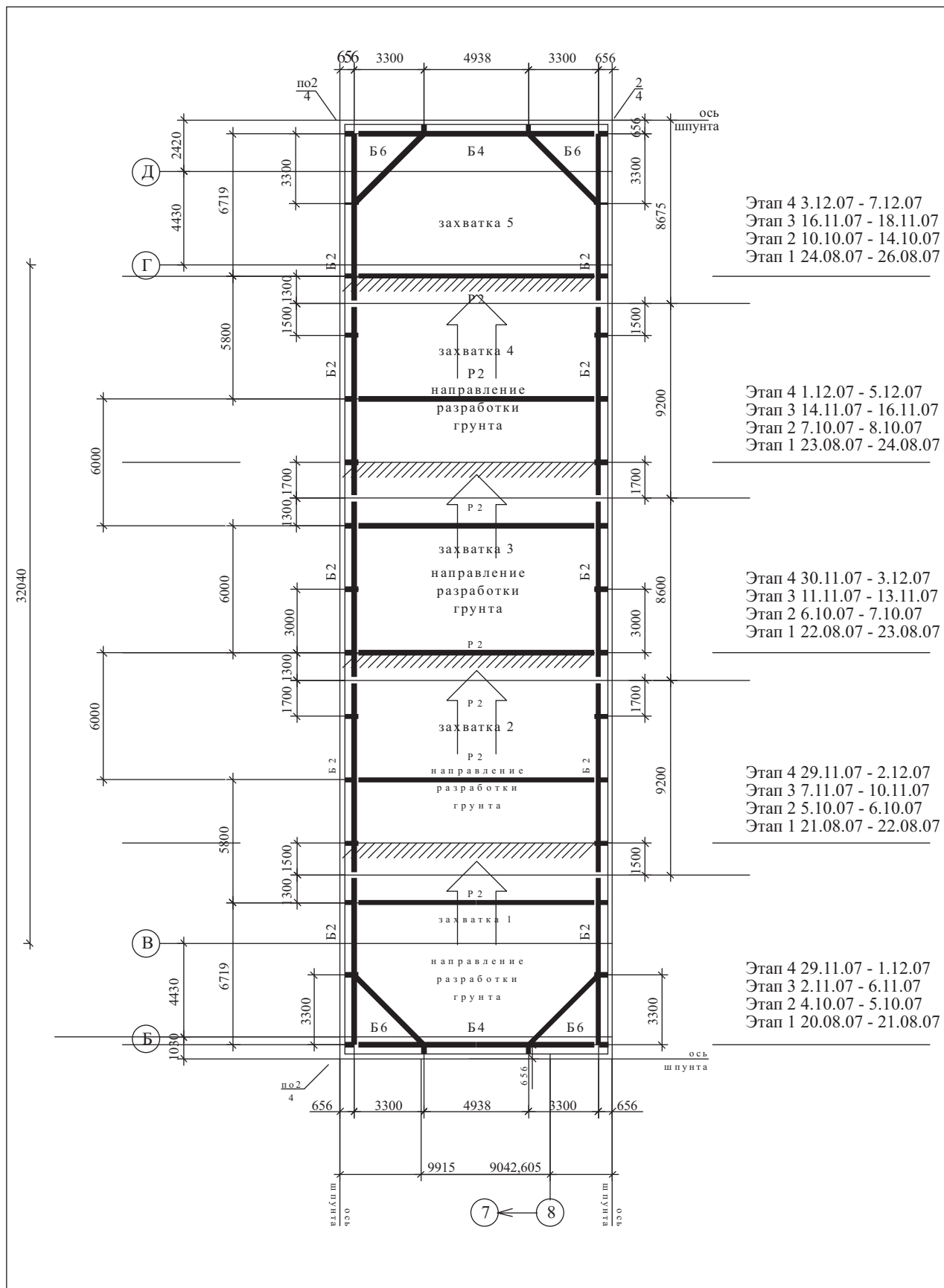


Рис. 4. Схема расположения контрольно-измерительного оборудования на площадке (И — инклинометр; П — пьезометр; ИЭ — инклинометр, совмещенный с экстензометром; Пм — поверхностные геодезические марки; Гм — геодезические марки на шпунте)



**Рис. 5.** Схема ведения работ по захваткам: этап 1 — откопка первого уровня до относительной отметки минус 3,5 м (до глубины от поверхности дна пионерного котлована около 2,3 м), установка первого уровня распорных креплений на отн. отм. минус 2,5 м без замоноличивания стыка между обвязочными балками и шпунтовым ограждением; этап 2 — от даты включения в работу распорок первого уровня (замоноличивание стыка между шпунтовым ограждением и обвязочной балкой, твердение бетона) до начала следующего этапа; этап 3 — откопка второго уровня до отн. отм. минус 6,5 м (до ГПК примерно 5,3 м), установка второго уровня распорных креплений на отн. отм. минус 5,5 м; этап 4 — откопка третьего уровня до отн. отм. минус 9,5 м (до ГПК около 8,3 м), установка второго уровня распорных креплений на отн. отм. минус 8,5 м; этап 5 — откопка четвертого уровня до отн. отм. минус 11,5 м (до ГПК примерно 10,3 м)



никовых суглинках. Максимальное положение уровня грунтовых вод следует ожидать на глубине 0,5–2,0 м, на абсолютных отметках около 0,5–1,4 м. Второй водоносный горизонт — это напорные подземные воды. Он приурочен к линзам и прослоям песков средней крупности в толще ледниковых суглинков и дислоцированных протерозойских глин. Величина напора в нем составила примерно 13,1 м в пределах ледниковых отложений и около 19,5 м в пределах протерозойских.

**Описание натурального эксперимента**

Опытная площадка размером 13×44 м на территории строительства второй сцены Мариинского театра была устроена для изучения работы ограждения котлована и массива грунта при создании подземного сооружения с тремя уровнями распорных креплений (рис. 2, 3). Ограждение было выполнено из фасонных шпунтовых свай корытного типа Arcelor AU18, а распорки — из труб диаметром 630 мм на верхнем уров-

