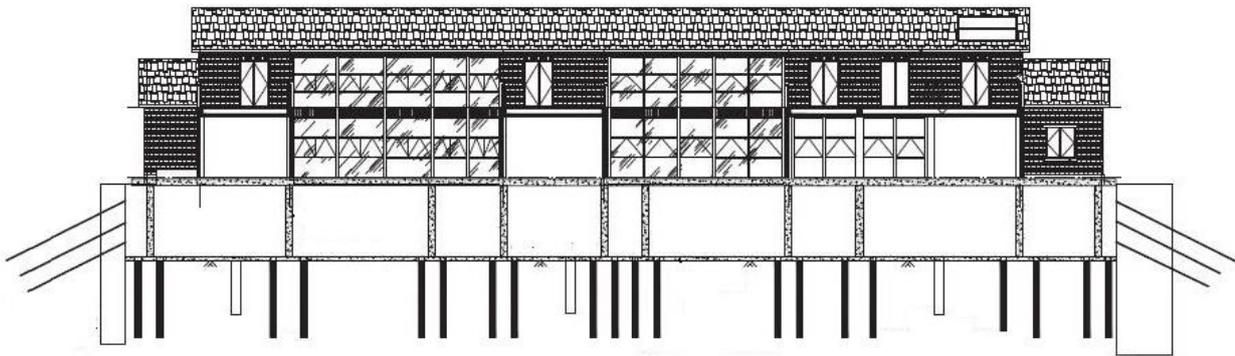


Моделирование в PLAXIS и мониторинг земляных работ под существующим зданием. Из зарубежного опыта



Предлагаем вниманию читателей обзор материалов статьи «Случай из практики и численное моделирование земляных работ под существующими зданиями» [1]. Ее авторы – Хуа-фэн Шань, Шао-хэн Хэ, Юй-хуа Лу и Вэй-цзянь Цзян. Это китайские специалисты – сотрудники Тайчжоуского и Чжэцзянского университетов, а также компании Fangyuan Construction Group. Указанная работа была опубликована в 2020 году в журнале *Advances in Civil Engineering* («Достижения в гражданском строительстве»), выпускаемом научным издательством Hindawi. Она находится в открытом доступе и распространяется по лицензии Creative Commons, которая разрешает ее неограниченное использование, распространение и воспроизведение при указании ссылки на оригинальную работу.

Обзор выполнен при поддержке партнера журнала «ГеоИнфо» – компании «НИП-Информатика».

АНАЛИТИЧЕСКАЯ СЛУЖБА «ГЕОИНФО»
info@geoinfo.ru

ООО «НИП-ИНФОРМАТИКА»
Генеральный спонсор «ГеоИнфо»
plaxis@nipinfor.ru

ВВЕДЕНИЕ

В условиях бурного экономического роста и урбанизации появляется множество «городских болезней». Среди них – транспортные пробки, трудности с парковками и другие проблемы, связанные с нехваткой земельных ресурсов. А само по себе возведение высотных зданий в конечном итоге только ухудшает положение. Однако рациональное освоение подземного пространства помогает решить вышеуказанные проблемы. Это могут быть подземные парковки, метро, подземные этажи зданий. Но проведение земляных работ на застроенных территориях неизбежно меняет исходные поля напряжений в грунтовых массивах и может вызвать такие неблагоприятные последствия, как неравномерные осадки окружающих зданий, образование в них трещин и даже обрушение.

Избежать таких последствий поможет правильное проектирование на основе достаточных и достоверных инженерных изысканий и расчетов с использованием численного моделирования, а также хорошо организованный мониторинг строительных работ.

Многие исследователи проводили углубленное изучение указанных вопросов на примерах влияния на окружающую застройку со стороны проходки тоннелей метро или строительства котлованов на основе двумерных и трехмерных конечноэлементных моделей.

Есть и работы, описывающие с помощью численных моделей поведение зданий и их свайно-ростверковых и свайно-плитных фундаментов во время земляных работ непосредственно под ними, особенно в случаях слабых грунтовых оснований. В том числе исследовалось влияние выемки грунта под существующими зданиями на трение по боковой поверхности и на сопротивление под нижними концами существующих свай, на перераспределение нагрузок между сваями и на их осадки. Выемка грунта увеличивает свободную длину сваи фундамента, что может вызвать потерю ее продольной устойчивости на изгиб и разуплотнение грунта вокруг сваи ниже дна выемки, а это может привести к катастрофическим последствиям. Поэтому подобные проекты требуют тщательного изучения факторов, влияющих на устойчивость фундаментных свай, и достоверных расчетов.

Но, несмотря на множество теоретических исследований по этой теме, по крайней мере в Китае выходит довольно мало статей, описывающих реальные случаи земляных работ под существующими зданиями (следует отметить, что в России подобные работы успешно выполняются и есть немало соответствующих публикаций. – *Ред.*). В связи с этим китайские специалисты Хуа-фэн Шань (Hua-feng Shan), Шао-хэн Хэ (Shao-heng He), Юй-хуа Лу (Yu-hua Lu) и Вэй-цзянь Цзян (Wei-jian Jiang), которые являются сотрудниками Тайчжоуского и Чжэцзянского университетов, а также компании Fangyuan Construction Group, решили исследовать указанную проблему на конкретном примере. Полученные результаты они опубликовали в статье «Случай из практики и численное моделирование земляных работ под существующими зданиями» [1], опубликованной в 2020 году в журнале *Advances in Civil Engineering* («Достижения в гражданском строительстве»), выпускаемом научным издательством Hindawi.

Х.-Ф. Шань с соавторами [1] рассмотрели практический случай создания полноценного подземного этажа под существующим зданием. Они провели мониторинг процесса строительства, разместив контрольно-измерительные приборы *in situ*, и выполнили анализ результатов этих измерений. Авторы [1] также создали трехмерную модель одного из участков подземного строительства в конечноэлементном программном комплексе PLAXIS 3D и провели анализ с ее помощью.

Поскольку надземная часть этого здания была двухэтажной и локально одноэтажной, Шань с коллегами [1] рассматривали влияние только постоянной (статической) нагрузки от собственного веса надземной части. Влияние же ветровой и сейсмической нагрузок они не учитывали.

СВЕДЕНИЯ О ПРОЕКТЕ

Подземный этаж под существующим корпусом № 3 группы зданий «Ганьшуйсян» строился на улице Чжакоу в городе Ханчжоу (Китай) рядом с живописной ландшафтной зоной парка «Белая пагода». Вокруг него не было многоэтажных домов. План расположения указанной группы зданий представлен на рисунке 1.

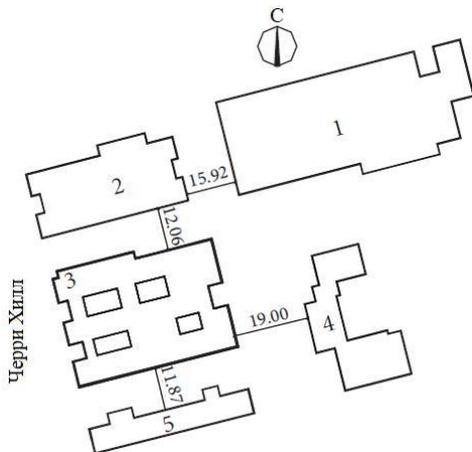


Рис. 1. План расположения группы зданий «Ганьшуйсян». Цифрами 1–5 обозначены номера корпусов. Под существующим корпусом № 3 строился подземный этаж. Размеры указаны в метрах [1]

Корпус № 3 имел двухэтажную (и частично одноэтажную) каркасную конструкцию, и изначально он был без подземного этажа. Общая высота здания над поверхностью земли составляла 8,01 м. Поскольку нагрузка от его надземной части была не очень большой, оно изначально имело под несущими колоннами отдельные фундаменты с заглублением 1,8 м.

Инженерные изыскания для строительства показали, что эта площадка сложена слабыми грунтами. Их физико-механические свойства приведены в таблице 1.

Таблица 1. Физико-механические свойства грунтов основания объекта строительства [1]

№ слоя	Грунт	γ_s , кН/м ³	c , кПа	φ , град.	E_s , МПа	μ
①-0	Неоднородный насыпной грунт	—	—	—	—	—
①-1	Пылеватая глина	18,7	8,9	3,6	3,5	0,35
②	Глинисто-пылеватый грунт	18,55	12,1	27,4	10,5	0,35
③	Илистые отложения	16,15	8,5	2,9	2,5	0,35
④	Гравелисто-пылеватая глина	19,00	40,00	13,80	6,0	0,35
⑩-1	Полностью выветрелый песчаник	19,77	—	—	15	0,35
⑩-2	Сильновыветрелый песчаник	—	—	—	25,0	0,25
⑩-3	Средневыветрелый песчаник	—	—	—	>50	0,25

Буквенные обозначения: γ_s – удельный вес грунта, c – удельное сцепление, φ – угол внутреннего трения, E_s – секущий компрессионный модуль деформации, μ – коэффициент Пуассона.

