DOI: 10.34031/2618-7183-2021-4-6-5-25

Ерыков А.А., аспирант,
Московский архитектурный институт, Россия*
*Ответственный автор E-mail: alexem87@yandex.ru

СТАБИЛИЗАЦИЯ ПРОСАДОК ЗДАНИЙ СОВРЕМЕННЫХ МЕДИЦИНСКИХ ЦЕНТРОВ

Аннотация: к группе деформированных сооружений относят здания, которые получили за период их строительства и особенно эксплуатации недопустимые просадки и деформации, которые, однако, не мешают выполнению их основных функций, но могут со временем разрушиться. Их причинами являются ошибки при инженерно-геологических изысканиях и проектировании; нарушение правил выполнения строительных работ и эксплуатации зданий и сооружений. Длительные геодезические наблюдения за осадками оснований зданий на свайных фундаментах показали, что как абсолютные, так и относительные стабилизированные значения просадок в подавляющем большинстве случаев меньше их и рассчитаны нормативные предельные величины. Поэтому в группу деформированных здания на свайных фундаментах попадают несколько реже аналогичные объекты с фундаментами неглубокого заложения. Причинами сверхнормативных просадок оснований свайных фундаментов зданий (и как следствие возникновение и развитие трещин и других деформаций в несущих конструкциях), кроме указанных, чаще всего выступают: неоправданное применение повышающих корректирующих коэффициентов на результаты компрессионных испытаний сильноокислых почв; попадание нижних концов свай в слои (слои) слабого грунта; погружения острия свай от проектной отметки; завышение несущей способности свай по несоблюдению оптимального времени их «отдыха» после погружения или ошибочная интерпретация графиков «нагрузка – осадка свай»; излишне близкое размещение соседних свай в плане, что при их погружении особенно в песках приводит к «выталкиванию» вверх ранее погруженных; неравномерная загрузка свай в составе ростверка; деформации существующих зданий и сооружений при забивке свай вблизи и шпунту, разработке котлованов и др.

Ключевые слова: центр, развитие, строительство, деформация, здание

Введение

В общем случае просадка основания фундамента здания (как и всей системы «здание – свайный фундамент – грунтовая основа» в целом) является суммой пяти компонентов [12]: Sush – осадка уплотнения, что развивается за счет уплотнения грунтов естественной структуры основания фундамента (свай, ростверка) вследствие напряжений, вызванных нагрузками от сооружения; Sprosuh – оседание, связано с уменьшением плотности верхних слоев грунта, лежащего непосредственно под дном котлована, за счет снижения в них напряжений при его разработке и снятия гидростатического давления; Svip – выпуклые осадки, вызванные развитием зон пластической деформации под фундаментом (сваями) и выдавливанием грунта из-под него в стороны и вверх; Srozstr – разработка отложений, которая развивается из-за роста сжимаемости грунтов основания с нарушением их естественной структуры при выполнении работ; Секспл – осадка, вызванная изменением напряженного состояния или деформируемостью земляного полотна в процессе эксплуатации здания [14].

Конечно, достоверно учесть влияние каждой из перечисленных компонент, кроме первой, на величину деформаций оснований свайных фундаментов зданий, особенно методами классической механики грунтов, или сложно, или это требует трудоемких и длительных полевых и лабораторных исследований почв на конкретных площадках [13]. Так, проанализировав современные подходы (например, учет структурной прочности, деформативной анизотропии по ортотропной модели, изменения модуля деформации во всем диапазоне давления и по глубине массива, перехода от компрессионного к штамповому модулю деформации, масштабного фактора, введения показателей сжимаемости почвы относительно усовершенствования аналитических методов расчета осадок оснований зданий, установили, что большинство из них имеют свои определенные области рационального применения в отношении почвенных условий, оборудование для определения сжимаемости грунтов, видов и размеров фундаментов или оснований, задач проектирования и не носят комплексного характера [7].

Главные причины появления и развития неравномерных осадок уплотнения – это неоднородность массива по глубине и площади и напряженному состоянию основания [17]. К неоднородности основания относятся: выклинивания инженерно-геологических элементов (ИГЭ) под отдельными частями дома; линзоподобные залегания грунтов; разная толщина слоев; разница в свойствах грунта в пределах ИГЭ; использование разных слоев под частичным составом сооружений. При этом состояние основание может быть напря-

женными и это обуславливается разницей в нагрузке фундамента, влиянием на загрузку фундаментов по соседству, разницей во времени загрузки фундамента, загрузкой отдельных фундаментов в процессе [9].

