



**МИТИНСКИЙ ВАСИЛИЙ  
МИХАЙЛОВИЧ**

Кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры оснований и фундаментов Одесской государственной академии строительства и архитектуры

E-mail: mitinskiy.v@mail.ru



**БАРАННИК СЕРГЕЙ  
ВЛАДИМИРОВИЧ**

Магистр, научный сотрудник лаборатории кафедры оснований и фундаментов Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

E-mail: s\_konstr@mail.ru



**ЧЕПЕЛЕВ ВАЛЕНТИН  
ТИМОФЕЕВИЧ**

Заместитель директора КП «Будова».



**ЗОЦЕНКО НИКОЛАЙ  
ЛЕОНИДОВИЧ**

Доктор технических наук, заведующий кафедрой добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка

E-mail: zotcenko@mail.ru



**ВИННИКОВ ЮРИЙ  
ЛЕОНИДОВИЧ**

Доктор технических наук, профессор, профессор кафедры добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка

E-mail: vynnnykov@yandex.ru



**ХАРЧЕНКО МАКСИМ  
АЛЕКСАНДРОВИЧ**

Кандидат технических наук, доцент кафедры добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка

E-mail: MaxKharchenko@mail.ru, KharchenkoMO@ukr.net

УДК 624.131.253

## **ОПЫТ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ И УКРЕПЛЕНИЯ ИХ ОСНОВАНИЯ В ЗОНЕ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК**

*Ключевые слова: свайно-плитный фундамент, подземные выработки, буронагнетательные сваи, метод конечных элементов.*

*Представлено експериментально-теоретичне обґрунтування улаштування пальово-плитного фундаменту трисекційного житлового будинку в зоні підземних виробітків у м. Одесі.*

*Представлено експериментально-теоретичне обґрунтування улаштування свайно-плитного фундаменту трісекційного жилого дому в зоні підземних виробітків в г. Одесі.*

*It is presented experimental and theoretical basis of pile-foundation slab of three-section residential building in the area of underground mining in Odessa.*

**Постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными практическими заданиями.** Для современных многоэтажных комплексов наиболее часто используются свайно-плитные фундаменты [1 – 7].

Строительство высотных зданий в условиях стесненной существующей застройкой и осложненных подземными выработками, как правило, применяются фундаменты глубокого заложения, которые устраивают без выемки грунта из свай заводского изготовления. В этих условиях сваи устраивают ниже уровня подземных выработок с остановкой в плотных грунтах, а для снижения динамических воздействий на основание их погружают вдавливанием. При этом технической проблемой является то, что нагрузка от высотных зданий – достаточно большая, а поэтому сваи

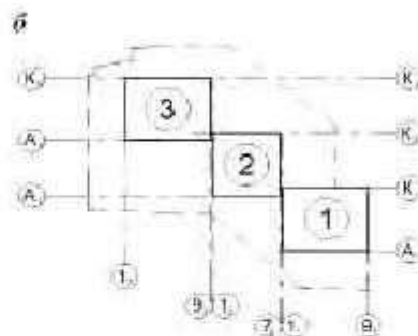


Рис. 1. Общий вид котлована и свайного поля (а), схема расположения секций здания (б), вид здания на данный момент (в)

приходится выполнять большого сечения и погружать их достаточно глубоко.

Таким образом, ввиду технологических сложностей использование свай заводского производства ограничено. Решением этой проблемы является использование разного вида буровых свай, но тогда возникают сложности их устройства при проходке подземных выработок.

На современном этапе строительства высотных зданий в городских условиях в зоне подземных выработок актуальным вопросом является накопление и анализ опыта устройства эффективных фундаментов, обеспечивающих надежность их совместной работы с основанием [4 – 10].

**Анализ последних исследований и публикаций, в которых начато решение проблемы.** Опыт устройства фундаментов в зоне подземных выработок приведен в работах [4 – 10]. Из анализа этих исследований для решения проблемы устройства буровых свай в зонах подземной выработки наиболее популярна технология крепления выработки тампонируанием ее полости с последующим устройством свай.

**Выделение не решенных ранее частей общей проблемы, которым посвящается статья.** Решения по устройству фундаментов из буроинъекционных свай большого диаметра в грунтах сложенных напластованием неоднородных известняков с подземными выработками требуют, как экспериментального обоснования, так и численного моделирования и пока являются дискуссионным вопросом современной геотехники.

Поэтому целью работы является экспериментально-теоретическое обоснование устройства свайно-плитных

фундаментов трехсекционного жилого дома в грунтовых условиях сложенных неоднородными грунтами и осложненных наличием подземных выработок.

**Изложение основного материала исследований.** Объект исследований – 22...24-этажный жилой дом по ул. Генуэзская, 24 д в г. Одессе, состоящий из трех отдельных секций с двухуровневым подземным паркингом. Жилые секции имеют следующие размеры в плане: секция №1 – 32x25 м; секция №2 – 25x24 м; секция №3 – 29x24 м (рис. 1). Конструктивное решение секций – бескаркасные здания с несущими стенами из монолитного железобетона.

Площадка строительства расположена в зоне существующей застройки и примыкает к эксплуатируемым зданиям. В геоморфологическом отношении площадка строительства приурочена к правому склону Аркадийской балки с абсолютными отметками поверхности 25,0...33,6 м. Природный рельеф территории изменен в процессе ранее проводившихся планировочных и строительных работ.