Корпус № 3 был практически достроен в 2014 году. Но вскоре владелец решил, что полезная площадь этого здания недостаточна. Поэтому было решено создать под ним полноценный подземный этаж с увеличением полезной площади примерно на 1700 кв. м. Проект реконструкции подземной части был запущен в ноябре 2014 года и почти завершен (без отделки) в августе 2015 года.

ЭТАПЫ СТРОИТЕЛЬСТВА

Последовательность строительства основных конструкций новой подземной части корпуса № 3 по рассмотренному авторами статьи [1] проекту показана на рисунке 2.

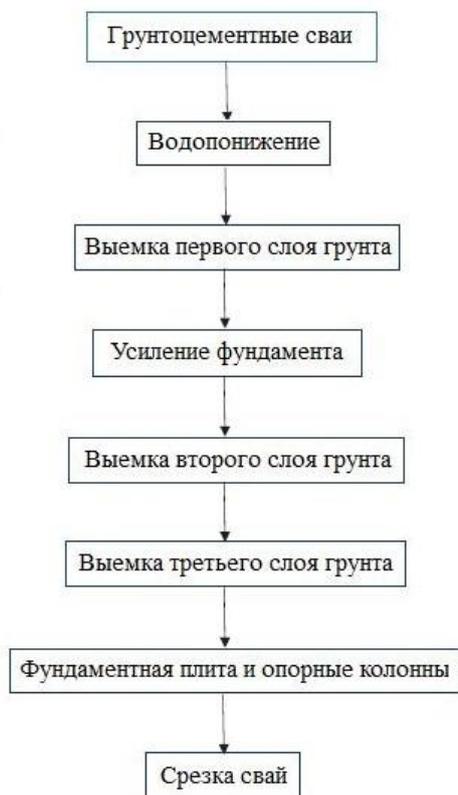


Рис. 2. Последовательность строительства основных конструкций новой подземной части корпуса № 3 [1]

Далее авторы работы [1] рассматривают эти этапы более подробно.

1. Перед выемкой грунта вокруг подземной части корпуса № 3 была построена подпорная стенка из грунтоцементных свай (рис. 3), в каждой из которых (в вершинах равностороннего треугольника на поперечном срезе) в качестве арматурного каркаса было размещено по три стальных трубы диаметром 48 мм с толщиной стенки 3 мм.

2. При проектировании котлована глубина сниженного уровня грунтовых вод должна быть больше глубины окончательной выемки грунта. В случае обсуждаемого проекта – по крайней мере на 0,5 м. Поэтому внутри и вокруг площадки корпуса № 3 было устроено 23 водопонижающих скважины диаметром 0,6 м и глубиной 7 м (9 скважин – внутри котлована (D1) и 14 – вне котлована (D2), см. рис. 3).

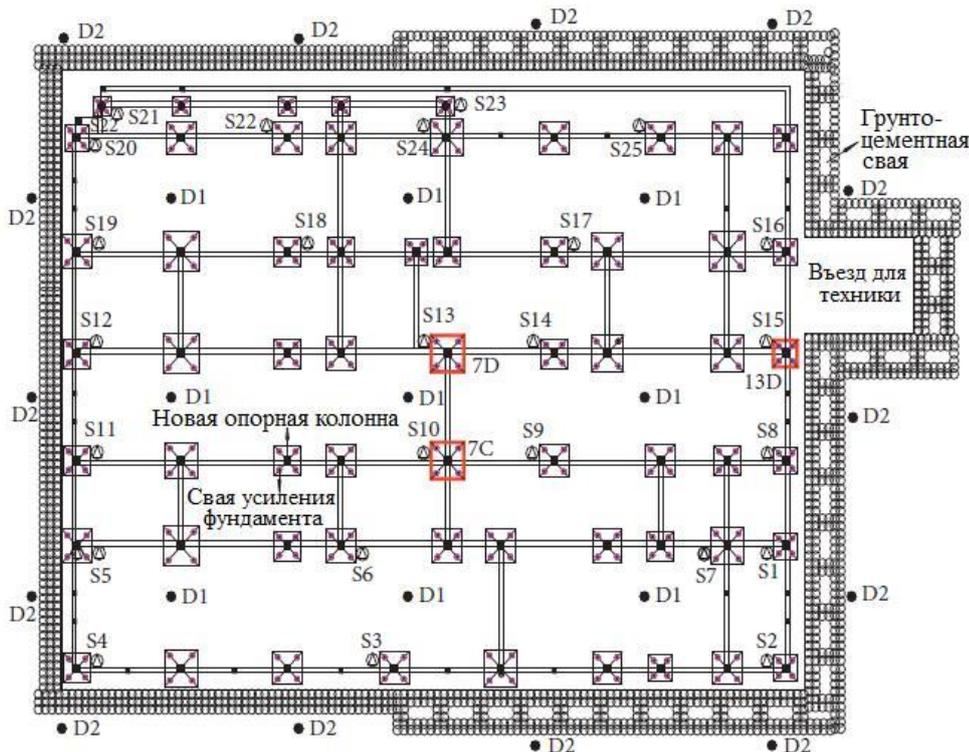


Рис. 3. План размещения свай и точек мониторинга при строительстве подземного этажа корпуса № 3. К заполненным бетоном стальным трубчатым сваям усиления фундамента и к арматуре железобетонных несущих колонн в пределах свайных кустов 7С, 7D и 13D приварены контрольно-измерительные приборы (струнные тензометры) для мониторинга поведения этих конструкций в процессе строительства. Точки D1, D2 – водопонижающие скважины; S1–S25 – точки мониторинга осадок [1]

3. Затем был вынут первый слой грунта до глубины 1,8 м от поверхности земли, то есть до глубины заложения исходных отдельных фундаментов. Перепад высот подошвы этого котлована в соответствии с проектом оставался в пределах 1,5 м, а ее уклон не превышал 1:1,5. После этого был сооружен первый сверху ярус крепления подпорной стенки грунтовыми анкерами, как показано на рисунке 4.

4. Далее была создана система буропускных свай усиления фундамента. Работы велись с пола первого надземного этажа с использованием малогабаритной буровой установки. Скважины пробуривались до несущего слоя грунта (см. слой 10-2 в таблице 1). Затем в них погружались стальные трубчатые сваи с внешним диаметром 250 мм и толщиной стенки 8 мм (рис. 5). Чтобы повысить прочность этих свай на сжатие, в них заливали мелкозернистый бетон (рис. 6). В конце была залита плита перекрытия (ростверк) между подземной частью и первым этажом, чтобы сформировать со сваями единое целое для распределения и выдерживания нагрузки от надземной части здания. Таким образом было завершено усиление фундамента (см. рис. 4, рис. 7)

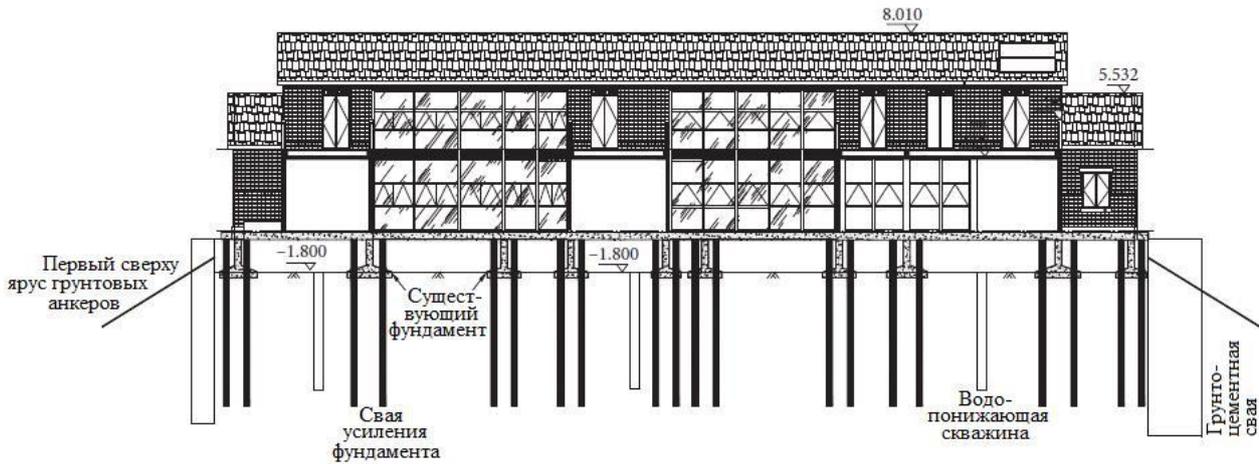


Рис. 4. Вертикальный разрез корпуса № 3 на этапе выемки первого слоя грунта, установки буроопускных свай и заливки плиты перекрытия для усиления фундамента. Размеры указаны в метрах [1]