Неравномерные осадки разуплотнения вызваны откопкой котлована. Под давлением грунта, залегающего вокруг котлована, возникают деформации выпирание в сторону котлована, то есть дно котлована поднимается неравномерно. Под центром котлована оно больше, чем по краям, а соответственно и разуплотнение верхних слоев почв в средней части котлована более.

Неравномерные осадки выпирания обычно является следствием развития деформаций основания при превышении напряжений (давления) над крепостью (расчетным сопротивлением грунта) [16].

Неравномерные осадки реструктурирования чаще всего связывают с нарушением естественной структуры грунта в период нулевого цикла (промерзания и оттаивания, набухание-усадка поверхностного слоя дна котлована; гидростатическое давление за слоистой текстурой глинистых почв, гидродинамическое давление потока воды, которая фильтруется «снизу – вверх» через слой почвы массива; механическая и химическая суффозия; расширение и выделение растворенного в подземной воде газа в слабо фильтрующих мулах, суглинках, супесях; структура разжижения грунтов от воздействия движущихся механизмов, ударов свайных агрегатов; затопление котлована; перебор грунта и последующее некачественное уплотнение его) [10].

Неравномерные осадки в период эксплуатации здания как правило обусловлены: незаконченной фильтрационной консолидацией и деформациями ползучести почв; колебанием уровня грунтовых вод; ослабление основания подземными и котлованными выработками; динамическое влияние на почвенную основу; геодинамические процессы [4].

Аналогично компонентов осадки основания фундаментов корректно оценить перечисленные составляющие неравномерных деформаций зданий и сооружений методами классической механики грунтов очень проблематично [19]. Поэтому НДС систем «свайный фундамент-грунтовая основа» и «деформированное здание – свайный фундамент – грунтовая основа», в т.ч. в задачах реконструкции зданий и сооружений рационально оценивать путем математического моделирования с использованием МКЭ и упруго-пластической модели грунта. МСЭ – наиболее универсален для задач с развитой неоднородностью прочностных характеристик [5]. По сравнению с другими вариационными методами МСЭ более алгоритмичен и гибок при описании геометрии и предельных условий, нагляден и универсален для широкого круга задач [15]. Преимуществами, которые обеспечивают популярность МСЭ в геомеханике является также простота получения конкретных решений по программе; возможность сгущения сетки элементов в местах, где ожидают высокие градиенты параметра, исследующих [11]; возможность реализации в программах различных механических свойств материала, произвольной последовательности нагрузки; возможность оценки совместной работы оснований, фундаментов, надземных конструкций без разделения на расчеты по несущей способности и деформациям [18].

Ряд ученых выполнили аналитические обзоры методов моделирования с использованием МКЭ и моделей упругопластического грунта в геотехнических расчетах. Так, по результатам многочисленных испытаний образцов грунта при различных типах напряженного состояния и наблюдений за построенными конструкциями он отметил некоторые общие закономерности [8]:

- по гидростатической нагрузке деформация грунта характеризуется накоплением как обратных, так и необратимых составляющих, причем зависимость этих деформаций от величины действующего давления носит нелинейный характер;
- сжатие грунта приводит к увеличению сопротивления сдвигу;
- деформируемость и прочность грунта зависят как от величины гидростатического давления и интенсивности касательных напряжений, так и от вида напряженного состояния;
- за счет приложения касательных напряжений может происходить как уменьшение, так и увеличение объема тангенциального грунта;
- со временем развиваются деформации, что особенно характерно для влажных и водонасыщенных почв.

С учетом перечисленных выше особенностей поведения грунтов их математические модели должны отражать упругое и пластическое поведение среды, то есть основываться на положениях теории упругости и пластичности. Максимальный учет закономерностей деформирования грунтов при расчетах фундаментов – наиболее актуальная проблема современной нелинейной геомеханики. Интерпретация лабораторных данных и построение моделей грунтов осуществляется на основе нелинейной теории упругости, деформационной теории пластичности или теории пластического течения. [6].