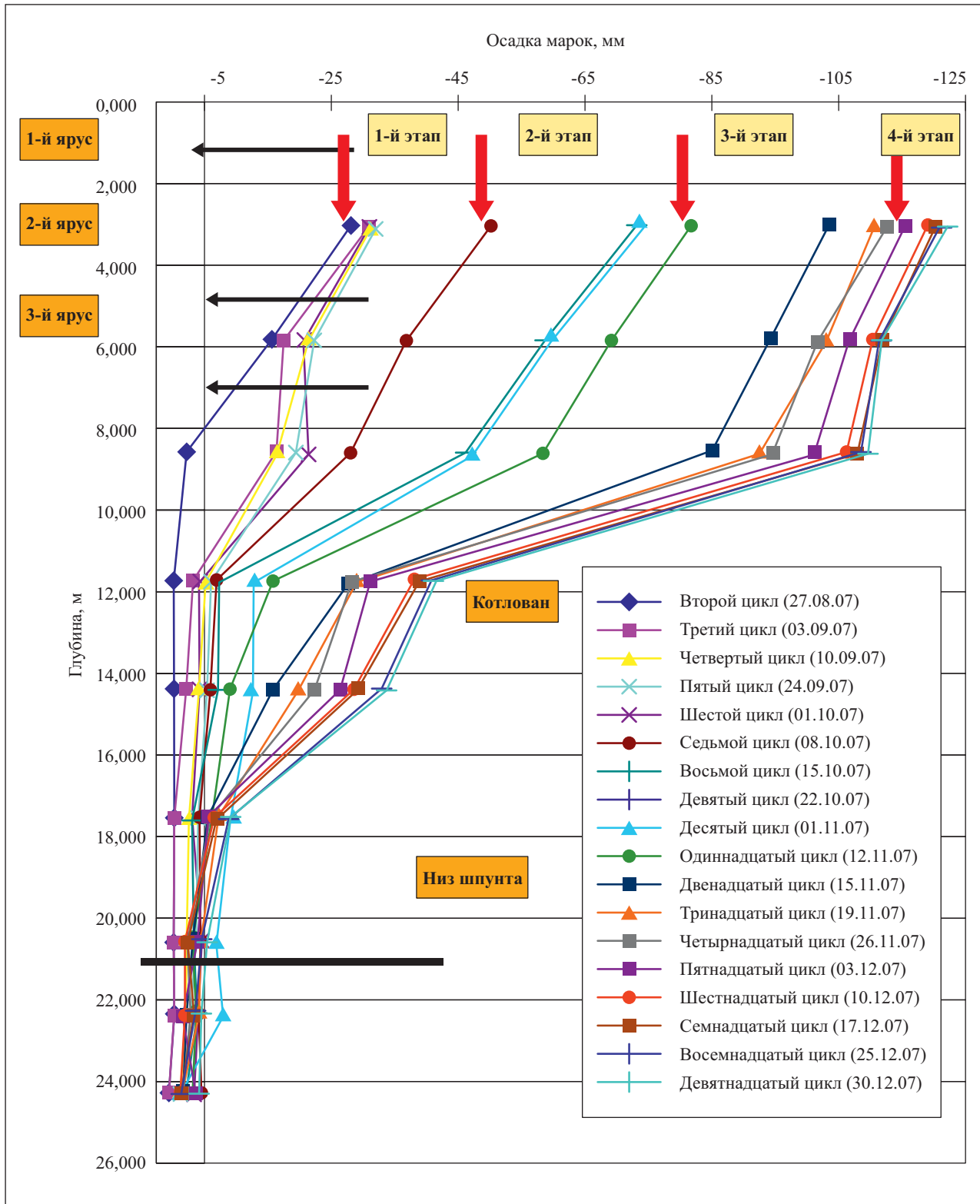


Рис. 6. Графики развития осадок глубинных марок (мм) в скважине ИЭ9 по контрольным циклам наблюдений

не и 820 мм на среднем и нижнем. Шпунт погружался со дна пионерного котлована с относительной отметки минус 1,0 м до минус 22,5 м. Окончательная проектная отметка дна котлована составляла минус 11,5 м.

До начала производства работ был выполнен подготовительный этап мониторинга, включавший установку контрольно-измерительного оборудования. Применялось стандартное оборудование, выпускаемое европейскими производителями. Схема его размещения приведена на рис. 4.

В процессе мониторинга осуществлялись:

- измерения положения уровня грунтовых вод по данным режимных скважин (пьезометров) при выемке грунта из котлована и анализ их результатов;

- геодезические измерения осадок поверхности грунта по сети поверхностных марок, привязанной к городской реперной сети;
- наблюдения за горизонтальными смещениями грунтового массива по данным инклинометрических скважин;
- наблюдения за вертикальными смещениями массива грунта по данным скважин с глубинными марками послонных деформаций (экстензометрам);
- геодезические наблюдения за горизонтальными и вертикальными смещениями верха шпунта;
- оценка усилий в распорных конструкциях по данным тензометрических измерений.

Помимо этого производилась верификация и сравнение горизонтальных и вертикальных компонен-

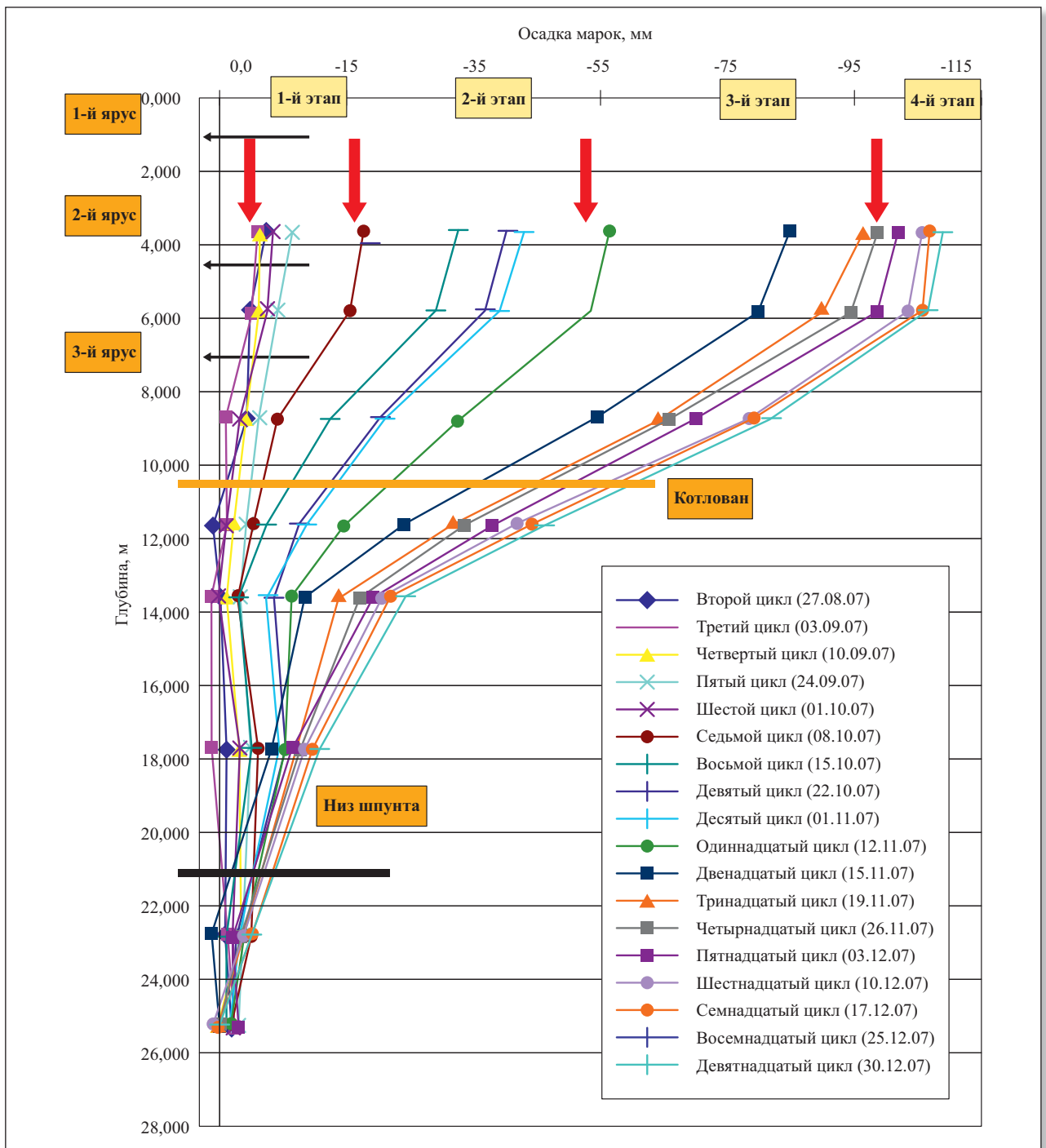


Рис. 7. Графики развития осадок глубинных марок (мм) в скважине ИЭ8 по контрольным циклам наблюдений





тов смещений, полученных по нескольким видам инструментальных измерений.

**Последовательность откопки котлована**

Эксплуатация грунта на опытной площадке выполнялась с 27 августа по 4 декабря 2007 г. до проектной отметки дна котлована (относительной — минус 11,5 м, или абсолютной — минус 8,4 м). Его глубина от по-

верхности дна пионерного котлована (ГПК) составила 10,3 м.

Выемка грунта осуществлялась по уровням глубиной примерно по 3 м с установкой распорок (рис. 3). При экскавации первого уровня до относительной отметки минус 3,5 м (до ГПК около 2,3 м) в течение достаточно длительного времени после установки распорок оставался незамоноличенным контакт между обвязочными балками и шпунтовым ограждением, что