Рис. 5. Предварительное бурение скважины (а) и погружение в нее стальной трубчатой сваи (б) [1]



Рис. 6. Стальная трубчатая свая усиления фундамента после заливки ее мелкозернистым бетоном [1]



Рис. 7. Опалубочные работы на полу первого надземного этажа, с которого велось усиление фундамента и заливка плиты перекрытия (ростверка)

5. Второй слой грунта был вынут до глубины 3 м от поверхности земли. По мере экскавации увеличивалась длина свободных частей свай, а ниже уменьшалась плотность грунта. Под действием осевой нагрузки сваи могли согнуться и потерять устойчивость. Поэтому, когда глубина выемки достигла 3 м, между сваями усиления (в пределах их кустов из 4 штук, см. рис. 3) приварили стальные распорки (рис. 8, 9). После этого был построен второй ярус грунтовых анкеров для крепления ограждения котлована из грунтоцементных свай.

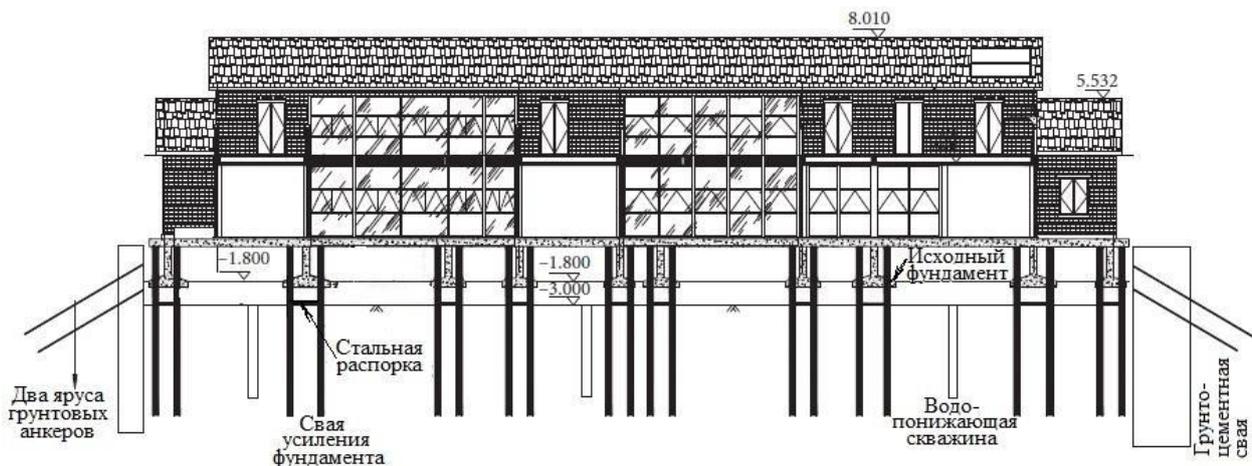


Рис. 8. Вертикальный разрез корпуса № 3 на этапе выемки второго слоя грунта. Размеры указаны в метрах [1]



Рис. 9. Стальная распорка между стальными трубчатыми сваями усиления фундамента и железобетонная несущая колонна нового подземного этажа между четырьмя сваями усиления [1]

6. Третий слой грунта был вынут до глубины 4,42 м, и был построен третий ярус грунтовых анкеров для крепления подпорной стенки из грунтоцементных свай. После этого была создана подушка фундамента и залита фундаментная плита. Затем исходные отдельные фундаменты были демонтированы (рис. 10).

7. Посередине каждого куста из четырех трубчатых свай усиления были залиты железобетонные несущие колонны нового подземного этажа (см. рис. 9, рис. 10). Квадратное сечение каждой несущей колонны составляло 0,45 м x 0,45 м.

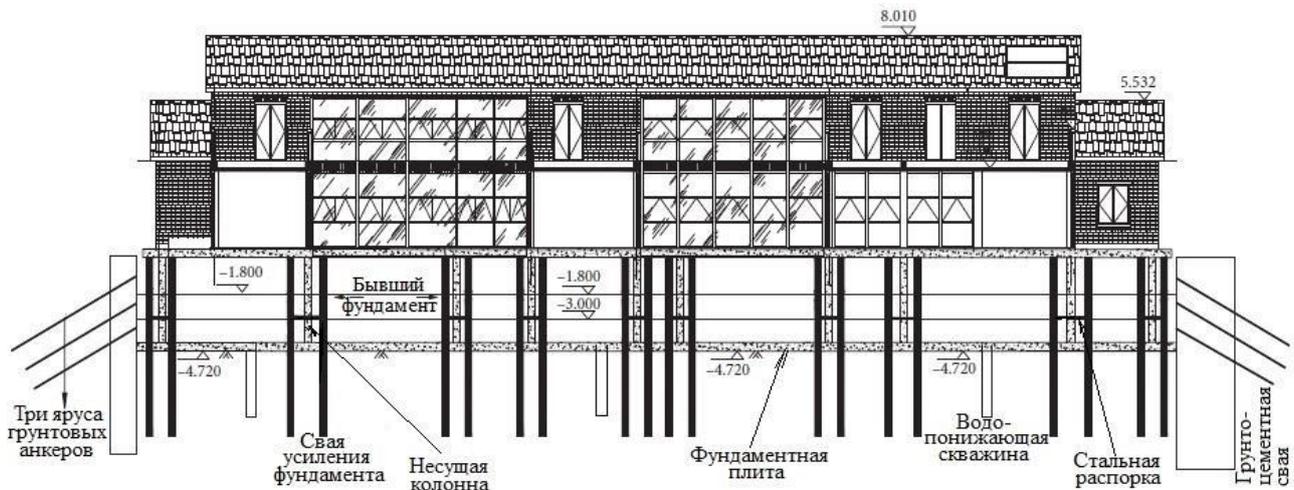


Рис. 10. Вертикальный разрез корпуса № 3 на этапе выемки третьего слоя грунта и заливки железобетонных несущих колонн нового подземного этажа. Размеры указаны в метрах [1]

8. После полного затвердевания железобетонных несущих колонн и достижения проектного значения их прочности наступил этап срезки и удаления трубчатых свай усиления между полом и потолком нового подземного этажа для повышения коэффициента использования подземного пространства. Сначала убрали стальные распорки между сваями усиления. Затем разрежали стальные оболочки трубчатых свай у потолка и у пола подземного этажа. А для удаления бетона из них в местах срезки использовали пневматический отбойный молоток (рис. 11, а). Затем к середине полностью распиленной сверху и снизу трубчатой сваи привязывали прочный трос, вытаскивали ее из вертикального положения (рис. 11, б) и вывозили со стройплощадки. Здесь авторы статьи [1] отметили, что при срезке было замечено следующее. Мелкозернистый бетон в верхней части сваи был хорошо уплотнен, а в нижней части он был уплотнен плохо и даже был рыхлым (рис. 12) (возможно, это было связано с уровнем грунтовых вод). На этом этапе основная часть строительства (без отделки) подземного этажа корпуса № 3 была завершена (рис. 13, 14).