Методы и материалы

Методики учета приведенных параметров грунта вокруг фундаментов (свай) с уплотненной основой при их моделировании выделили группы [2]:

- 1) используют природные свойства почвы;
- 2) параметры основ учитывают коэффициентами постели;
- 3) учитывают укрепление грунта на контакте со свайей;
- 4) используют природные свойства, а приведенные параметры задают отдельным элементам или группам;
- 5) размеры уплотненных зон и изменения характеристик грунта в них принимают за эмпирическими выражениями.

Современное направление получения приведенных параметров почвы вследствие образования в нем свай – это моделирование МСЭ в физически и геометрически нелинейной постановке быстротечных процессов.

Для оценки НДС оснований при образовании свай уплотнения и их последующей работе создали модуль “PRIZ-Pile”, где реализовано решение несимметричной задачи МСЭ шагово итерационными методами в физически и геометрически нелинейной постановке с описанием почвы изотропной или ортотропной средой [1]. Моделирование их возведения заключается в задаче перемещений узлов сетки элементов с оценением НДС массива. На этапе их работы учитывают дальнейшее уплотнение грунта, переход его в пластическое состояние, возможность проскальзывания поверхности свай за грунтом.

Результаты и обсуждения

В конструктивном отношении объект является сооружением с продольными несущими кирпичными стенами. Пространственную жесткость определяют поперечные стены лестничной клетки и диски перекрытия (рис. 1). По данным геомониторинга тяжи усиления свои функции не выполняют. Поэтому при моделировании их влияние на жесткость надземной части здания не учитывалось.

Расчет выполнялся МСЭ в пространственной (3D) расчетной схеме с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, свайного фундамента и основания под ним. При оценке НДС здания реакция свайного основания существующих фундаментов условно заменялась соответствующими коэффициентами. Размеры конечных элементов принимались в соответствии с рекомендациями и варьировались от 0,3 м до 1 м. При этом в местах, где были зафиксированы трещины сетка конечных элементов сгущалась.

Расчеты выполнялись несколько раз с меньшими размерами конечных элементов для подтверждения незначительного влияния увеличения размера, но время и ресурс компьютеров существенно уменьшался при некотором увеличении размеров элементов.

Пространственная модель МСЭ фундаментов блока здания до их усиления представлена на рис. 2, а после усиления – на рис. 3 и рис. 4 (фрагмент схемы).

Рис. 1. Пространственная (3D) схема здания
Fig. 1. Spatial (3D) diagram of the building

Моделирование проведено для следующих состояний (этапов):

- 1) на момент сдачи здания;
- 2) после порыва магистральной тепловой сети, который привел к эффекту "отрицательного трения" за боковой поверхностью свай;
- 3) после усиления фундаментов.

Рис. 2. 3D схема фундаментов до их усиления
Fig. 2. 3D diagram of foundations before their reinforcement

Рис. 3. 3D схема фундаментов после их усиления
Fig. 3. 3D diagram of foundations after their reinforcement

Рис. 4. Фрагмент 3D схемы фундаментов после их усиления
(вдоль внутренней продольной несущей стены)
Fig. 4. Fragment of the 3D scheme of foundations after their
reinforcement (along the inner longitudinal load-bearing wall)

Далее последует расчет плиты в качестве конструкции на основе упругой и сопротивления деформации. Основа упругости основывается на взаимодействии с коэффициентом жесткости. При расчете следует учитывать конструкцию и особенно сопротивление внутренним усилиям в сечениях плиты. Расчетная схема представлена на рис. 5.

Рис. 5. Схема для пространственной модели плиты на упругой основе
Fig. 5. Diagram for a spatial model of a plate on an elastic basis

В данной системе отсутствует равновесие соответственно следует провести расчет на основе модели Винклера и расчета линейно-деформированного полупространства.

В первом случае балка опирается на уплотненный песок и эпюра реакции почвы имеет неравномерное распределение по длине балки с минимумом в Центральном сечении и с максимумами по краям балки. В сечениях балки сумма сил, лежащих по одну сторону от сечения, представленных распределенной нагрузкой q и эпюрой реакции грунта p , не является саморавновесной. В связи с этим в сечениях балки возникают поперечные силы Q . неуравновешенными также есть моменты сил, лежащих по одну сторону от сечения, чем обусловлено возникновение в сечениях балки изгибающих моментов M .