В геологическом строении площадки принимают участие четвертичные золово-деповиальные лессовые суглинки. Ниже по разрезу залегают верхнеплиоценовые краснобурые глины, которые подстилаются известняками понтического яруса неогена и мезотическими глинами (ИГЭ-9). Первый от поверхности водоносный горизонт, приуроченный к подошве понтических известняков, залегает на глубине 17,0...23,4 м (абс. отм. – 9,1...9,6 м). Горизонт межпластовый, безнапорный.

При бурении поисковых скважин были обнаружены подземные выработки («катакомбы»). Обследованные выра-



Рис. 2. Общий вид подземных выработок

ботки (региональный индекс К-70) в свету имеют высоту от 2,0 до 1,3 м, К-71 – от 2,4 до 1,4 м. Уменьшение высоты связано с заиливанием через ствол дна выработок почвой. Ширина выработок различна. Так для К-70 около ствола она составляет 1,5 м, а в добычных выработках (в забоях)

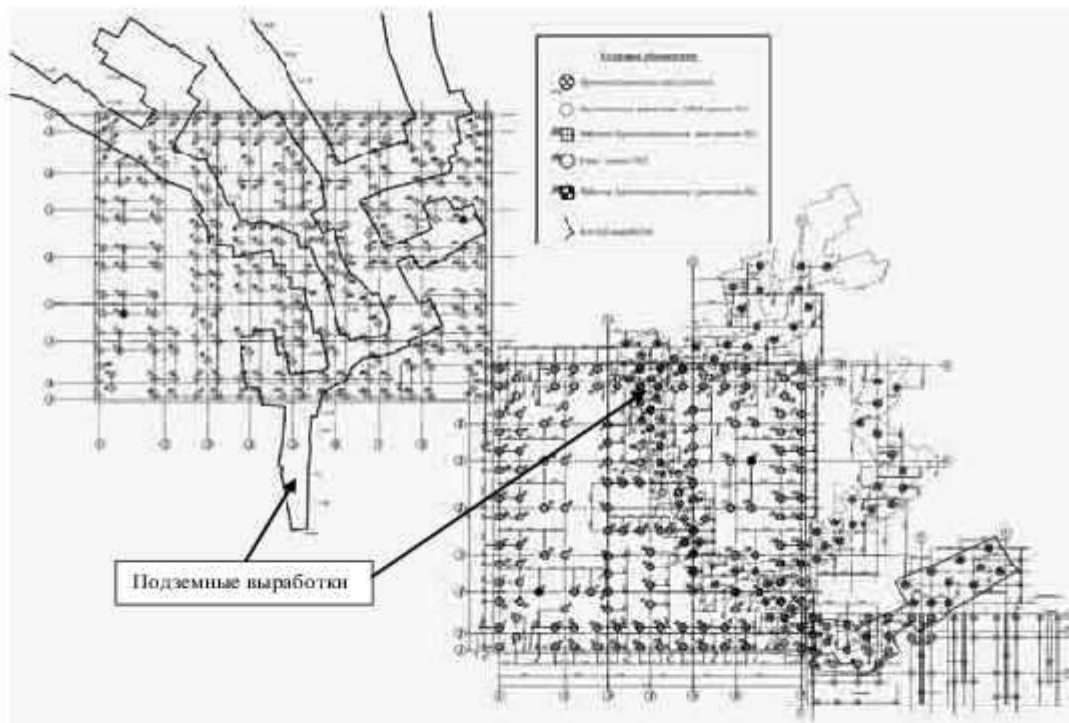


Рис. 3. Схема расположения выработок и свайного поля (укрепление выработок в районе 3-ей секции условно не показано)

увеличивается до 4,0 м. Ширина выработки К-71 около ствола равна 1,5 м, а в добычных выработках она возрастает до 3,5 м. В некоторых местах ширина выработок достигает 5,5 м. Коэффициент подработки для К-70 составляет 0,25 (25% площади участка находятся над пустотой), а для К-71 – 0,28.

На момент осмотра выработок, горнотехническое состояние их было удовлетворительным (рис. 2). Деформации кровли и стен – незначительны.

Выработки сохранились в ненарушенном состоянии, что связано со спецификой строения толщи известняка, где над пильным слоем залегает перекристаллизованный цементированный известняк – плита. Однако на небольшом участке отмечено обрушения кровли мощностью до 20 см. Принято

решение о выполнении крепления выработок.

Способ крепления выбран традиционный для г. Одессы – гидрозамыв песчаной пульпой с последующим «подбучиванием» кровли выработок цементно-песчаным раствором.

В качестве фундаментов каждой из секций принят свайно-плитный вариант. Сваи – буронабивные и буринъекционные диаметром 630 мм, длиной 11...12 м с остановкой в ИГЭ-7 – известняке-ракушечнике. По сваям устроен плитный монолитный ростверк толщиной 1,5 м.

На участках, в пределах пятна здания, где выработки отсутствуют, приняты буронабивные сваи, в местах наличия выработок – буринъекционные, изготавливаемые с использованием проходного шнека. Также на отдельных участках выработок, как под «пятном» секций, так и на определенном по расчету расстоянии за пределами «пятна» запроектированы буринъекционные сваи усиления.

Использование буринъекционных свай обусловлено тем, что их возможно устраивать без обсадки в выработках, которые затампонированы песком.