Рис. 11. Срезка сваи усиления фундамента (а) и ее вытаскивание с помощью троса (б) [1]



Рис. 12. Рыхлый бетон из нижней части сваи усиления [1]



Рис. 13. Построенные основные конструкции нового подземного этажа корпуса № 3 [1]

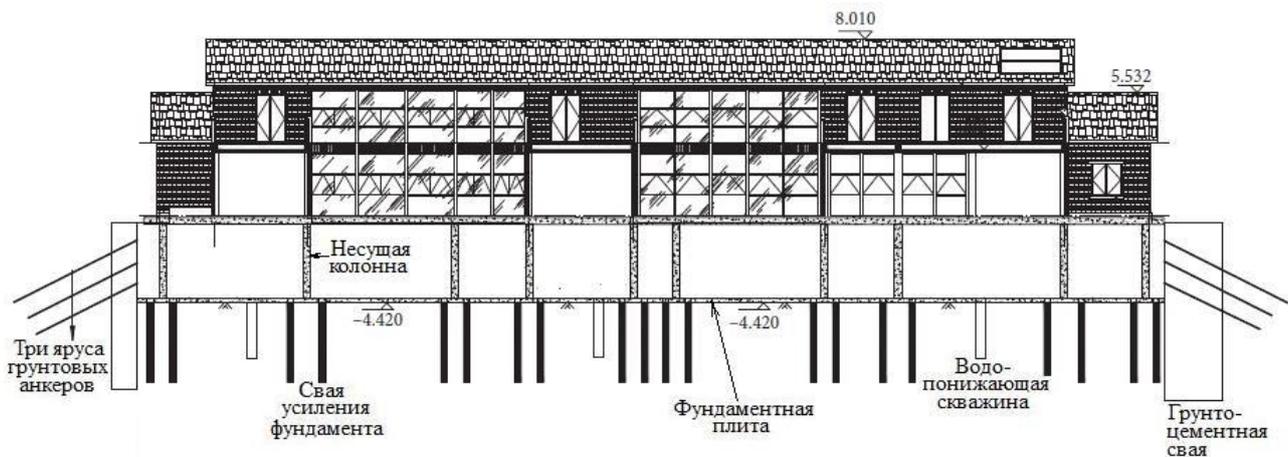


Рис. 14. Вертикальный разрез корпуса № 3 с построенным подземным этажом [1]

МОНИТОРИНГ СТРОИТЕЛЬСТВА

Из-за редких случаев подобных земляных работ влияние выемки грунта на несущие характеристики свай усиления фундамента, а также воздействие их срезки на поведение несущих колонн подземного этажа раньше никем не выяснялось, насколько было известно авторам статьи [1] во время ее подготовки. Поэтому при строительстве подземного этажа корпуса № 3 к наружной поверхности стальных трубчатых свай кустов 7С, 7D и 13D и к арматуре находящейся посередине них железобетонных несущих колонн на разных вертикальных уровнях были приварены струнные тензометры (см. рис. 3, рис. 15). С их помощью можно было отслеживать влияние выемки грунта на несущие свойства свай усиления и воздействие срезки этих свай на новые несущие колонны. Осевые усилия в

сваях в этот период измерялись 2 раза в день. В течение периода срезки осевые усилия в оставшихся сваях и в несущей колонне подземного этажа контролировались непрерывно. В статье [1] в качестве примера для представления и анализа результатов измерений использовался свайный куст 7С (см. рис. 3).

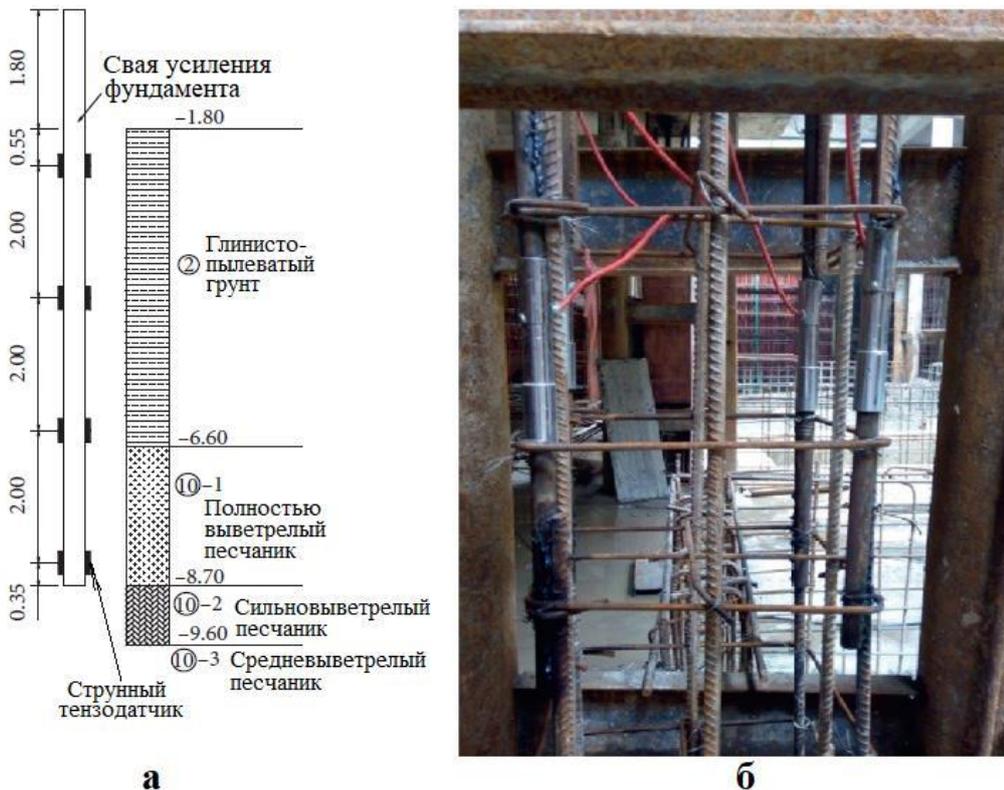


Рис. 15. Расположение струнных тензометров в свайном кусте 7С: а – приваренных к внешней стороне свай усиления фундамента; б – приваренных к арматуре несущих колонн подземного этажа (и после этого замоноличенных) [1]

На основе измеренных частот колебаний струнного тензометра, приваренного к внешней стороне стальной трубчатой сваи усиления фундамента, значение осевого усилия в этой свае на соответствующей глубине может быть преобразовано следующим образом.

Осевое усилие в i -м поперечном сечении сваи по данным соответствующего тензометра (P_{sgi}) можно записать так:

$$P_{sgi} = K(F_0^2 - F_i^2), \quad (1)$$

где K – калибровочный коэффициент тензометра; F_0 – начальная частота тензометра; F_i – частота тензометра на уровне i -го сечения сваи усиления фундамента при определенной нагрузке.

Согласно теории упругости деформацию тензометра на уровне i -го поперечного сечения сваи (ϵ_{sgi}) можно записать в виде следующей формулы:

$$\varepsilon_{sg_i} = \frac{P_{sg_i}}{(E_{sg} A_{sg})}, \quad (2)$$

где A_{sg} и E_{sg} – соответственно площадь поперечного сечения и модуль упругости тензометра.

Авторы работы [1] приняли, что деформации струнного тензометра и стальной трубчатой сваи скоординированы между собой, то есть:

$$\varepsilon_{sg_i} = \varepsilon_i, \quad (3)$$

где ε_i – деформация сваи усиления фундамента для i -го поперечного сечения.

Тогда осевое усилие в свае на уровне i -го сечения (P_i) можно выразить следующим образом:

$$P_i = E_p \varepsilon_i A_p, \quad (4)$$

где E_p и A_p – соответственно модуль упругости и площадь поперечного сечения сваи усиления фундамента.

Шань с соавторами [1] также отмечают, что на железобетонной плите (полу) первого этажа было размещено 25 контрольных точек (S1–S25, см. рис. 3) для мониторинга влияния строительства подземного этажа на осадки надземной части здания. Измерения осадок выполнялись 1 раз в 2 дня, за исключением периода каникул китайского Праздника Весны.

МОДЕЛИРОВАНИЕ В PLAXIS

Китайские авторы [1] отмечают, что мониторинговые измерения *in situ* сложно или невозможно повторить при разных вариантах последовательности производства работ, но эти варианты можно оценить с помощью численного моделирования на основе метода конечных элементов. Этот подход и использовали Шань с коллегами [1], создав в программном комплексе PLAXIS 3D трехмерную модель участка, включавшего куст из четырех свай усиления фундамента 7С (и железобетонную несущую колонну между ними) для анализа влияния различных последовательностей срезки этих свай на поведение несущей колонны нового подземного этажа под существующим корпусом № 3.

Поведение рассмотренного грунта не является упругим или идеально-упругопластическим, а считается сложным упругопластическим. Большую жесткость он имеет лишь при малых деформациях, а с увеличением деформаций его жесткость нелинейно уменьшается. Поэтому авторы статьи [1] использовали в качестве определяющей модель упрочняющегося грунта при малых деформациях (Hardening soil small, HSS), имеющую множество параметров.