Таким образом, отсутствие же саморавновесия в сечениях балки параметров ее взаимодействия с элементами системы обуславливает возникновение в этих пересечениях внутренних усилий – изгибающих моментов M и поперечных сил Q .

Рис. 6. Зависимость внутренних усилий в жесткой фундаментной балке от принятой в расчете модели грунтового основания: а – линейно-деформируемого полупространства; б – модель Винклера; г – эпюры реакции грунта; М – эпюры изгибающих моментов; Q – эпюры поперечных сил; q – равномерно распределенная нагрузка; S – осадка

Fig. 6. Dependence of internal forces in a rigid foundation beam on the model of the soil base used in the calculation: а – linearly deformable half-space; б – Winkler model; d – plots of soil reaction; M – plots of bending moments; Q – plots of transverse forces; q – uniformly distributed load; S – sediment

У подошвы балки шириной b выделим участок длиной, равной единице возьмем с площади $b \times 1$ суммарной реакцией, считая сопротивление распределен по площади равномерно. Тогда реакцию на единицу длины балки можно представить в виде

$$R=k \cdot b \cdot v, \quad (1)$$

где k – коэффициент жесткости упругой основы (коэффициент постели).

Экспериментально его определяют методом вдавливания в грунт жесткого штампа.

Коэффициент k – это сила, которая нужна для вдавливания в грунт штампа с площадью, равной единице, на прогиб $v=1$; размерность коэффициента k (Н/м^3).

Алгоритм расчета коэффициентов жесткости грунтового основания:

1) находят границу сжимаемой толщи H_c по схеме линейно-деформированного полупространства;

2) для определения коэффициентов жесткости используют средневзвешенные по толщине (в пределах зафиксированной глубины сжимаемой толщи H_c) значения модуля деформации ЕГР и коэффициента Пуассона мГР.

3) определяют коэффициент жесткости C_1 , осуществляющие одним из трех апробированных методов.

Метод 1. Коэффициент C_1 определяют по средним значениям модуля деформации и коэффициента Пуассона грунта

$$C_1 = E_{gr} / (H_c (1 - 2m_{gr}^2)) \quad (2)$$

Метод 2. Коэффициент постели C_1 определяют по Винклеру

$$C_1 = q / s \quad (3)$$

где $q = P / nb^2$ – среднее давление под подошвой фундамента; b – размер меньшей стороны; n – отношение сторон фундамента; S – осадка фундамента.

Метод 3. Для нахождения коэффициента C_1 так как и в методе 1 используют формулу (2). Отличие заключается в том, что для нахождения среднего модуля деформации вводится коэффициент u к величине модуля деформации и-того слоя.

Этот коэффициент изменяется от $u=1$ на уровне подошвы фундамента до $u=12$ на уровне уже найденной границы сжимаемой толщи. Принято, что коэффициент u изменяется по закону квадратной параболы из выражения

$$u=11z^2/H_c^2+1 \quad (4)$$

Кроме того, принимают, что дополнительное вертикальное напряжение по глубине распределено равномерно. Тогда

$$E_{GR3} = H_c / \sum (h_i / (u_i E_i)) \quad (5)$$

Метод 3 предложен, чтобы устранить недостатки первых двух методов. Для всех методов коэффициент постели C_2 находят по формуле

$$C_2 = \frac{C_1 H_c^2 (1 - 2m_{GR}^2)}{6(1 + m_{GR})} \quad (6)$$

Для начального состояния рассчитаны коэффициенты постели для свай $k=7000 \text{ кН/м}$ (рис. 7), для состояния подтопления учтено уменьшение их несущей способности в определенных зонах, где принято $k=5000 \text{ кН/м}$. При этом для получения фактически зафиксированного напряженного состояния (трещин в стеновых конструкциях) деформированного здания варьировали жесткость некоторых свай. Окончательная схема свай с разной жесткостью приведена на рис. 8. Процесс проведения работ по подведению балок под ростверк учтен путем уменьшением жесткости ленточного ростверка. При этом определялись при худших сочетаниях различных факторов максимально возможные напряжения растяжения в стеновых конструкциях, чтобы определить возможные значения дополнительного раскрытия трещин или появления новых. Апробированных методик по расчету величин раскрытия трещин в кирпичной кладке, в которой уже существуют трещины, от увеличения напряжений растяжения в настоящее время нет, поэтому данный расчет основывался на результатах обратного расчета начального состояния здания и после прорыва водопровода.