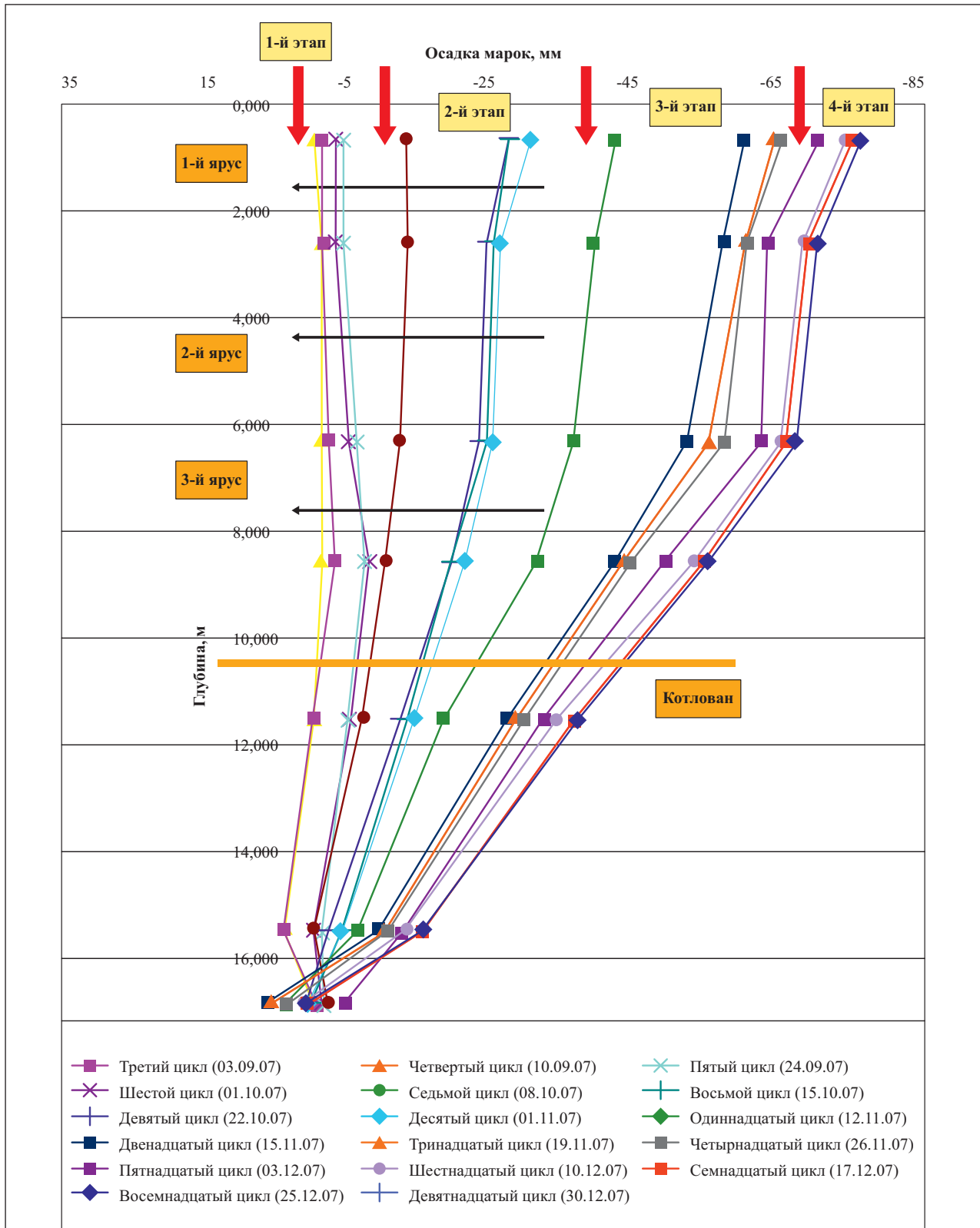


Рис. 8. Графики развития осадок глубинных марок (мм) в скважине ИЭ2 по контрольным циклам наблюдений



привело к развитию деформаций шпунта по консольной схеме. В дальнейшем срок введения в работу распорных конструкций был сокращен. Эскавация грунта выполнялась по захваткам, начиная от оси Б (рис. 5), с установкой обвязочных балок и распорок сразу после эскавации грунта в захватке.

### Результаты натурных измерений

По результатам инструментальных наблюдений смещения ограждения котлована по створу инклинометров 9, 8, 2 на первом этапе выемки грунта достигли 34 мм (работа шпунта близка к консольной схеме),