Шань с коллегами [1] применяли величины относительной жесткости пылеватого грунта и глины, равные 0,8 и 1,0 соответственно, как рекомендовали ранее другие китайские авторы (Zhang et al. 2012; Fang et al., 2013).

Ссылаясь на работу Бринкгреве и др. (Brinkgreve, Engin, Swolfs, 2012), китайские авторы [1] указывают, что угол дилатансии глины равен 0, а угол дилатансии ψ песка для вышеуказанной модели может быть получен по следующей эмпирической формуле:

$$\psi = \varphi - 30^\circ, \quad (5)$$

где φ – эффективный угол внутреннего трения по результатам трехосных испытаний.

Опорный модуль сдвига при малой деформации G_0^{ref} и соответствующая сдвиговая деформация $\gamma_{0,7}$, при которой модуль сдвига G_s снижается до 70% от его начальной величины G_0 (то есть $G_s = 0,7G_0$), могут быть получены по следующим формулам:

$$\gamma_{0,7} = \frac{1}{9G_0} [2c(1 + \cos(2)) + \sigma_1(1 + K_0)\sin(2)], \quad (6)$$

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos - \sigma_1 \sin}{c \cos + p_{\text{ref}} \sin} \right)^m, \quad (7)$$

где G_0 – начальный модуль сдвига при малых деформациях; K_0 – коэффициент статического бокового давления грунта, или коэффициент горизонтального напряжения при нормальной консолидации (в программе PLAXIS по умолчанию $K_0 = 1 - \sin \varphi$); σ_1 – главное напряжение.

Прочностные параметры могут быть определены путем испытаний, а секущий модуль жесткости (деформации) при стандартном испытании грунта на трехосное сжатие в дренированных условиях E_{50}^{ref} может быть получен путем обратного расчета. Остальные параметры могут быть получены с помощью модуля жесткости E_{50}^{ref} и аналогичного инженерного опыта (таблица 2). Здесь авторы статьи [1] ссылаются на опыт других китайских исследователей (Zhang et al, 2012; Fang et al, 2013; Wang et al., 2013; Zhang, 2007).

Таблица 2. Параметры грунта, использованные при численном анализе (по [1])

Слой грунта	E_{50}^{ref} , кПа	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, кПа	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, кПа	G_0^{ref} , кПа	$\gamma_{0,7}$
Неоднородный насыпной грунт	4200	2800	10500	31500	0,0002
Глинисто-пылеватый грунт	12600	8400	31500	94500	0,0002
Полностью выветрелый песчаник	18000	12000	45000	135000	0,0002
Сильновыветрелый песчаник	30000	20000	75000	225000	0,0002
Средневыветрелый песчаник	60000	40000	150000	450000	0,0002

Примечание: E_{50}^{ref} – секущий модуль жесткости (деформации) при стандартном испытании грунта на трехосное сжатие в дренированных условиях; $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ – касательный модуль жесткости (деформации) при первичном одометрическом нагружении (в программе Plaxis по умолчанию $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = E_{50}^{\text{ref}}$); $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ – жесткость при разгрузке и повторном нагружении (в программе Plaxis по умолчанию $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3E_{50}^{\text{ref}}$); G_0^{ref} – эталонный модуль сдвига при малой деформации; $\gamma_{0,7}$ – сдвиговая деформация, при которой модуль сдвига G_s снижается до 70% от его начальной величины G_0 (то есть $G_s = 0,7G_0$).

Согласно результатам измерений in situ нагрузка на верхнюю часть куста свай 7С составляет 672,59 кН. Класс бетона (по прочности) первоначальных отдельных фундаментов корпуса № 3 – С25, а несущей колонны нового подземного этажа, фундаментной плиты и плиты перекрытия между подземным и надземным этажами

(и, соответственно, ростверков кустов свай) – С35. Коэффициент прочности бетона класса С35 можно найти в его спецификации. Модуль упругости стальной трубчатой сваи составляет 206×10^9 кПа. Для анализа зависимости «напряжение – деформация» для указанных железобетонных конструкций и свай усиления фундамента при численном моделировании авторы статьи [1] использовали упругую модель.

Учитывая краевые (граничные) эффекты и время расчета, китайские исследователи [1] выбрали модель в виде куба с длиной, шириной и высотой 40 м, как показано на рисунке 16.

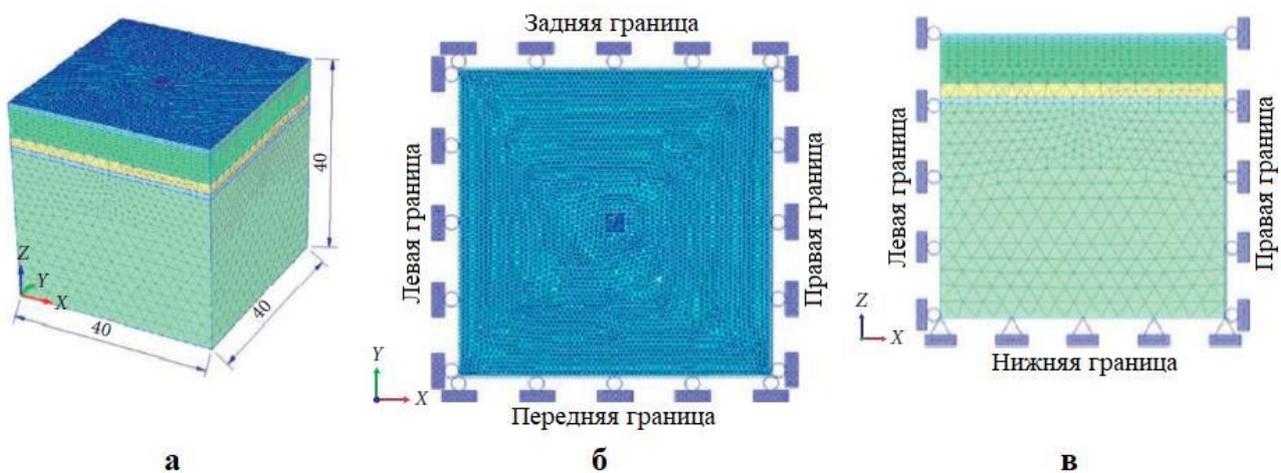


Рис. 16. Схематичное изображение трехмерной модели с сеткой конечных элементов (а); ее вид сверху (б) и спереди (в). Размеры приведены в метрах [1]

В соответствии с последовательностью строительства реального объекта при моделировании анализировались следующие этапы.

1. Вычислялось поле начальных напряжений в грунтовом массиве.
2. Активировались нагрузки от надземной части здания и отдельного фундамента. Согласно данным измерений *in situ* нагрузка на ростверк свайного куста 7С от надземной части здания составила 672,59 кН.
3. Вынимался первый слой грунта до глубины 1,8 м от поверхности, то есть до глубины заделки исходных отдельных фундаментов.
4. Активировались сваи усиления фундамента куста 7С и их ростверк, чтобы убрать исходный отдельный фундамент мелкого заложения.
5. Производилась выемка слоев грунта в четыре этапа: первые три раза – мощностью 0,60 м, а в четвертый раз – мощностью 0,82 м. После этого активировался моделируемый участок нового подземного этажа и его несущая железобетонная колонна.
6. Убирались сваи усиления фундамента от пола до потолка подземного этажа. На этом основные этапы реконструкции (без отделки) завершались.

Основное внимание при моделировании Шань с коллегами [1] уделили изучению влияния срезки и удаления свай усиления на поведение расположенной между ними несущей железобетонной колонны нового подземного этажа (на примере свайного куста 7С)

РЕЗУЛЬТАТЫ МОНИТОРИНГА И МОДЕЛИРОВАНИЯ

Поведение трубчатых свай усиления фундамента по результатам мониторинга

Выемка грунта под существующим корпусом № 3, как всегда в подобных случаях, нарушила исходный баланс напряжений между сваями и грунтом. Как уже отмечалось, влияние глубины выемки на осевые усилия в стальной трубчатой свае усиления фундамента, заполненной бетоном, измерялось с помощью приваренных к ней снаружи струнных тензометров (см. рис. 15). Авторы работы [1] отмечают, что слой грунта до глубины 1,8 м от поверхности земли был выкопан еще до усиления фундамента буроопускными трубчатыми сваями. Следовательно, в этом диапазоне осевое усилие в свае осталось неизменным, а трение по ее боковой поверхности было равно нулю.