Соответствующая аналитическая 3D модель здания приведена на рис. 9 и рис. 10. Она для здания включает данные о нагрузках и воздействиях и ее физическую модель (трехмерную систему из стен, плит, балок, их сочетаний, фундаментов и основания, а также данные о физико-механических свойствах материалов).

12

Рис. 9. 3D аналитическая модель здания (свайные фундаменты заданы в виде упругих опор)
Fig. 9. 3D analytical model of the building (pile foundations are given in the form of elastic supports)

Рис. 10. 3D аналитическая модель здания (свайные фундаменты заданы в виде упругих опор)
Fig. 10. 3D analytical model of the building (pile foundations are given in the form of elastic supports)

Рис. 11. Модель фундаментов здания к усилению
Fig. 11. Model of building foundations for reinforcement

Рис. 12. 3D схема приложения нагрузок для здания
Fig. 12. 3D diagram of the application of loads for a building

В данной модели заданы на каждый этаж характеристические значения постоянных нагрузок 4.9 кПа (вес пола, плиты перекрытия и перегородок), характеристические величины переменных длительных нагрузок – 1.5 кПа. На перекрытие над пятым этажом заданы характеристические значения постоянных нагрузок 4.84 кПа (вес пола, плиты перекрытия), характеристические величины переменных длительных нагрузок – 0.7 кПа. На кровлю задано характеристические значения постоянных нагрузок 3.94 кПа (рубероидный ковер, плиты покрытия и т. др.), характеристические величины снеговых нагрузок – 1.28 кПа. 3D конечно-элементная модель здания приведена на рис. 13.

Рис. 13. 3D конечно-элементная модель здания
Fig. 13. 3D finite element model of a building

При этом сложные пространственные геометрические схемы упрощены путем замены реальной конструкции условной схемой, например, балки аппроксимированы стержнями, приведенными к оси, а плиты и стены заменены пластинами, приведенными к срединной плоскости.

Расчет конструктивной системы выполнялся в пространственной (3D) расчетной схеме с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, фундамента и его основания.

При оценке НДС здания грунтовая основа существующих фундаментов заменялась упругими коэффициентами, которые получены при пространственном моделировании НДС конструкций здания.

При расчете конструктивной системы не учитывалось фактическое армирование железобетонных элементов, а потому их нелинейная работа не учитывалась.

В результате расчета конструктивной системы здания определяют: в плоских плитах перекрытий, покрытия и фундаментов – величины изгибающих и крутящих моментов, поперечных и продольных сил; в стенах – значения нормальных и касательных продольных сил, изгибающих и крутящих моментов и поперечных сил, и тому подобное.

В расчетной модели здания приняты следующие предпосылки: соединение стен с плитами перекрытия – шарнирное, стен с ростверками – шарнирное. В расчетной модели каркаса использовались расчетные параметры прочности, жесткости и геометрические параметры конструкций. Плиты перекрытия, лестничная клетка, стены и усиления фундаментов смоделированы пластинчатыми элементами, ленточные ростверки и балки – стержневыми с соответствующей продольной и гибочной жесткостями.

Остальные конструкции, не имеющие отношения к пространственной жесткости здания (перегородки, пол, потолок, кровля и др.) заданы эквивалентными нагрузками, что прикладывались в соответствующих местах расчетной модели.

Из результатов оценки НДС системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовая основа со слабым подстилающим слоем» до и после подвода под существующие ростверки ребристой монолитной железобетонной плиты МСЭ проанализируем, главным образом, распределение нормальных напряжений (в горизонтальной плоскости) в элементах стен на сообщение существующих нагрузок (включающих постоянные и временные с предельными расчетными значениями).

Полученные величины напряжений сравнивали с расчетным сопротивлением кирпичной кладки растяжения по перевязанному сечению и прочности на сжатие. В частности, принималось, что кладка выполнена из силикатного кирпича М75 и раствора М25.

Согласно ГОСТ, расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению составляет $f_{bk2}=0.11$ МПа. Расчетное сопротивление кладки на сжатие принимают $f_d=1.10$ МПа. На первом этапе моделирования был определен начальный характер напряжений в кладке стен на момент сооружения здания до возникновения дефектов для фасадов 2-и И и-2 (соответственно рис. 14 и рис. 15).