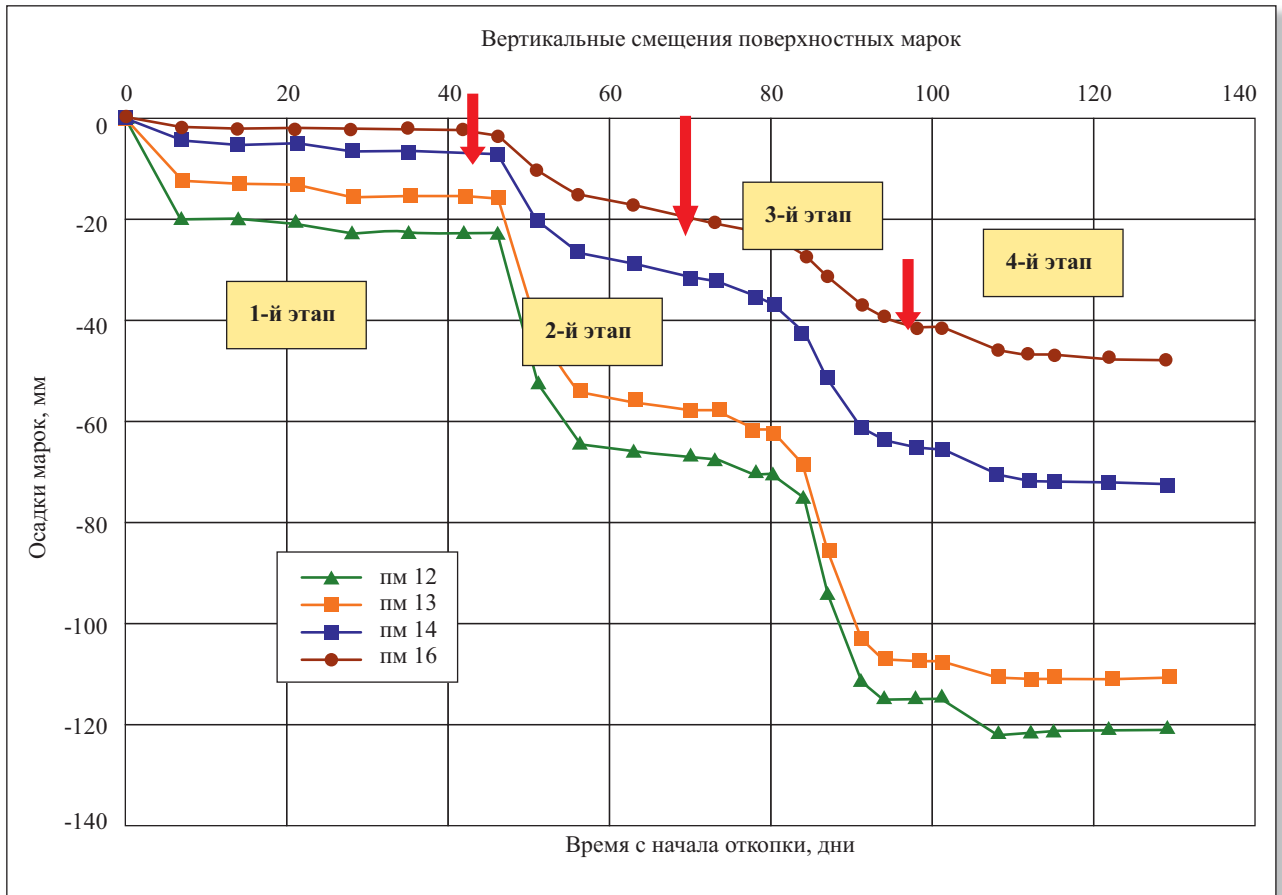


Рис. 9. Графики развития во времени осадок (мм) поверхностных марок 12–15

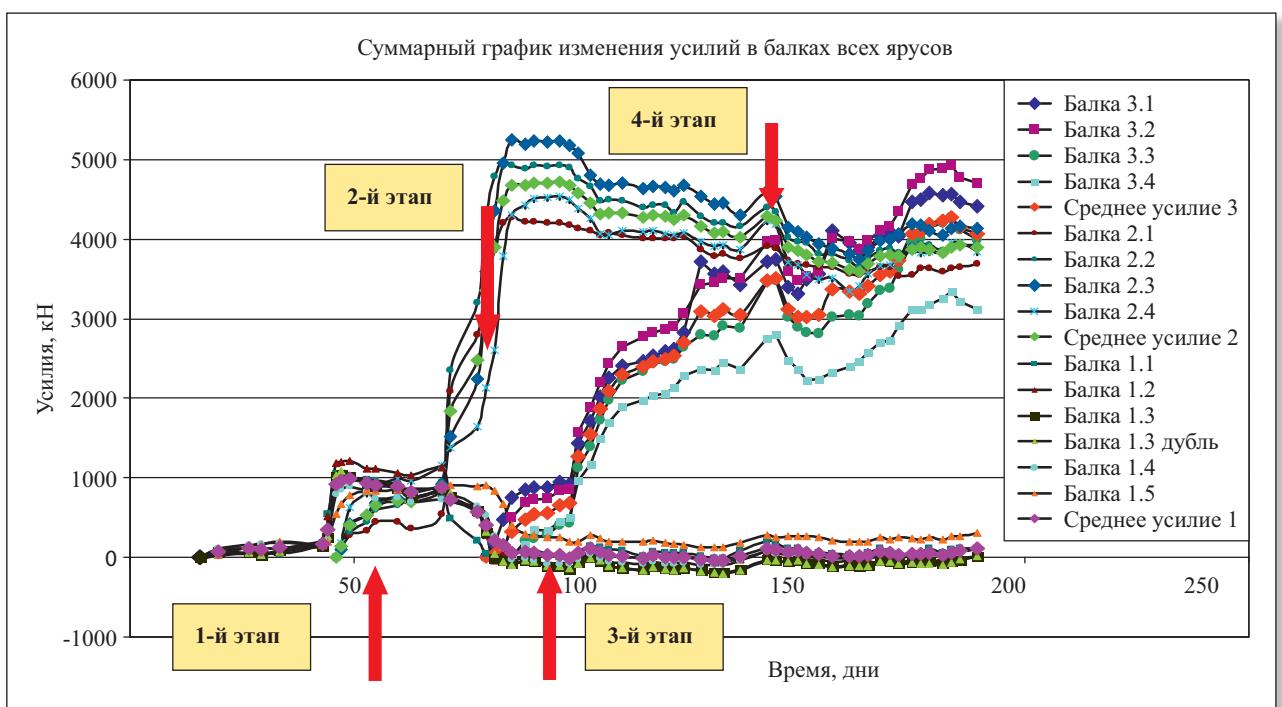


Рис. 11. Графики развития усилий (кН) в распорных конструкциях опытного котлована по данным тензометрических наблюдений



на втором — 66 мм (работа шпунта — по схеме с одним уровнем распорных креплений), на третьем — 111 мм (с двумя уровнями распорных креплений), на четвертом — 125 мм (с тремя уровнями распорок) (рис. 16).

На рисунках 17, 18 приведены горизонтальные смещения массива грунта по данным инклинометров 8 и 2. Развитие его вертикальных смещений отслеживалось по поверхностным и глубинным маркам (они достигли 12 см) (рис. 6–9).

На первом этапе после откопки до отм. минус 3,5 м, до установки первого яруса распорных креплений, ограждение котлована работало по консольной схеме с условным защемлением на глубине около 10 м (см. рис. 16–19). После установки первого яруса распорок наблюдалось увеличение горизонтальных смещений шпунта ниже уровня раскрепления, которое развивалось и после установки крепи второго яруса. Характерно, что наибольшие смещения наблюдались ниже уровня откопки котлована.

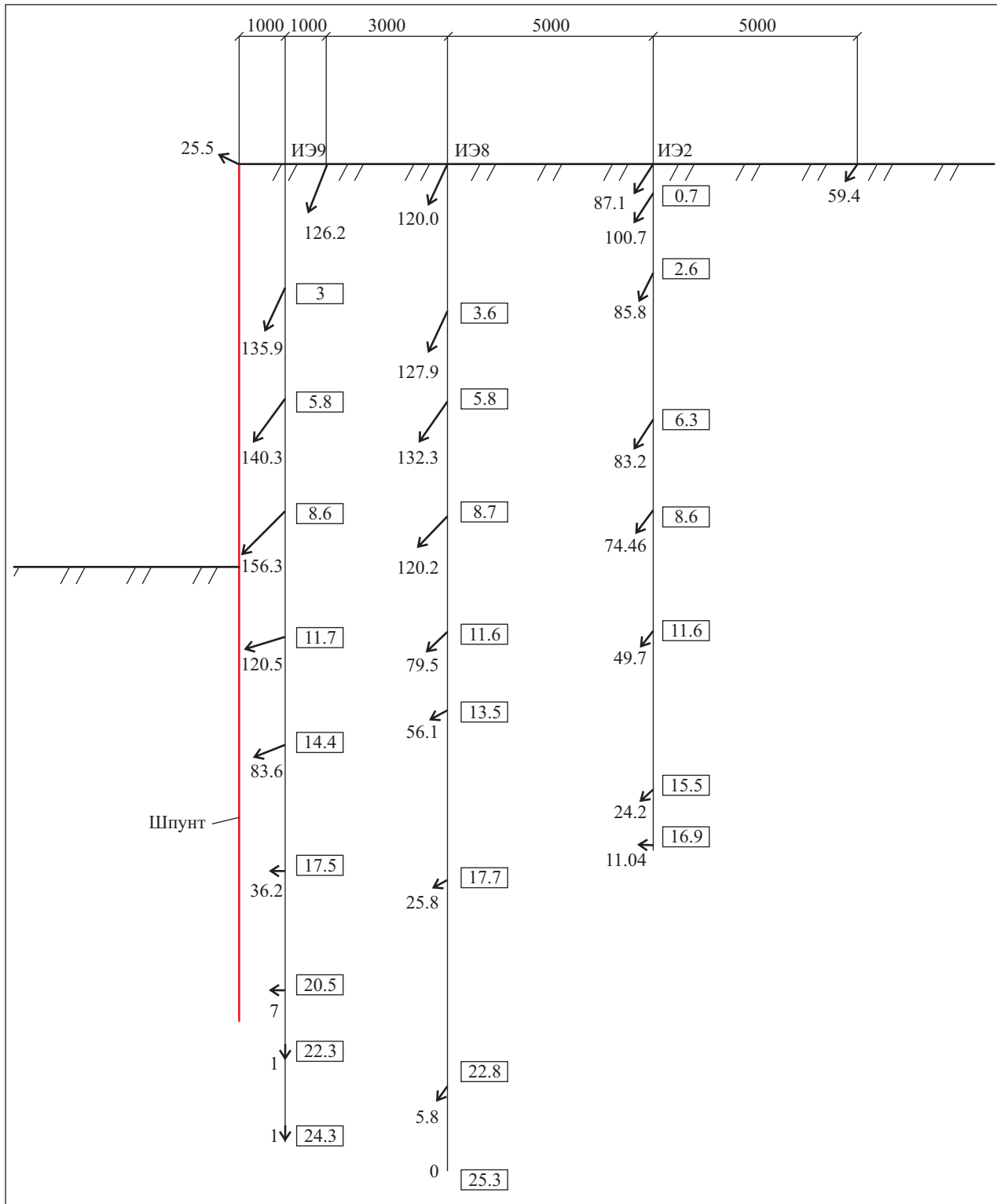


Рис. 10. Векторы перемещений на момент окончания измерений на опытной площадке. Цифрами без рамок обозначены величины перемещений (мм). Цифрами в рамках обозначены глубины расположения точек, в которых построены векторы (м)