На рисунке 17 показано, что осевые усилия в свободной части сваи из куста 7С растут с увеличением глубины выемки грунта и длины свободной части. Но чем больше глубина от дна выемки, тем больше трение грунта по боковой поверхности сваи и тем меньше осевые усилия в ней. Сопротивление под нижним концом сваи в течение всего процесса было нулевым.

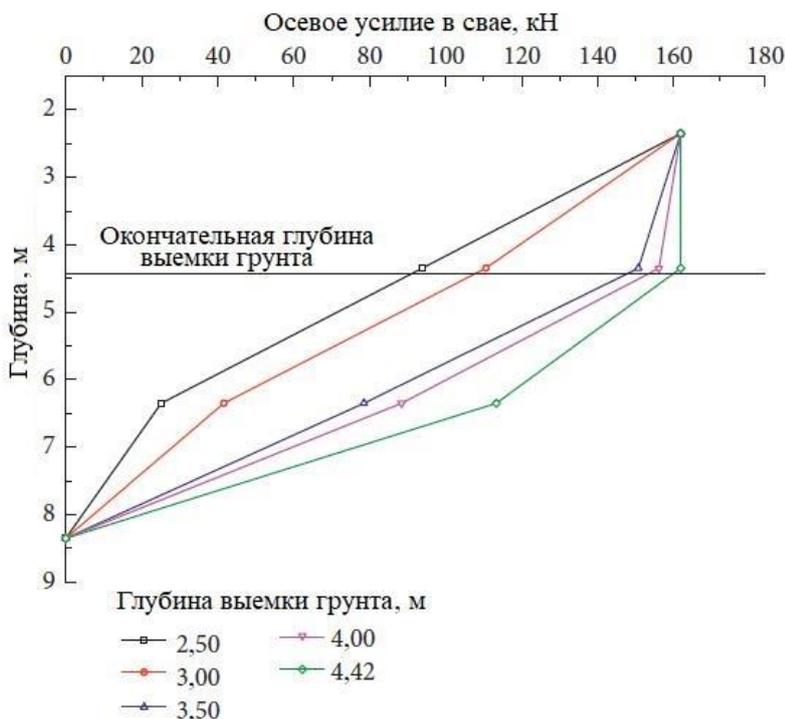


Рис. 17. Влияние глубины выемки грунта на осевые усилия в свае на разных ее уровнях [1]

Трение по боковой поверхности может быть получено путем дифференцирования разницы в осевых усилиях в свае между двумя сечениями по соответствующей площади контакта. Тогда трение по боковой поверхности сваи в том или ином диапазоне в процессе выемки грунта будет средним значением, как показано на рисунке 18. Как видно из этого рисунка, трение по боковой поверхности постепенно «включалось» сверху вниз в процессе

выемки грунта – разгружающего процесса, в результате которого вертикальное эффективное напряжение постепенно уменьшалось. На основе использования β -метода в соответствии с китайским стандартом GB 50007-2011 можно понять, что трение по боковой поверхности свай в неглубоко залегающем слое грунта уменьшалось в процессе выемки. Но, поскольку нагрузка от надземной части здания в рассматриваемом случае оставалась неизменной, трение по боковой поверхности в глубоко залегающем слое росло в процессе выемки (см. рис. 18).

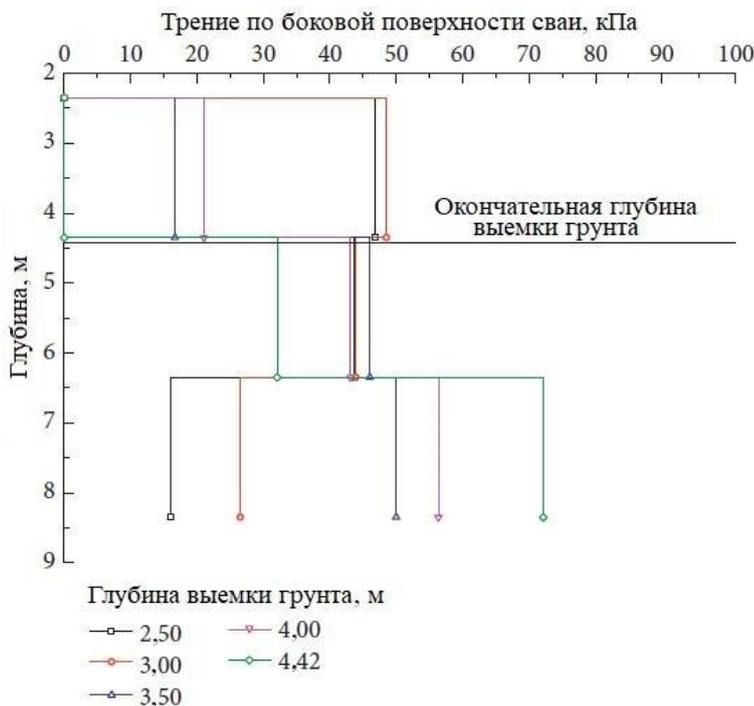


Рис. 18. Влияние глубины выемки грунта на трение по боковой поверхности свай на разных ее уровнях. Трение по боковой поверхности на том или ином этапе выемки, является средним значением [1]

Влияние срезки свай усиления фундамента на поведение несущих колонн нового подземного этажа по результатам мониторинга

Железобетонные колонны нового подземного этажа были построены в качестве важных вертикальных несущих элементов. Для того чтобы повысить коэффициент использования подземного помещения, надо было срезать части свай усиления фундамента между потолком и полом нового подземного этажа. В процессе срезки этих свай нагрузки от надземной части здания стали перераспределяться и в конце концов их взяли на себя новые несущие железобетонные колонны.

Китайские авторы [1] еще раз подчеркивают, что в настоящее время сообщения о подобных проектах, связанных с выемкой грунта под существующими зданиями, редки и ограничены, а о влиянии процесса срезки свай усиления на поведение несущих колонн подземного пространства до написания статьи [1] вообще не сообщалось. Поэтому Шань с коллегами [1] и взялись за это на основе проекта строительства подземного этажа корпуса № 3 группы зданий «Ганьшуйсян». Результаты измерений при мониторинге симметричной

срезки (рис. 19) показали, что при увеличении числа удаленных трубчатых свай в кусте 7С осевые усилия в несущей колонне, построенной ранее между ними, резко увеличивались (см. рис. 19). Приращение осевого усилия в несущей колонне достигло максимума, когда была удалена свая 3 (см. рис. 19). Это могло быть вызвано резким уменьшением жесткости куста свай усиления. Причина этого должна быть связана с жесткостью на сжатие системы, которая до срезки состояла из четырех свай усиления и одной несущей колонны.

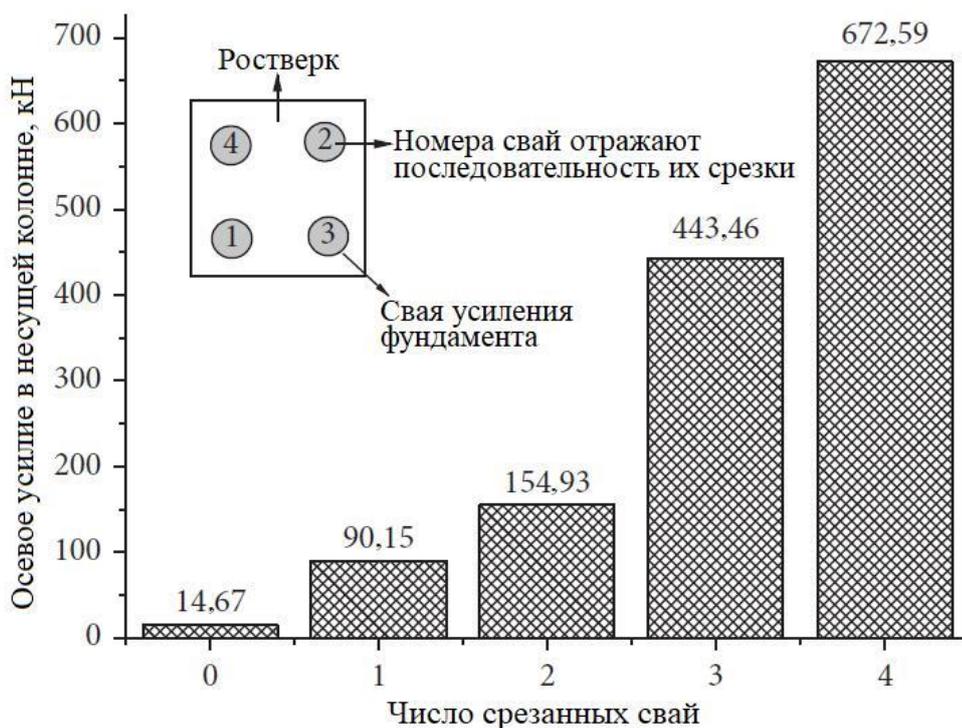


Рис. 19. Влияние процесса симметричной срезки свай на осевое усилие в несущей колонне подземного этажа, находящейся посередине куста свай 7С, изображенного в левом верхнем углу (вид сверху) [1]