Схема расположения выработок и свайного поля приведены на рис. 3, а привязка свай к инженерно-геологическим колонкам показана на рис. 4. При этом точность совмещения

схемы расположения подземных выработок с планом дневной поверхности составила 0,7 м.

Свойства известняков, в основном, изучались в лабораторных условиях [13]. Для уточнения свойств грунтов выполнены их натурные испытания буронабивными сваями диаметром 500 мм (рис. 5) на площадке строительства секции №1. Опытная свая ИС-1 испытана на действие вдавливающих нагрузок, сваи ИС-2 и ИС-3 – на действие выдергивающих нагрузок. При этом рабочая длина свай составляла: для ИС-1 – 11,45 м, ИС-2 – 1,24 м, ИС-3 – 1,75 м. По результатам испытаний сваи ИС-1 нагрузка на сваю доведена до 2000 кН при стабилизированной осадке 0,95 мм.

По данным испытания сваи ИС-2, работающей в известняке-ракушечнике (ИГЭ-7), предельная выдергивающая нагрузка на сваю при стабилизированном перемещении 0,67 мм составила 325 кН. При дальнейшем росте перемещения сваи воспринимаемая нею нагрузка снижалась и при стабилизированном перемещении 15 см составила 255 кН. При испытании сваи ИС-3 из-за обрыва арматурных стержней выдергивающая нагрузка доведена до 800 кН при стабилизированном перемещении 0,45 мм.

Условия работы известняка ИГЭ-6 на срез определены испытанием его штампом, размещенным над выработкой. Процесс установки штампа в предварительно устроенную скважину с устроенным над выработкой целиком мощ-



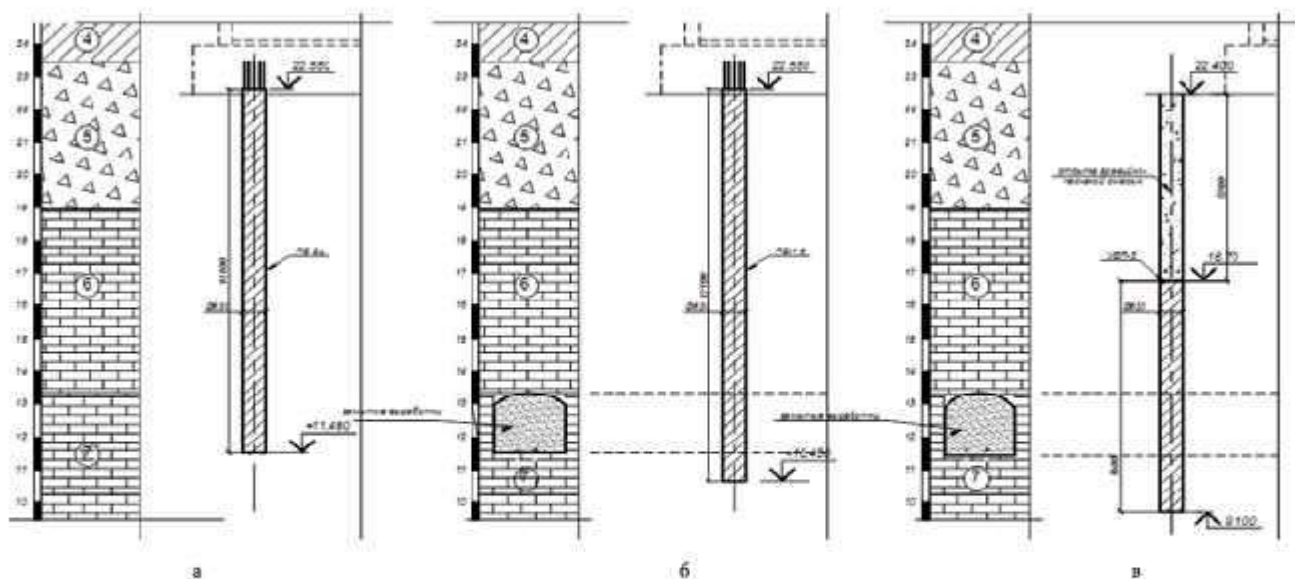


Рис. 4. Схема устройства свай секции №2: а – рабочая свая вне зоны выработки; б – рабочая свая, которая попадает в зону выработки; в – свая усиления;

ИГЭ-4 – глина твердой консистенции, с включением карбонатов; ИГЭ-5 – известняк выветрелый до глыб, щебня, дресвы, с глинистым заполнителем, маловлажный, влажный; ИГЭ-6 – известняк плитчатый, трещиноватый, низкой прочности, с прослоями низкой прочности, маловлажный; ИГЭ-7 – известняк трещиноватый, низкой прочности, «пыльный камень», маловлажный, влажный

ностью 0,5 м приведен на рис. 6. По данным испытаний среднее удельное сопротивление известняка на поверхности отрыва составило  $R_{sp} = 0,28$  МПа при разрушении по плоскости, наклоненной под углом  $33^\circ$  к вертикали. Также были выполнены испытания известняков штампами, расположенными в выработках, для оценки их сжимаемости. Для отобранных из выработок образцов определялась прочность на сжатие и сопротивление при срезе.

Анализ условий работы свайно-плитного фундамента, характеризуемые наличием под напластованиями известняка более слабого подстилающего слоя (ИГЭ-8), показал, что существует опасность среза слоев известняков (ИГЭ-6 и ИГЭ-7) на участках, ослабленных выработками. Принято решение об устройстве в этих зонах дополнительных усиливающих элементов – буронагнетательных свай.