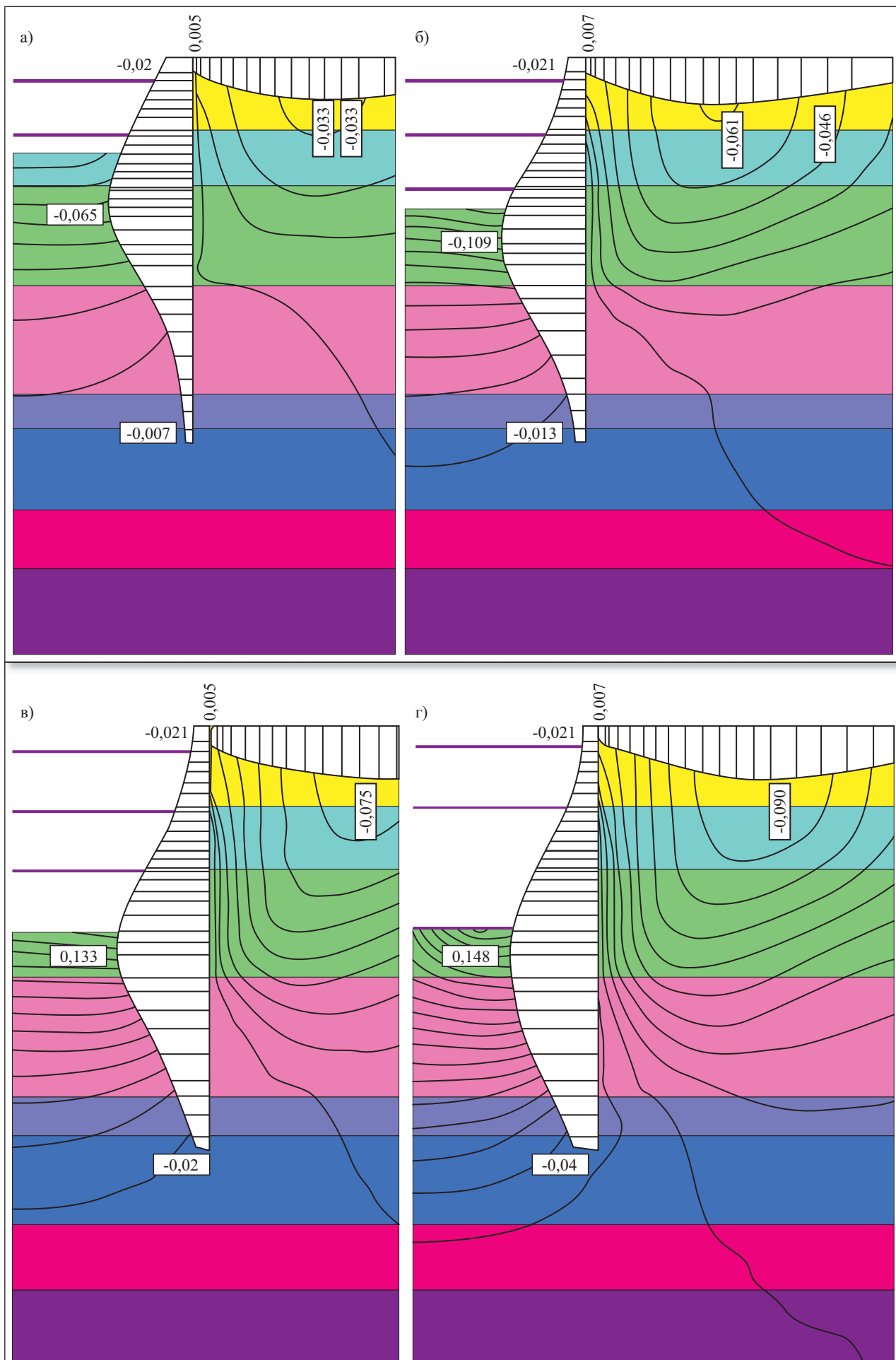


Рис. 12. Эпюра и изолинии осадок и эпюра горизонтального смещения (м) шпунтового ограждения на втором (а), третьем (б), четвертом (в) этапах откопки и через год после ее начала после устройства плиты ростверка и снятия третьего уровня распорок (г)

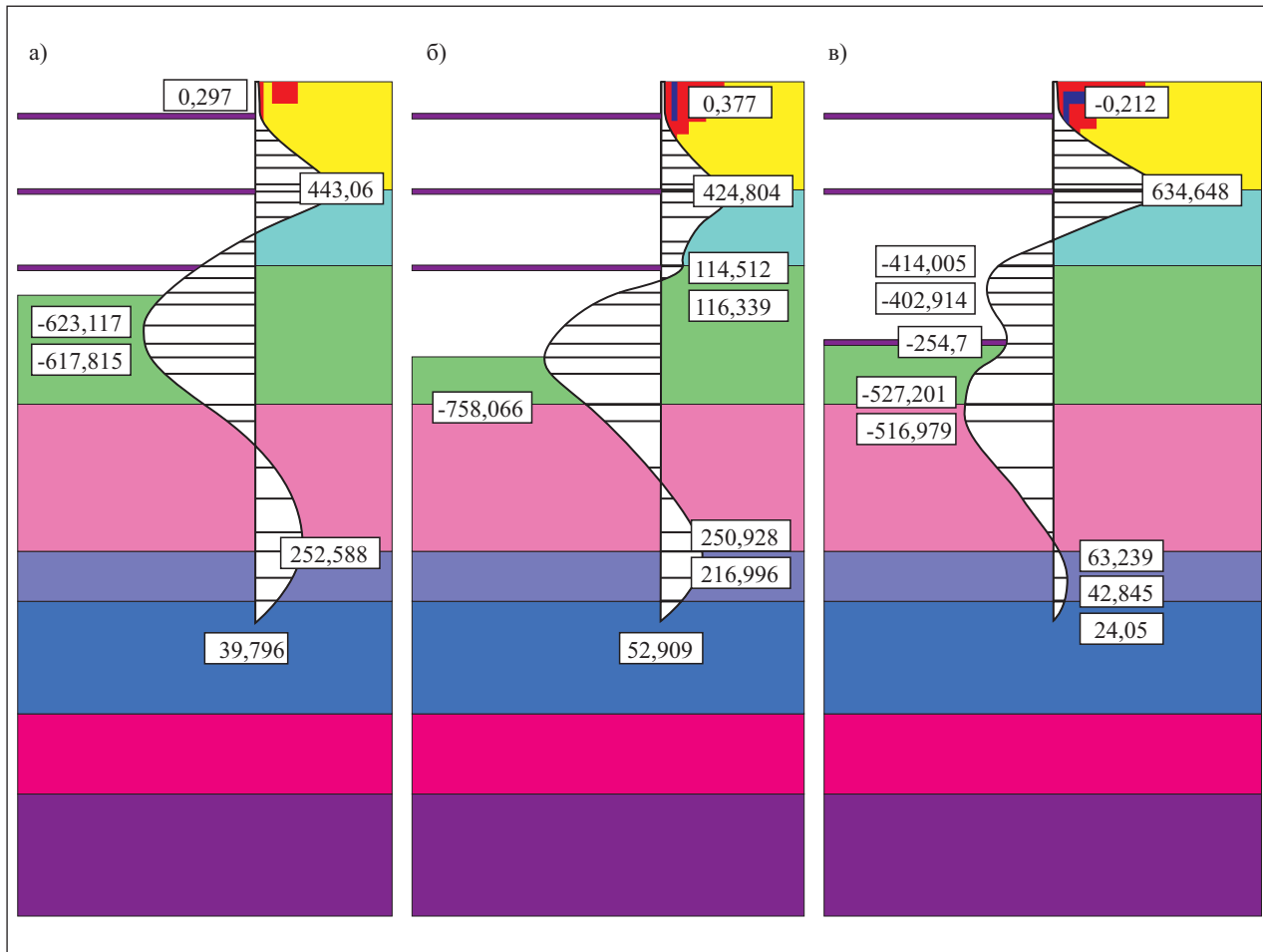
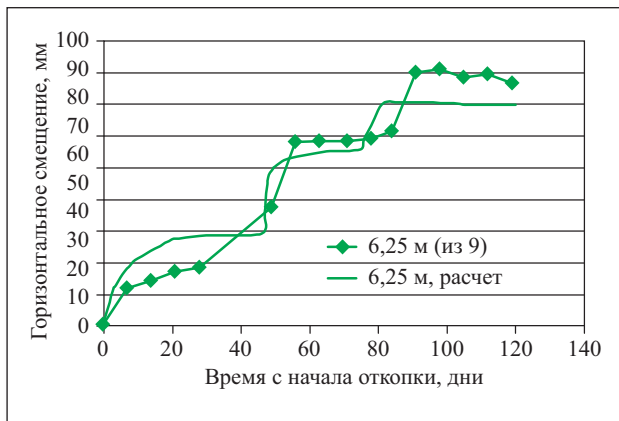


Рис. 13. Эпюры моментов (кНм/п.м.) в шпунтовом ограждении по расчету на третьем (а), четвертом (б) этапах откопки и через год после начала откопки после устройства плиты ростверка и снятия третьего уровня распорок (в)



Следует отметить, что осадки поверхности были примерно равны величине наибольших горизонтальных смещений (см. рис. 6 и 16; 7 и 17; 8 и 18).

По результатам измерений горизонтальных и вертикальных смещений были построены векторы смещений массива грунта, показывающие основные направления его деформирования (рис. 10). Как видно из рис. 10, характер перемещения грунта напоминает движение по круглоцилиндрической поверхности при потере устойчивости. При этом, однако, перемещения имеют затухающий во времени характер.