Влияние последовательности срезки свай усиления на поведение несущих колонн по результатам моделирования в PLAXIS

Поскольку авторы статьи [1] вполне резонно предположили, что различные варианты последовательности срезки свай усиления могут влиять на поведение несущих колонн, они использовали для соответствующего анализа трехмерную модель куста свай 7С с вынутым грунтом между полом и потолком подземного этажа (то есть между соответствующими железобетонными плитами). Результаты этого анализа, а также их сравнение с данными мониторинговых измерений кратко представлены в таблице 3. Из нее видно, что осевые усилия в несущей колонне сильно растут при увеличении числа срезанных свай. В процессе срезки свай вокруг несущей колонны по часовой стрелке пик приращения осевого усилия в несущей колонне достигался при удалении четвертой сваи (см. таблицу 3). При симметричной же срезке свай (см. рис. 19) пик приращения был достигнут после удаления третьей сваи, а после удаления четвертой сваи приращение немного снизилось (см. таблицу 3). То есть моделирование показало, что различные варианты

последовательности срезки свай усиления должны оказывать определенное влияние на осевые усилия в несущих колоннах нового подземного этажа.

Причина описанного выше явления, как считают китайские исследователи [1], может быть связана с симметрией оставшейся жесткости после срезки свай. По сравнению с симметричной срезкой свай их удаление по часовой стрелке с большей вероятностью вызовет неравномерную жесткость (то есть после срезки очередной сваи система оставшихся свай усиления и несущей колонны будет асимметричной по жесткости с противоположных сторон). Таким образом, как заключают Шань с соавторами [1], симметричная срезка свай более благоприятно влияет на несущее поведение новой колонны по сравнению с последовательностью срезки свай по часовой стрелке.

Из таблицы 3 также видно, результаты измерений *in situ* достаточно близки к итогам моделирования при симметричной срезке свай.

Таблица 3. Влияние последовательности срезки четырех трубчатых свай на осевые усилия в находящейся между ними несущей колонне нового подземного этажа (по [1])

Источник данных		F_{c1}	F_{c2}	F_{c3}	F_{c4}
Моделирование	Срезка свай по часовой стрелке	0,186	0,425	0,675	1,000
	Симметричная срезка свай	0,186	0,341	0,683	1,000
Измерения <i>in situ</i>	Симметричная срезка свай	0,134	0,230	0,659	1,000

Примечание. F_{c1} – F_{c4} – соотношения между осевыми усилиями в несущей колонне при удалении различных количеств свай усиления (1–4 соответственно) и при удалении всех четырех свай усиления.

Влияние строительства подземного этажа под существующим корпусом № 3 на осадки его надземной части по результатам мониторинга

Как напоминают авторы работы [1], выемка грунта под существующим зданием нарушает существующее равновесное состояние и приводит к дополнительным осадкам его надземной части. Если эти осадки, особенно неравномерные, будут слишком велики, безопасность надземной части здания и окружающей застройки может оказаться под угрозой. Поэтому в рассматриваемом проекте строительства подземного этажа под существующим корпусом № 3, как уже отмечалось выше, на первом этаже заранее было размещено 25 точек наблюдения за осадками (S1–S25) в процессе строительства (см. рис. 3). Некоторые результаты этого мониторинга показаны рисунке 20.

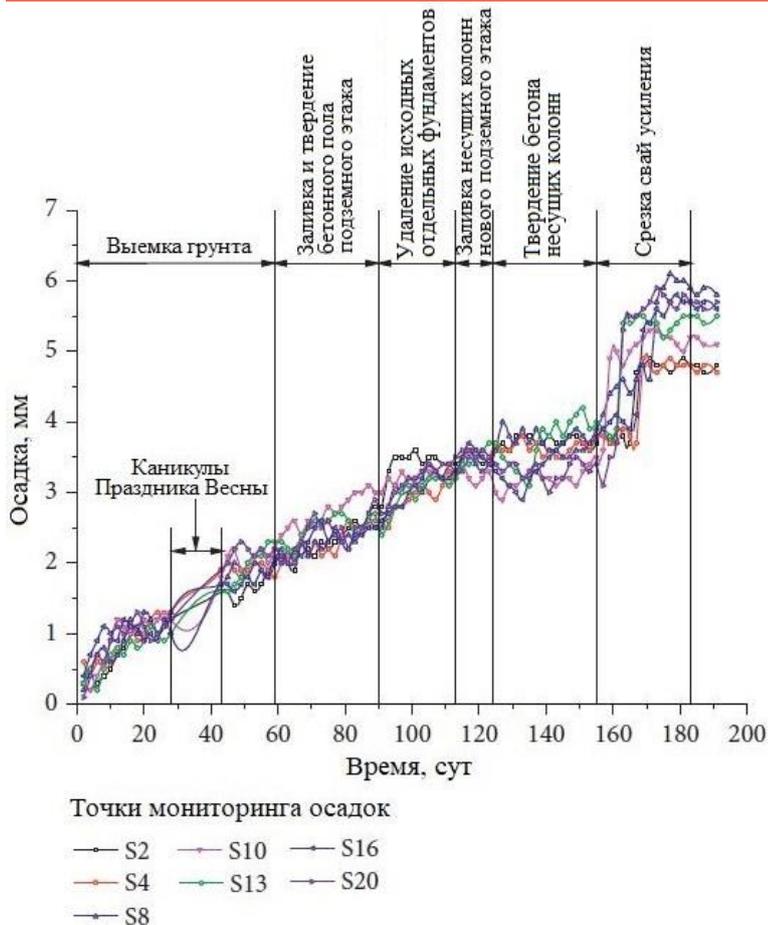


Рис. 20. Влияние процесса строительства подземного помещения под существующим корпусом № 3 на развитие осадок в некоторых точках мониторинга, размещенных на полу первого этажа. Измерения выполнялись 1 раз в 2 дня (кроме каникул китайского Праздника Весны)

Из рисунка 20 видно, что от начала выемки грунта до заливки несущих колонн подземного этажа осадки здания постепенно увеличивались. Причина этого, по мнению китайских исследователей [1], могла заключаться в том, что выемка грунта и связанная с этим разгрузка изменили исходное поле напряжений в грунтовом массиве, а строительные работы в период от заливки и твердения бетонного пола до заливки несущих колонн вызвали нарушения в напряженно-деформированном состоянии вмещающего грунтового массива. Его форма изменялась, и в нем развивались вторичные деформации уплотнения. В период твердения бетона несущих колонн величины осадок корпуса № 3 практически не менялись. На этапе срезки свай усиления в пределах нового подземного этажа осадки увеличились на 1,0–2,3 мм. Это связано с изменением путей передачи нагрузок от надземной части здания. После завершения срезки свай осадки в разных точках мониторинга уменьшились в разной степени, что также может быть связано с перераспределением нагрузок от надземной части здания.

Однако в целом, как отмечают авторы работы [1], надземная часть здания имела небольшие осадки. Максимальная из них составила всего 6,1 мм (в точке мониторинга S8). Это не противоречило допустимым значениям и указывало на то, что порядок

строительства и новые несущие и фундаментные конструкции в рассматриваемом проекте были вполне приемлемыми.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В своем исследовании китайские авторы [1] проводили мониторинг процесса строительства подземного этажа под существующим корпусом № 3 группы зданий «Ганьшуйсян» в городе Ханчжоу. Кроме того, они использовали конечноэлементный программный комплекс PLAXIS 3D для изучения влияния различных последовательностей срезки свай усиления фундамента между полом и потолком построенного подземного этажа на поведение его новых железобетонных несущих колонн. На основе полученных результатов Х.-Ф. Шань с коллегами [1] сделали следующие выводы.

1. Осевые усилия в заполненных бетоном стальных трубчатых сваях усиления фундамента (и потолка нового подземного этажа) росли в их освобожденных частях в процессе выемки грунта, но уменьшались в их заделанных частях с увеличением глубины от дна выемки (трение по боковой поверхности свай постепенно включалось в работу сверху вниз). Соппротивление под нижними концами свай было нулевым в течение всего процесса реконструкции.