В расчетной схеме сопротивление песка, которым тампонируются выработки, не учитывалась из-за возможного образования после этого процесса полостей в, так называемых, «прикладках». Кроме того, подошва выработок на толщину до 30...50 см покрыта отходами камнепиления, плотность сложения которых составляет 1,35...1,45 г/см<sup>3</sup>.

Не всегда «подбучивание» полностью ликвидирует зазор между замытым песком и кровлей выработки.

Назначение усиливающих буронагнетательных свай – восприятие растягивающих усилий, возникающих от касательных напряжений по условным границам среза, и передача сжимающих усилий на массив грунта выше и ниже выработок за счет их работы по боковой поверхности. При этом длина заделки, шаг, диаметр и армирование свай усиления приняты из расчета, что равнодействующая нормальных напряжений от дополнительных нагрузок, приходящихся на определенную площадь участка с выработками в плане, полностью воспринимается сечениями усиливающих свай, расположенных на данном участке. Другими словами, эти параметры определялись, исходя из условия равнопрочности неослабленных выработками наклонных сечений слоев известняка-ракушечника и прочности сечения усиливающей сваи на растяжение и суммарных усилий по ее боковой поверхности.

Зона расстановки усиливающих свай в плане определялась, исходя из минимального и максимального угла наклона плоскости среза к вертикали, которые были приняты соответственно  $30^\circ$  и  $45^\circ$ . Таким образом, участки с выработками исключены из работы массива и заменены на усиливающие сваи как при учете нормальных, так и касательных напряжений. При этом усилия от рабочих свай на грунты основания и на усиливающие сваи по их длине передаются равномерно, за счет трения по боковым поверхностям свай. Поэтому деформации грунтов основания, рабочих и усиливающих свай на произвольной глубине в пределах рассматриваемой толщи равны между собой.

На следующем этапе выполнялась проверка прочности слоев известняка и усиливающих свай по максимальным расчетным усилиям с учетом сейсмических воздействий.



Рис. 5. Нагружение свай выдерживающими нагрузками



Рис. 6. Общий вид штампа для испытаний ракушечника на продавливание

При посадке свайного поля секции №3 на выработки (рис. 3) было также установлено, что дополнительная эксплуатационная нагрузка от здания при основном сочетании усилий приходится на сформированные проходками столбы пильного известняка и одновременном «зависании» углов ростверка над проходками. Прочность известняка при возможности развития поперечных деформаций значительно ниже (до 30%) прочности в условиях их ограничения.

Поэтому при принятой схеме фундамента в основании сформированы локальные жесткие связи пониженной прочности, деформированию которых в горизонтальной плоскости не препятствуют смежные элементы. Рассматривая физическую картину деформирования столбов в условиях ограничения поперечных деформаций исключительно песком гидрозамыва, учитывая малые их величины, несложно прийти к выводу, что даже при достаточно плотном заполнении выработок, такие поперечные деформации лишь незначительно уплотнят пески. При длительном уплотнении песков с естественным уменьшением объема, не исключено образование зазоров между кровлей выработок и песком гидрозамыва. При этом неизбежно перераспределение усилий и догружение сформированных выработками столбов.

Введение в расчетную схему метода конечных элементов (МКЭ) интерфейсов, понижающих характеристики грунтов в некоторой степени учитывает повышение дополнительных вертикальных деформаций, одновременно с этим не меняя условий горизонтального ограничения деформаций столбов, и, более того, не учитывая возможное образование зазоров при длительном уплотнении песка. Следовательно, возможны непрогнозируемые неравномерные осадки фундаментов при локальном смятии сформированных выработками столбов пильного известняка.

В связи с вышеуказанными причинами, а также учитывая возможные несовершенства при производстве работ по гидрозамыву и подбучиванию кровли выработок, были разработаны дополнительные мероприятия, повышающие надежность решений фундаментов секции №3 и совместность работы их с основанием, заключающиеся в таких

положениях.

1. Плита ростверка и, соответственно, свайное поле расширяются в плане таким образом, чтобы максимально передать дополнительные нагрузки на неослабленные выработками участки слоя пильного известняка-ракушечника. При этом исключается зависание углов ростверка над выработками.
2. Буроинъекционными рабочими сваями и дополнительными сваями усиления, воспринимающими и передающими на подошву слоя пильного известняка сжимающие усилия от дополнительного давления, разгружаются столбы, сформированные подземными выработками.
3. Свайное поле формируется так, чтобы исключить образование рабочими сваями новых выделенных столбов пильного известняка.
4. На периферийных участках фундаментов выполняются сваи усиления, воспринимающие растягивающие усилия от касательных напряжений в массиве известняков. Рабочие сваи на этих участках выполняются буроинъекционными, с армированием, достаточным для восприятия растягивающих усилий.
5. В зоне обширных по площади выработок на участке в осях 13/А3 секции №3, выполняется локальное усиление основания методом твердеющей закладки, за счет собственной жесткости обеспечивающей совместность работы массива известняков и тела закладки при действии нормальных и касательных напряжений.

Обоснование принятых решений по устройству свайных фундаментов и крепления их основания в зоне подземных выработок в пятне жилых секций проверялось численным моделированием МКЭ напряженно-деформированного состояния (НДС) основания свайно-плитного фундамента.