Измерения усилий в распорных конструкциях выполнялись с помощью приваренных к ним тензOMET-

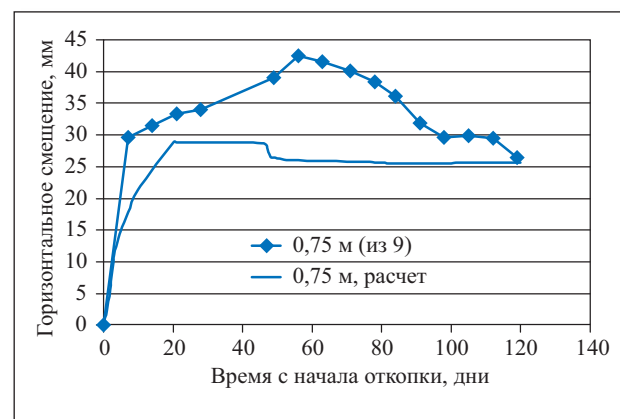
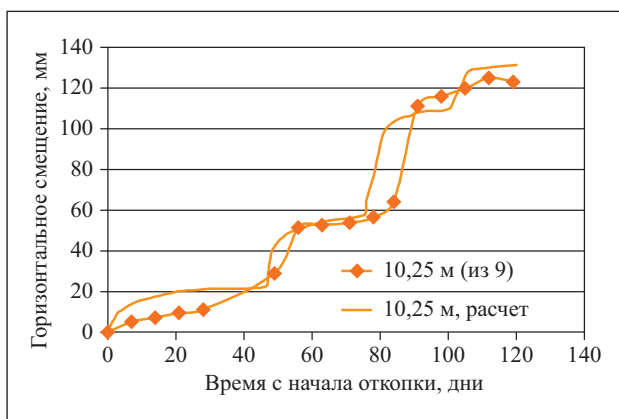


Рис. 14. Сравнение расчетных и измеренных кривых развития горизонтальных смещений по инклинометру 9

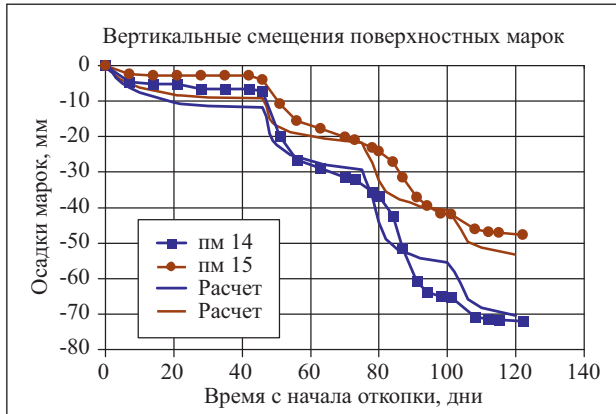


Рис. 15. Сравнение развития во времени вертикальных перемещений поверхности грунта на расстоянии 10 м (марка 14) и 15 м (марка 15) от шпунтового ограждения по расчету с использованием вязкоупругопластической модели и по результатам натурных наблюдений

рических датчиков. Эти усилия к четвертому этапу откопки в среднем достигли (в пересчете на погонные метры с учетом шага распорок около 6 м): для первого уровня распорных креплений — 20 т/п.м., для второго — 85 т/п.м., для третьего — 58 т/п.м. Усилия в распорных конструкциях без пересчета на погонные метры показаны на рис. 11. Следует отметить, что их измеренные значения весьма велики. Для того чтобы их достичь, боковое давление грунта должно быть равно вертикальному, т.е. грунт в рассматриваемом случае работает как тяжелая жидкость.

О результатах измерений уровня подземных вод верхнего водоносного горизонта достаточно сказать, что он претерпевал сезонные колебания без каких-либо заметных изменений, обусловленных откопкой котлована с откачкой воды внутри ограждения. Это сви-

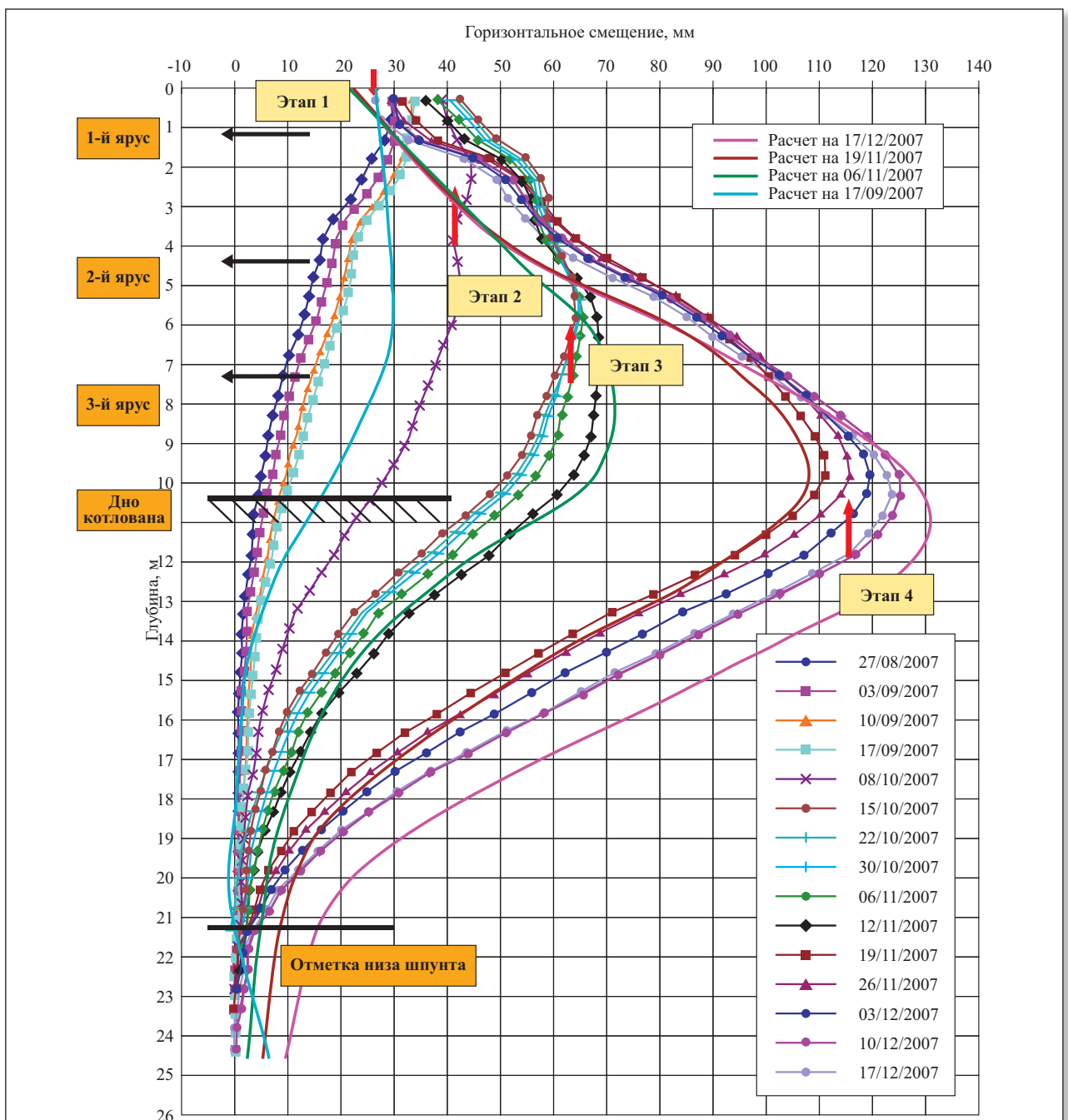


Рис. 16. Сравнение расчетных и измеренных смещений по инклинометру 9



детельствует о достаточной сплошности шпунтового ограждения.

**Расчетный анализ поведения массива грунта при устройстве опытного котлована**

Обширные материалы натурального эксперимента, проведенного на площадке строительства второй сцены Мариинского театра, благодаря его достаточно полной документированности можно использовать для верификации различных расчетных моделей грунта. Выполним сопоставление результатов исследований и расчетов с использованием вязкоупругопластической

модели, основной идеей построения которой является независимое описание упрочнения при объемных деформациях и деформациях формоизменения [5].

Расчетные параметры вязкопластической модели приведены в табл. 2.

Основной идеей построения предлагаемой феноменологической модели поведения грунта является независимое описание развития области обратимых деформаций (или, применяя терминологию теории пластичности, так называемого деформационного упрочнения) при уплотнении и формоизменении. Набор зависимостей объемных деформаций и деформаций формоизменения соответственно от объемного