Рис. 14. Картина распределения нормальных напряжений в кладке наружных стен на фасаде 2-И до возникновения дефектов

Fig. 14. The picture of the distribution of normal stresses in the masonry of the exterior walls on the facade 2-I before the occurrence of defects

Рис. 15. Картина распределения нормальных напряжений в кладке наружных стен на фасаде I-2 до возникновения дефектов

Fig. 15. The picture of the distribution of normal stresses in the masonry of the exterior walls on the facade I-2 before the occurrence of defects

Напряжение сжатия не превышают максимальных ($f_d=1.10$ МПа), а растягивающие напряжения в горизонтальной плоскости в некоторых зонах (например, места устройства балконов) превышают максимальные значения ($f_{bk2}=0.11$ МПа), что может быть следствием несоответствия между расчетной моделью и реальной схемой распределения напряжений в кирпичной кладке.

Но также в стенах вокруг лестничной клетки прослеживаются напряжения растяжения кладки, что в некоторых зонах достигают предела прочности кладки на растяжение за перевязанным сечением, что может быть следствием неудачных объемно-планировочных решений здания или ошибок при проектировании фундаментов здания.

На втором этапе расчета были учтены изменения (существенное понижение) несущей способности свай вследствие аварии на магистральном теплотрассе и определен новый характер распределения напряжений в кладке стен за главными фасадами.

По характеру распределения напряжений возможно сделать обобщение, что из-за существенного снижения несущей способности свай после порыва магистрального теплотрассы, который привел к эффекту «отрицательного трения» с боковой поверхностью свай, произошло неравномерное смещение левой и правой частей здания вокруг ее лестничной клетки, которая имеет большую жесткость относительно этих частей. Поэтому большинство трещин сосредоточены вокруг лестничной клетки.

На схемах распределения напряжений (рис. 16 и рис. 17) линиями выделены места, где прочность кирпичной кладки стен на растяжение превышен ($f_{bk2}=0.11$ МПа), а потому наиболее возможно возникновение вертикальных трещин по перевязанной сечения. Значения напряжений сжатия не превышают допустимых значений ($f_d=1,1$ МПа).

Рис. 16. Картина распределения нормальных напряжений и соответствующих трещин в кладке наружных стен на фасаде 2-I после порыва тепловой сети, который привел к эффекту «отрицательного трения» с боковой поверхностью свай
Fig. 16. A picture of the distribution of normal stresses and corresponding cracks in the masonry of the exterior walls on the facade 2-I after a burst of the heat network, which led to the effect of "negative friction" with the side surface of the piles

На рис. 18 и на рис. 19 приведена схема размещения дефектов (трещин) наружных несущих стен по данным геотехнического мониторинга.

Рис. 17. Картина распределения нормальных напряжений и соответствующих трещин в кладке наружных стен на фасаде I-2 после порыва тепловой сети, который привел к эффекту «отрицательного трения» с боковой поверхностью свай
Fig. 17. A picture of the distribution of normal stresses and corresponding cracks in the masonry of the exterior walls on the facade of I-2 after a burst of the heat network, which led to the effect of "negative friction" with the side surface of the piles

Как видим, места расположения и характер теоретических (смоделированных МСЭ) вертикальных трещин по перевязанным сечением практически совпадают с результатами обследований.

На третьем этапе моделирования МСЭ дополнительно учтена работа элементов усиления фундаментов. На соответствующих схемах распределения напряжений (рис. 20 и рис. 21) видно, что усиление фундамента в значительной мере помогло убрать неравномерный характер распределения напряжений и приблизить его к первоначальному состоянию.

При этом сохраняется особенность распределения напряжений растяжения в кладке вокруг лестничной клетки, и их значения не превышают пределы прочности кладки на растяжение ($f_{bk2}=0.11$ МПа), или превышают их в местах аналогичных начальном состоянии здания.