При моделировании МКЭ НДС системы «здание – свайно-плитный фундамент – основание с подземными выработками» («здание – свайно-плитный фундамент – основание в зоне подземных выработок») использованы плоская и пространственная расчетная схема. Моделирование плоской схемы (2D) выполнено в программном комплексе Plaxis 8.2 Professional Version, пространственной схемы (3D) – в Plaxis 3D Foundation (Version 1.6).

Свойства и параметры инженерно-геологических элементов (ИГЭ), из которых состоит основание, свай, фундаментной плиты и ограждения котлована приведено в таблицах 1 и 2. При этом для имитации поведения грунта приняты следующие модели: 1) упругопластическая с критерием прочности Мора – Кулона (MC); 2) упрочняющаяся модель Hardening Soil Model (HSM); 3) модель скального грунта Jointed Rock model (JRM). Вид модели использовался в соответствии со свойствами напластования грунта. Для моделирования бетона использована линейная упругая модель (Linear Elastic).

Для разграничения между упругим поведением тела свай, где небольшие перемещения, и окружающего их грунтового массива, где возможно пластическое поведение с критерием прочности Кулона – Мора, использовано интерфейсы (interface strength). Это сделано для избежания появления пиковых напряжений и деформаций, которые не имеют реального физического смысла. Для того, чтобы интерфейс остался упругим, напряжения сдвига должны удовлетворять выражению  $|\tau| < \sigma_n \cdot \tan(\varphi) + c$ , а для пластического поведения –  $|\tau| = \sigma_n \cdot \tan(\varphi) + c$ , ( $\varphi$ ,  $c$  – угол внутреннего трения и удельное сцепление интерфейса). В этом случае использован параметр  $R_{int} = 0,7$ . Следовательно, характеристики проч-



Таблица 1 Механические модели и физико-механические свойства основания

№ ИГЭ, наименование материала	Модель материала	Удельный вес		Удельное сцепление $c$ , кПа	Угол внутреннего трения $\varphi$ , °	Модуль деформации (упругость) $E$ , МПа	Коэффициент Пуассона $\nu$
		грунта $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	во донасыщенном грунте $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>				
1 – насыщенный грунт	MC*** Drained	15,0	17	8	10	8	0,30
2 – суточный лесоватый, твердой консистенции	MC Drained	17,7	17,7	21	18	7	0,30
3 – суточный тяжелый, твердой консистенции	MC Drained	18,0	18,0	18	19	8	0,30
4 – глина твердой консистенции	MC Drained	18,5	18,5	43	16	14	0,30
5 – известняк мелкозернистый до глуб. шельфа, дресва, с глинистыми включениями, мелкозернистый и азидный	HSM Drained	18,4	18,4	27	30	10/100*	0,30
6 – известняк плитчатый, трещиноватый, средней прочности, мелкозернистый	JRM Drained	20,0	20,0	280	28	100	0,15
7 – известняк трещиноватый, средней прочности, мелкозернистый	JRM Drained	14,5	14,5	200	28	40	0,15
8 – известняк плитчатый, трещиноватый, средней прочности, мелкозернистый водой	JRM Drained	22,0	22,0	280	30	100	0,15
9 – глина полутвердой консистенции	MC Drained	18,7	18,7	44	16	16	0,30
10 – глина твердой консистенции	MC Drained	19,2	19,2	48	18	18	0,30
11 – глина полутвердой консистенции	MC Drained	19,9	19,9	64	20	21	0,30
Tamponag**	MC Drained	19,2	19,2	1	30	25	0,30

**Примечания:**

\* – модуль упругости;

\*\* – гидрозамыв выработки песком средней крупности при фактической плотности скелета грунта 1,60 г/см<sup>3</sup>;

MC\*\*\* – упругопластическая модель с критерием прочности Мора – Кулона; HSM – смешанная модель уплотняющегося грунта; JRM – модель скального грунта.

Таблица 2 Механические модели и физико-механические свойства конструктивных элементов (для плоской расчетной схемы)

№ ИГЭ, наименование материала	Модель материала	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Нормальная жесткость $E_A$ , кН/м.п.	Изгибная жесткость $E_I$ , кН/м.п.	Модуль упругости $E$ , МПа	Коэффициент Пуассона $\nu$
Свая	Linear Elastic	25,0	$9,34 \cdot 10^6$	$1,48 \cdot 10^5$	$2,7 \cdot 10^4$	0,20
Плита	Linear Elastic	25,0	$4,05 \cdot 10^7$	$7,59 \cdot 10^6$	$2,7 \cdot 10^4$	0,20
Отражение котлована	Linear Elastic	25,0	$2,26 \cdot 10^6$	$1,44 \cdot 10^4$	$2,7 \cdot 10^4$	0,20

ности интерфейса меньше, чем у окружающего его грунта.

Пространственная жесткость всех конструктивных элементов рассчитывалась в соответствии с принятыми проектными решениями здания.

При использовании пространственных расчетных схем были выполнены ее упрощения: 1) надземная и подземная часть здания заменялась объемными элементами (кластерами) по линейно упругой модели с приведенными характеристиками: модуль упругости  $E=30$  МПа, коэффициент Пуассона  $\nu=0,20$ , удельный вес  $\gamma=44$  кН/м<sup>3</sup> (удельный вес соответствует весу всего здания, деленным на объем его подземной части, для имитации давления на основание); 2) буронагнеточные сваи и массив грунта вокруг них представлены как единое целое квазиоднородное тело конечной жесткости, которое характеризуется приведенными модулями общей упругости ( $E_{\text{ср}}$ ) и коэффициентами Пуассона ( $\nu_{\text{ср}}$ ), а удельный вес определялся как средневзвешенная величина между грунтом и бетоном по площади.