2. Осадки надземной части здания в период от начала выемки грунта до твердения бетона несущих колонн медленно увеличивались со временем. На стадии твердения бетона несущих колонн они оставались более или менее постоянными, но достаточно резко увеличивались в процессе срезки свай усиления, а после этого постепенно снижались.

3. Осевые усилия в рассмотренной железобетонной несущей колонне нового подземного этажа значительно увеличивались с ростом числа срезанных вокруг нее свай, особенно когда была удалена свая 3 (из четырех) при симметричной срезке. Как показало моделирование в PLAXIS 3D, осевые усилия в несущей колонне зависели от последовательности срезки окружающих ее четырех свай. Симметричное удаление свай оказалось предпочтительнее их срезки по часовой стрелке.

Х.-Ф. Шань с коллегами [1] выразили надежду, что их работа может быть полезной для похожих проектов. Они также указали, что полные данные, использованные ими для подтверждения результатов выполненного исследования, доступны по запросу у Хуа-фэн Шаня (Hua-feng Shan) по электронному адресу shanhf@zju.edu.cn.

Источники

1. Shan H.-F., He Sh.-H., Lu Y.-H., Jiang W.-J. Case study and numerical simulation of excavation beneath existing buildings // *Advances in Civil Engineering*. Hindawi, 2020. Vol. 2020. Article ID 8817339. 14 p. URL: <https://www.hindawi.com/journals/ace/2020/8817339/>.

Список литературы, использованной авторами статьи [1]

E. Sung, H. M. Shahin, T. Nakai, M. Hinokio, and M. Yamamoto, "Ground behavior due to tunnel excavation with existing foundation," *Soils and Foundations*, vol. 46, № 2, pp. 189–207, 2006.

- R. Zhang, J. Zheng, H. Pu, L. Zhang, and H.-F. Pu, “Analysis of excavation-induced responses of loaded pile foundations considering unloading effect,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 26, № 2, pp. 320–335, 2011.
- R.-J. Zhang, J.-J. Zheng, L.-M. Zhang, and H.-F. Pu, “An analysis method for the influence of tunneling on adjacent loaded pile groups with rigid elevated caps,” *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 35, № 18, pp. 1949–1971, 2011.
- C. Liu, Z. Zhang, and R. A. Regueiro, “Pile and pile group response to tunnelling using a large diameter slurry shield – case study in Shanghai,” *Computers and Geotechnics*, vol. 59, № 59, pp. 21–43, 2014.
- G. Zheng, Z.-X. Yan, H.-Y. Lei et al., “Field observation and finite element numerical simulation analysis of effect on adjacent piles due to excavation,” *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 29, № 5, pp. 638–643, 2007.
- W.-D. Wang and Z.-H. Xu, “Simplified analysis method for evaluating excavation-induced damage of adjacent buildings,” *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 32, № 1, pp. 638–643, 2010.
- X.-N. Gong, C.-J. Wu, F. Yu et al., “Shaft resistance loss of piles due to excavation beneath existing basements,” *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 35, № 11, pp. 1957–1964, 2013.
- C.-J. Wu, X.-N. Gong, F. Yu et al., “Pile base resistance loss for excavation beneath existing high-rise building,” *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, vol. 48, № 4, pp. 671–678, 2014.
- C.-J. Wu, X.-N. Gong, K. Fang et al., “Effect of excavation beneath existing buildings on loading stiffness of piles,” *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, vol. 33, № 8, pp. 1526–1535, 2014.
- H.-F. Shan, T.-D. Xia, F. Yu et al., “Settlement of pile groups associated with excavation beneath existing basement,” *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 37, № 1, pp. 46–50, 2015.
- Q.-Q. Zhang, *Test and Theoretical Study on Bearing Capacity Behavior and Settlement of Pile in Soft Soils*, Zhejiang University, Hangzhou, China, 2012.
- H.-F. Shan, T.-D. Xia, F. Yu et al., “Settlement analysis of building piles associated with excavation beneath existing basement in soft soil,” *Journal of Central South University (Science and Technology)*, vol. 47, № 6, pp. 1995–2000, 2016.
- H.-F. Shan, T.-D. Xia, J.-H. Hu et al., “Buckling stability analysis of pile foundation for excavation beneath the basement of existing building,” *Rock and Soil Mechanics*, vol. 36, № 2, pp. 508–512, 2015.
- H.-F. Shan, T.-D. Xia, F. Yu et al., “Buckling stability analysis on critical load of underpinning pile for excavation beneath existing building,” *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, vol. 50, № 8, pp. 1425–1430, 2016.
- C.-H. Qiu, Y.-Q. Zhan, Y.-K. Qin et al., “Structural design for renovation and extension of Beijing music hall,” *Building Science*, vol. 15, № 6, pp. 28–32, 1999.

- Y.-W. Wen, S.-Y. Liu, M.-L. Hu et al., “Deformation control techniques for existing buildings during construction process of basement,” *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 35, № 10, pp. 1914–1921, 2013.
- B. Simpson, J. Paul, and Vardanega, “Results of monitoring at the British library excavation,” *Geotechnical Engineering*, vol. 167, № 2, pp. 99–116, 2014.
- M. A. Hariri-Ardebili, H. Rahmani-Samani, and M. Mirtaheeri, “Seismic stability assessment of a high-rise concrete tower utilizing endurance time analysis,” *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 14, № 6, Article ID 1450016, 2014.
- Zhejiang Engineering Geophysical Exploration Institute, *Geotechnical Engineering Investigation Report of № 3 Section Basement Construction Project of Ganshuixiang*, Zhejiang Engineering Geophysical Exploration Institute, Hangzhou, China, 2014.
- China Railway Engineering Design Institute Co Ltd, *Foundation Reinforcement and Underground Auxiliary Facilities of Endangered Houses in Ganshuixiang*, China Railway Engineering Design Institute Co., Ltd, Beijing, China, 2014.
- JGJ 120-2012, *Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations*, China Architecture and Building Press, Beijing, China, 2012.
- GB 50010-2010, *Code for Design of Concrete Structures*, China Architecture and Building Press, Beijing, China, 2010.
- S. P. Timoshenko and J. N. Gutierrez, *Elasticity Theory*, Higher Education Press, Beijing, China, 2013.
- Z.-H. Xu and W.-D. Wang, “Selection of soil constitutive models for numerical analysis of deep excavations in close proximity to sensitive properties,” *Rock and Soil Mechanics*, vol. 31, № 1, pp. 258–264, 2010.
- J. B. Burland, “Ninth Laurits Bjerrum memorial lecture: “small is beautiful” – the stiffness of soils at small strains,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 26, № 4, pp. 499–516, 1989.
- Z.-M. Zhang, K. Fang, X.-W. Liu et al., “Surrounding ground settlement control of special double-row structure supported foundation pit,” *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, vol. 46, № 7, pp. 1276–1280, 2012.
- K. Fang, Z. Zhang, X. Liu, Q. Zhang, and C. Lin, “Numerical analysis of the behavior of special double-row support structure,” *Journal of Civil Engineering and Management*, vol. 19, № 2, pp. 169–176, 2013.
- R. B. J. Brinkgreve, E. Engin, and W. M. Swolfs, “Plaxis 3D 2012 tutorial manual,” Plaxis BV, Delft, The Netherlands, 2012.
- W.-D. Wang, H.-R. Wang, and Z.-H. Xu, “Study of parameters of HS-small model used in numerical analysis of excavations in Shanghai area,” *Rock and Soil Mechanics*, vol. 34, № 6, pp. 1766–1774, 2013.
- Z.-M. Zhang, *Pile Foundation Engineering*, China Architecture and Building Press, Beijing, China, 2007.

Z.-H. Deng, H.-Q. Huang, B.-L. Ye et al., “Mechanical performance of RAC under true-triaxial compression after high temperatures,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 32, № 8, Article ID 04020194, 2020.

Z.-H. Deng, B. Liu, B.-L. Ye et al., “Mechanical behavior and constitutive relationship of the three types of recycled coarse aggregate concrete based on standard classification,” *Journal of Material Cycles and Waste Management*, vol. 22, pp. 30–45, 2020.

Z. H. Deng, H. Q. Huang, B. Ye, H. Wang, and P. Xiang, “Investigation on recycled aggregate concretes exposed to high temperature by biaxial compressive tests,” *Construction and Building Materials*, vol. 244, Article ID 118048, 2020.

GB 50007-2011, *Code for Design of Building Foundation*, China Architecture and Building Press, Beijing, China, 2011.