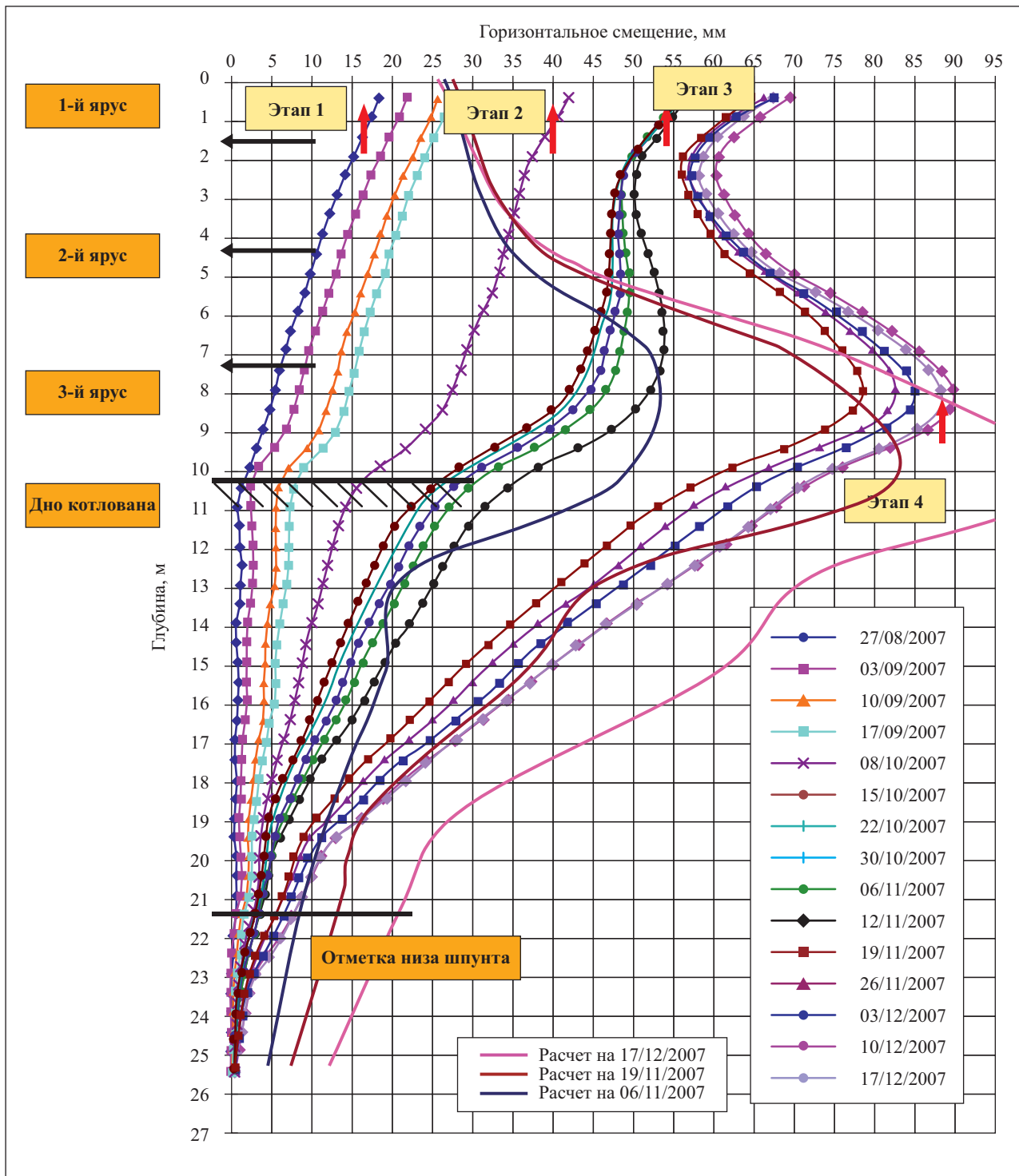


Рис. 17. Сравнение расчетных и измеренных смещений по инклинометру 8



тензора и девиатора напряжений полностью определяет вектор пластической деформации при заданном приращении напряжений. Построение модели при та-

ком подходе свободно от каких-либо теоретических представлений о форме «шатра» и т.п. и поэтому позволяет приблизить работу модели к результатам экс-

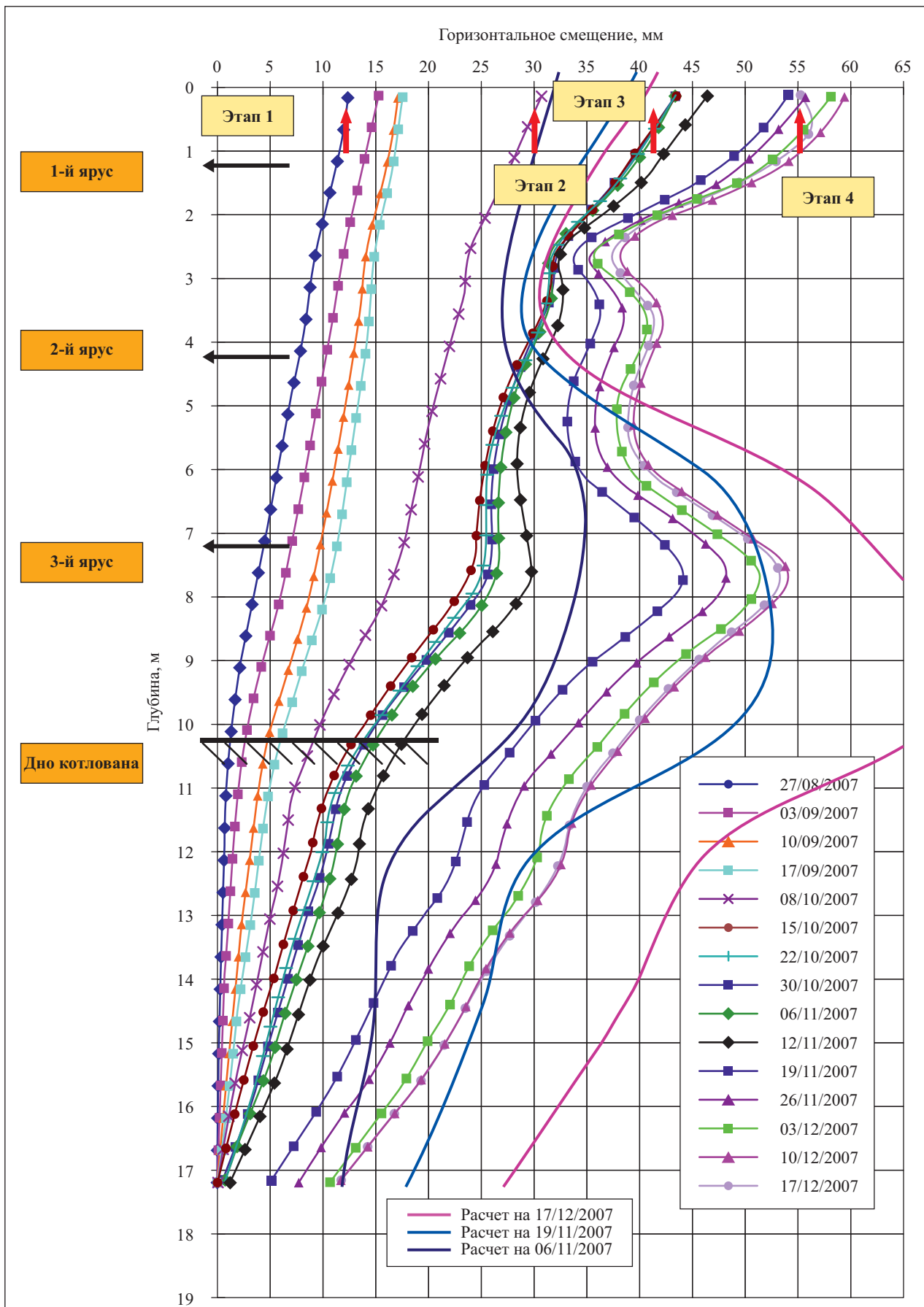
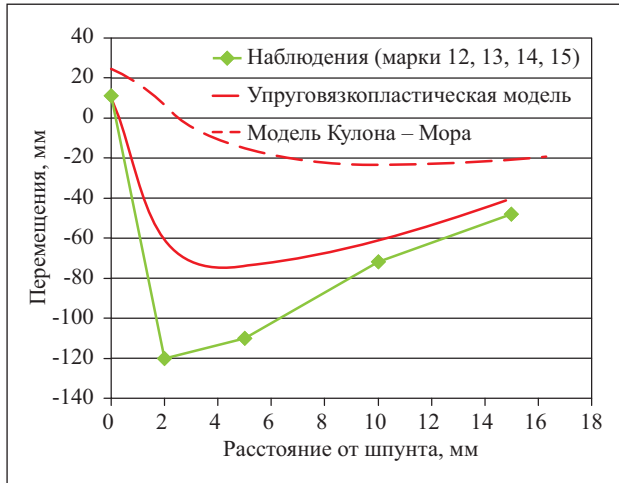
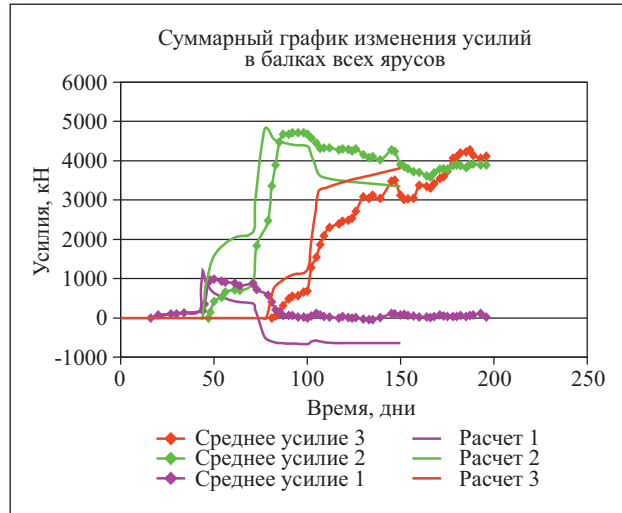