Для определения параметров квазиоднородного тела конечной жесткости использовалась методика [6]. При этом для

эквивалентного свайно-грунтового массива определены такие характеристики  $E_{\text{ср}}=200$  МПа,  $\nu_{\text{ср}}=0,25$ ,  $\gamma_{\text{ср}}=20$  кН/м<sup>3</sup>. Пространственная конечно-элементная расчетная схема для моделирования взаимного влияния фундаментов и основания с подземными выработками приведена на рис. 7.

Задача выполнялась поэтапно:

- 1) гравитационная загрузка расчетной области с существующими подземными выработками собственным весом грунта и моделирование начального НДС грунтового массива (Gravity Loading);
- 2) устройство котлована, гидрозамыв полости пятна выработки, устройство свай и фундаментной плиты, а также моделирование загрузки от возведения секции №1 (Sextion1), рис. 8;
- 3) устройство котлована, гидрозамыв полости пятна выработки, устройство свай и фундаментной плиты, моделирование загрузки от возведения секции №2 (Sextion2), рис. 9;
- 4) устройство котлована, гидрозамыв полости пятна выработки, устройство свай и фундаментной плиты, а также моделирование загрузки от возведения секции №3 (Sextion3), рис. 10.

При имитации выемки котлована для уменьшения величины подъема его дна применялась модель HSM с модулем упругости в 10 раз большим модуля деформации. Получены максимальные вертикальные перемещения основания свайно-плитного фундамента после строительства секции №1 –  $S=9,9$  см. Крен фундаментной плиты в сторону подземной выработки составил менее  $i=0,0008$ .

Максимальные вертикальные перемещения основания после строительства секции №2 составят  $S=8,6$  см (рис. 11), а крен фундаментной плиты – менее  $i=0,0006$ . Дополнительные осадки секции №1 от возведения секции №2 будут около  $S_{\text{доп}}=1,5$  см, а крен фундаментной плиты –  $i=0,0016$ . Максимальные вертикальные перемещения основания от возведения секции №3 составят  $S=9,9$  см (рис. 11), крен плиты в сторону подземной выработки – до  $i=0,0008$ . Дополнительные осадки секции №2 от возведения секции №3 составят около  $S_{\text{доп}}=1,8$  см при крене фундаментной плиты –  $i=0,0016$ . Влияния строительства секции №3 на секцию №1 не будет. Максимальные суммарные осадки и крен не превысят предельно допустимые значения [14]  $S_c=18$  см,  $i_c=0,005$ .

Для пятна жилой секции №2 дополнительно выполнено моделирование в плоской постановке по двум опасным сечениям – вдоль и поперек выработки. Задача решена поэтапно:

- 1) гравитационная загрузка расчетной области собствен-

Смотри рисунок 7-11, на стр. 3 обложки

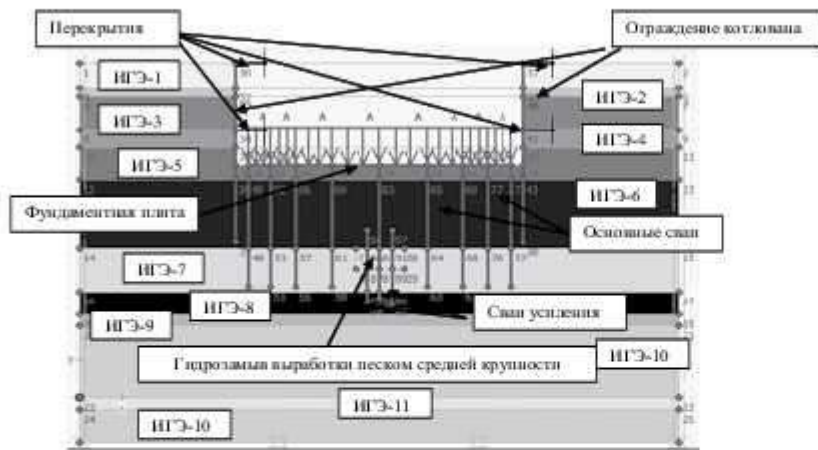


Рис. 12. Расчетная схема (сечение 2-2) для моделирования НДС системы «3 – СПФ – ОПВ» в плоской постановке

- 1) определение начального НДС грунтового массива (Gravity Loading);
- 2) устройство ограждения котлована и выемка грунта (Pit Excavation) приложении;
- 3) выполнение гидрозамыва выработки песком средней крупности (Tamponag);

- 4) устройство основных и усиливающих буронабивных свай (Pile Installation);
- 5) устройство фундаментной плиты и ее проектная нагрузка от веса всего здания (Foundation Plate & Loading), рис. 12.

В результате моделирования в плоской постановке (рис. 13) наибольшая осадка основания фундаментов по сечению 1-1 составила  $S=13,4$  см, по сечению 2-2 –  $S=15,8$  см, что не превышает требования норм [14]. Прочность свай усиления по материалу обеспечена, и она может воспринять касательные напряжения по условным границам среза в местах подземных выработок.

**ВЫВОДЫ:**

На базе численного моделирования МКЭ НДС основания свайно-плитного фундамента, выполненного с использованием данных результатов натурных исследований грунтов на площадке строительства, авторами разработано достаточно простое и надежное проектное решение по устройству свайно-плитных фундаментов секций многоэтажного жилого дома и укреплению их основания в зоне подземных выработок.

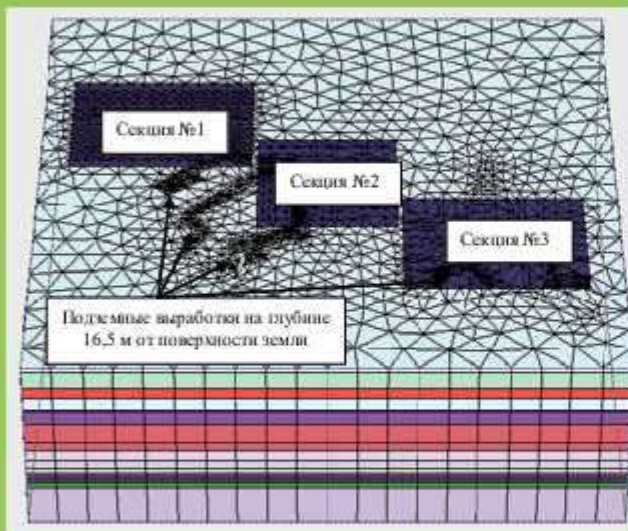
**СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Беда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.
2. Бойко І.П. Напружено-деформований стан фундаментів багатосекційних будинків / І.П. Бойко, В.С. Носенко // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (буд-во). – К.: ДП НДІБК, 2011 – Вип. 75. – Кн. 2. – С. 159 – 163.
3. Катценбах Р. Последние достижения в области фундаментостроения высотных зданий на сжимаемом основании / Р. Катценбах // Вестник МГСУ: научн.-техн. журнал. – 2006. – №1. – С. 105 – 118.
4. Мангушев Р.А., Осокин А.И. Геотехника Санкт-Петербурга: Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 264 с.
5. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение развития городов (практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки) / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб.: Стройиздат Северо-Запад, 2010. – 552 с.
6. Тер-Мартirosян З.Г. НДС системы «основание – свайный фундамент – здание» с промежуточной подушкой при сейсмическом воздействии / З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный // Сб. статей науч.-техн. конф. «Численные методы расчетов в практической геотехнике». – С-Пб: СПбГАСУ, 2012. – С. 183–190.
7. Зоценко М.Л. Грунтоцементні основи та фундаменти / М.Л. Зоценко // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (буд-во). – К.: ДП НДІБК, 2011 – Вип. 75. – Кн. 1. – С. 447 – 456.
8. Зоценко Н.Л. Влияние подземных ходов на деформирование здания Полтавского краеведческого музея / Н.Л. Зоценко, С.В. Беда, Ю.И. Великодний // Геотехнические проблемы проектирования зданий и сооружений на карстоопасных территориях: Тр. Российской конф. с междунар. участием. – Уфа: БашНИИстрой. – 2012. – С. 42 – 50.
9. Готман Н.З. К вопросу о расчете плитных фундаментов подземных сооружений на закарстованных территориях / Н.З. Готман, М.З. Каюмов // Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства. – Тр. междунар. конф. – Пермь: Изд-во Пермского национального исследоват. политехнического ун-та, 2011. – С. 114 – 119.
10. Петраков А.А. Определение коэффициента жесткости основания в зоне разуплотнения основания / А.А. Петраков, А.В. Кухарь // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 3 (28). – Полтава: ПНТУ, 2010. – С. 202 – 206.
11. Ильичев В.А. Опыт устройства котлованов в городе Москве / В.А. Ильичев, В.В. Знаменский, Е.Б. Морозов, Д.Ю. Чунок // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: Сб. тр. науч.-техн. конф. / Санкт-Петербургский госуд. архит.-строит. ун-т. – СПб., 2010. – С. 33 – 37.
12. Митинский В.М. Обоснование конструктивных решений ограждений котлованов и мониторинг их работы / В.М. Митинский, С.В. Бараник // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (буд-во). – К.: ДП НДІБК, 2011 – Вип. 75. – Кн. 2. – С. 239 – 247.
13. Новский В.А. Исследование механических характеристик известняка-ракушечника, определяющих сопротивление буронабивных свай нагрузкам / В.А. Новский, Ю.Ф. Тугаенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 3 (28). – Полтава: ПНТУ, 2010. – С. 198 – 201.
14. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 107 с.