Рис. 18. Сравнение расчетных и измеренных смещений по инклинометру 2





**Рис. 19.** Сравнение измеренных вертикальных смещений поверхности грунта за пределами котлована с результатами расчетов по различным моделям

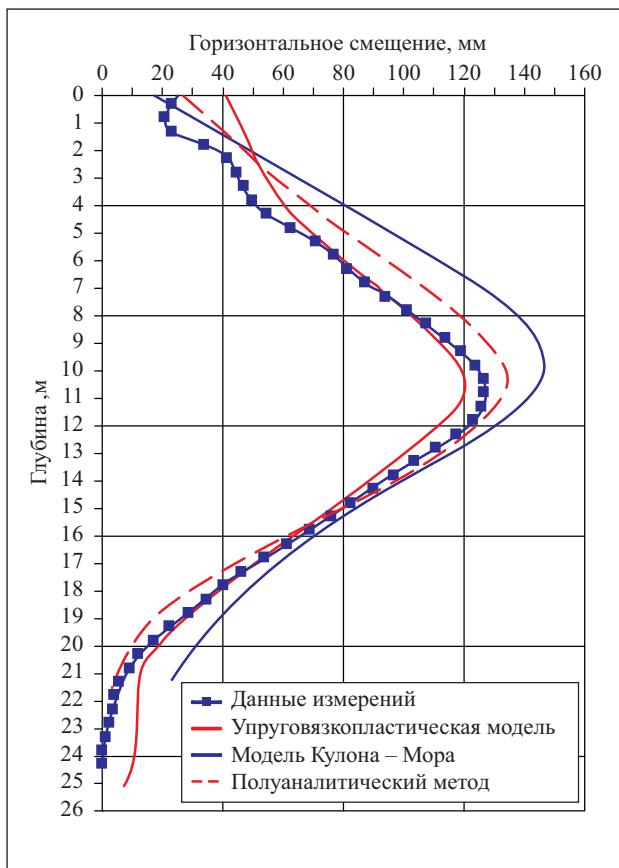


**Рис. 20.** Сравнение расчетных усилий в распорных конструкциях с данными натурных измерений

перимента. Параметры объемного сжатия определяются по аппроксимации кривых трехосных консолидировано-дренированных или компрессионных испытаний, а параметры поведения грунта при сдвиге —

трехосных неконсолидированно-недренированных испытаний.

При рассмотрении развития деформаций грунта во времени в феноменологической модели также предлагается независимое описание объемных деформаций, характеризуемых соотношениями теории фильтрационной консолидации, и деформаций формоизменения, определяемых с помощью переменного коэффициента вязкости.



**Рис. 21.** Сравнение горизонтальных смещений ограждения по результатам наблюдений и расчетов по различным моделям — вязкоупругопластической, Кулона — Мора, полуаналитическому методу (последний основан на использовании эмпирических формул и правил назначения коэффициента постели, в частности, формулы Шмитта [7], и предполагает в нашем случае получение величины перемещений и усилий в ограждающей конструкции, но не рассматривает осадки окружающего массива грунта, поэтому его невозможно применять для расчета осадок окружающих зданий)

### Расчет с использованием вязкоупругопластической модели грунта

Рассмотрим численное решение задачи с применением вязкоупругопластической модели. При моделировании было учтено реальное время работ на каждом этапе в соответствии с рис. 5. Результаты расчета для различных этапов откопки изображены на рис. 12, 13.

На рис. 14, 15, 16–19 приведено сравнение результатов расчета по вязкоупругопластической модели с результатами наблюдений. Видно, что данная модель позволяет с достаточной точностью предсказывать как конечные величины смещений, так и развитие деформаций во времени. При этом следует отметить, что отклик массива грунта на квазистатическую разгрузку (устройство котлована) происходил со значением начальной вязкости, характерным для грунта нарушенной структуры ( $h_0 \approx 1,0c_u$  где  $c_u$  — недренированная прочность грунта, кПа · год).

Наибольшие расхождения с данными измерений наблюдаются для прогноза осадок в непосредственной близости от шпунта (рис. 18). Этому можно дать несколько объяснений: уменьшенное трение металлического шпунта о грунт; наличие свайного поля за пределами котлована, что может привести к изменению локализации эпюры осадок, и др.

Расчетные усилия в распорных уровнях также достаточно близко совпадают с результатами измерений (рис. 20). По результатам расчета максимальное погонное усилие в распорках первого, второго и третьего уровней составляет соответственно примерно 200; 808 и 630 кН/п.м. (а по данным измерений — 200; 850 и 580 кН/п.м.).

Таблица 2

Расчетные параметры вязкопластической модели для опытного котлована у Мариинского театра							
№ ИГЭ	Геол. индекс	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$E$ , кПа	$\sigma_{z1}$ , кПа	$\sigma_{z2}$ , кПа	$p_0$ , кПа	$E_0$ , кПа
2	mI IV	19,4	10 000	100	200	10	50 000
3		19,3	2400	100	200	10	12 000
4	Ig III	18,2	3100	100	200	10	15 500
5	gIII	21,3	7500	100	200	10	37 500
6		20,8	9000	100	200	10	45 000
7		21,5	12 400	100	200	10	62 000
8	V <sub>2kt2</sub>	21,1	12 700	100	200	10	63 500
9		21,8	40 400	100	200	10	202 000
№ ИГЭ	$\mu$	$c_u$ , кПа	$\varphi^\circ$	$\varphi^{*0}$	$\gamma_c$	$n$	$\eta_0$ , кПа×сут.
2	0,3	1	28	28	0,05	10	0
3	0,3	30	0	0	0,225	2	10950
4	0,3	25	0	0	0,225	2	9125
5	0,3	53	21	0	0,225	2	1 934 500
6	0,3	79	25	0	0,225	2	2 883 500
7	0,3	96	17	0	0,225	2	3 504 000
8	0,3	250	19	0	0,15	2	9 125 000
9	0,3	300	4,5	0	0,15	2	10 950 000

После устройства плиты ростверка и демонтажа распорных креплений третьего уровня, по расчету, происходит увеличение усилий в распорках второго уровня до 919 кН/п.м., что также вполне соответствует наблюдаемым значениям.

На рисунках 19, 21 сопоставлены результаты расчетов по различным моделям с данными наблюдений. По величине горизонтальных смещений оказались близки между собой результаты расчетов по модели Кулона — Мора и по вязкоупругопластической модели. Это в значительной мере объясняется искусственным приведением компрессионных модулей деформации грунтов к характеристикам их поведения при формоизменении, о чем уже упоминалось выше. Однако, как видно из рис. 19, модель Кулона — Мора не позволяет при этом удовлетворительно предсказывать осадку массива грунта, а ведь именно она представляет наибольший интерес в условиях плотной городской застройки. Характер деформирования массива грунта при расчете по вязкоупругопластической модели оказывается значительно ближе к результатам наблюдений.

### Заключение

Как показывает сравнение результатов наблюдений и расчетов, применение вязкоупругопластической модели дает возможность с удовлетворительной точностью прогнозировать развитие деформаций слабых водонасыщенных глинистых грунтов с учетом фактора времени при квазистатической разгрузке, что позволяет рекомендовать ее для расчета подземных сооружений, в т.ч. в условиях плотной городской застройки.

Удовлетворительное совпадение результатов расчетов и натурных измерений свидетельствует о правомерности положенных в основу моделей закономерностей.

Оно позволяет убедиться в том, что поведение массива грунта при устройстве котлованов определяется развитием во времени деформаций формоизменения.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
2. Дашко Р.Э. Основные представления о критерии начала фильтрационной консолидации водонасыщенных глинистых пород. Проектирование и строительство автомобильных дорог // Межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1982. С. 142–159.
3. 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.
4. Шашкин А.Г. Критический анализ наиболее распространенных нелинейных моделей работы грунта // Инженерная геология. 2010. № 3. С. 29–37.
5. Шашкин А.Г. Описание деформационного поведения глинистого грунта с помощью вязкоупругопластической модели // Инженерная геология. 2010. № 4. С. 22–32.
6. Hansbo S. Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains // Swedish Geot. Institute. Proc.18. 1960. P. 1–160.
7. 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.