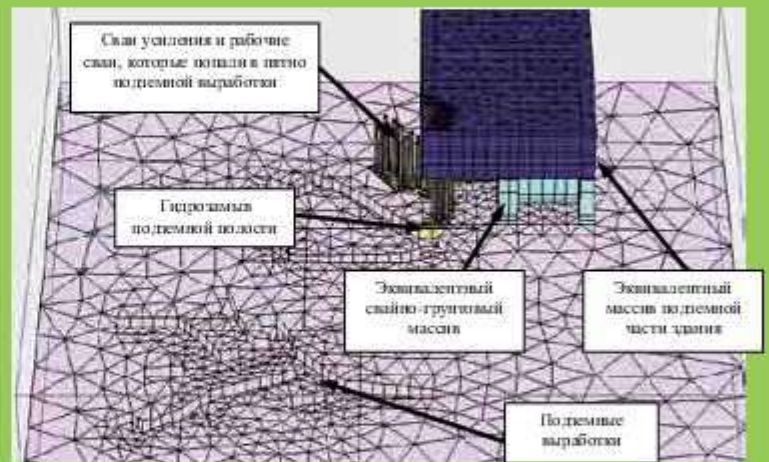
Смотри рисунок 13, на стр. 3 обложки



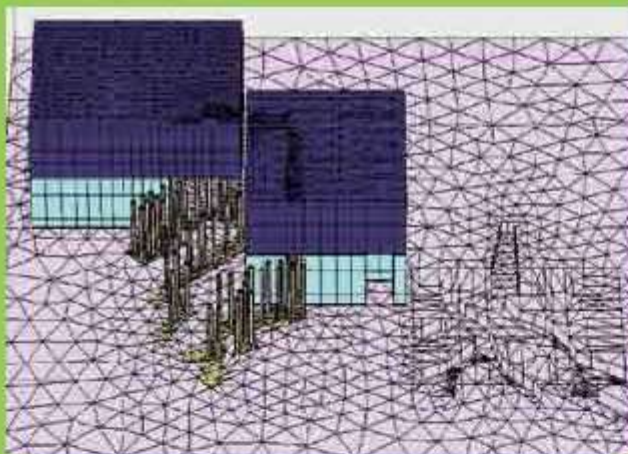
**РИСУНКИ К СТАТЬЕ В.М. МИТИНСКИЙ, С.В. БАРАНИК, В.Т. ЧЕПЕЛЕВ, Н.Л. ЗОЦЕНКО, Ю.Л. ВИННИКОВ, М.А. ХАРЧЕНКО,  
«ОПЫТ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ И УКРЕПЛЕНИЯ ИХ ОСНОВАНИЯ В ЗОНЕ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК»**



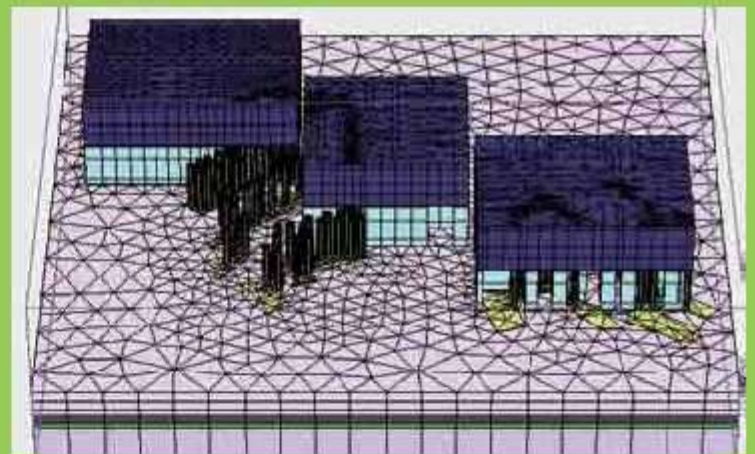
**Рис. 7.** Пространственная расчетная схема для моделирования взаимного влияния фундаментов и основания с подземными выработками секций №1, №2 и №3



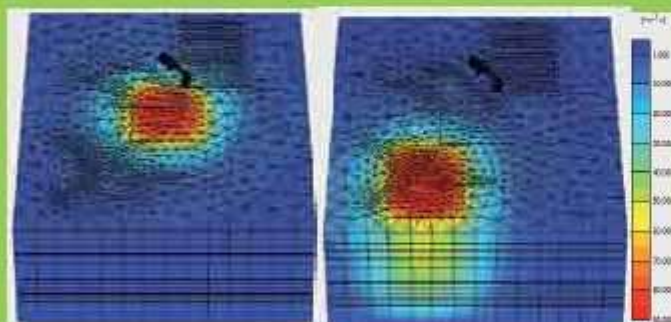
**Рис. 8.** Расчетная пространственная КЭ схема 2-го этапа моделирования с выключенными кластерами ИГЭ-1...ИГЭ-5



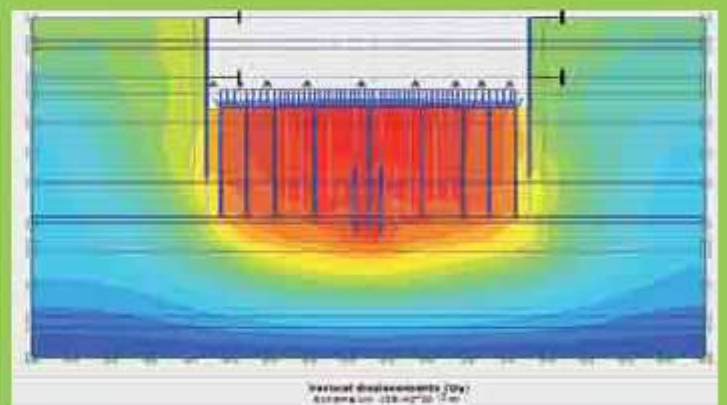
**Рис. 9.** Расчетная схема (2-ой этап моделирования)



**Рис. 10.** Расчетная схема (3-ий этап моделирования)



**Рис. 11.** Изополя вертикальных перемещений для 3D сетки после строительства второй секции и третьей секции



**Рис. 13.** Изополя вертикальных перемещений на последнем этапе расчета (по сечению 2-2)