Рис. 18. Схема размещения дефектов и повреждений в кладке наружных стен на фасаде 2-I, по оси В (левая торцевая блок-секция I-II) по данным мониторинга
Fig. 18. Layout of defects and damages in the masonry of the exterior walls on the facade 2-I, along the axis B (left end block section III) according to monitoring data

Рис. 19. Схема размещения дефектов и повреждений в кладке наружных стен на фасаде I-2, по оси а (левая торцевая блок-секция I-II) по данным мониторинга
Fig. 19. Layout of defects and damages in the masonry of the exterior walls on the facade I-2, along the a axis (left end block section III) according to monitoring data

Рис. 20. Картина распределения нормальных напряжений в кладке
наружных стен на фасаде 2-I после усиления фундаментов
Fig. 20. The picture of the distribution of normal stresses in the masonry of the
exterior walls on the facade 2-I after strengthening the foundations

Рис. 21. Картина распределения нормальных напряжений в кладке
наружных стен на фасаде I-2 после усиления фундаментов
Fig. 21. The picture of the distribution of normal stresses in the masonry of the
exterior walls on the facade I-2 after strengthening the foundations

В результате поэтапного (на момент сдачи здания; после порыва магистральной тепловой сети, который привел к эффекту «отрицательного трения» с боковой поверхностью свай; после усиления фундаментов) моделирование НДС системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовая основа со слабым подстилающим слоем» до подведения под существующие ростверки ребристой монолитной железобетонной плиты удалось получить фактический НДС системы.

Поля напряжений в стеновых конструкциях соответствуют фактическим трещинам, что зафиксировано при техническом обследовании. Последующие этапы моделирования учитывали фактический НДС всей системы, то есть учитывалось, что стеновые конструкции в зонах с трещинами имеют нулевую жесткость, некоторую жесткость имеют металлические тяжи.

В результате моделирования НДС системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовая основа со слабым подстилающим слоем» после подвода под существующие ростверки ребристой монолитной железобетонной плиты получены фактические напряжения как в фундаментах с элементами усиления, так и в надземных конструкциях с трещинами.

При этом фактические усилия в существующих фундаментах и элементах усиления и надземных конструкциях не превышали допустимых пределов, что позволяет утверждать об верную схему усиления свайных фундаментов. При этом остается лишь подтвердить результаты моделирования фактическим мониторингом процесса устройства усиления свайных фундаментов и процессом последующей эксплуатации здания.

Выводы

Разработана новая расчетная схема системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовая основа со слабым подстилающим слоем» до и после подвода под существующие ростверки ребристой монолитной железобетонной плиты и выполнено поэтапное (на момент сдачи здания; после порыва магистральной тепловой сети, который привел к эффекту «отрицательного трения» с боковой поверхностью свай; после усиления фундаментов) математическое моделирование с использованием МКЭ НДС этой системы для оценки особенностей совместной работы составляющих этой системы. Расчет выполнялся МСЭ в 3D расчетной схеме с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, свайного фундамента и основания под ним. При оценке НДС здания реакция свайного основания существующих фундаментов условно заменялась соответствующими коэффициентами.

Получены новые опытные данные об изменении НДС системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовая основа со слабым подстилающим слоем» вследствие подвода под существующие ростверки ребристой монолитной железобетонной плиты. Моделирование НДС системы после усиления фундамента показало, что фактическое создание плитно-свайного фундамента в значительной мере убрало неравномерный характер распределения напряжений и приблизило его к первоначальному состоянию. Доказана достаточно высокая эффективность и надежность способа усиления свайных фундаментов в составе ленточного ростверка подводом плиты.

В результате моделирования НДС системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовая основа со слабым подстилающим слоем» до подведения под существующие ростверки ребристой монолитной железобетонной плиты удалось получить фактический НДС системы, что учтено следующими этапами моделирования. В результате моделирования НДС системы после подвода под существующие ростверки ребристой плиты получены фактические напряжения как в фундаментах с элементами усиления, так и в надземных конструкциях с трещинами. При этом фактические усилия в существующих фундаментах и элементах усиления и надземных конструкциях не превышали допустимых пределов, что позволяет утверждать об верной схеме усиления свайных фундаментов.

Литература

1. Ерыков А.А. Устойчивое развитие архитектуры современных медицинских центров // Инновации и инвестиции. 2020. № 3. С. 265 – 268.
2. 2nd International Conference on Civil Engineering and Transportation, ICCET 2012 // Applied Mechanics and Materials. 2013. Vols. 256 – 259. № PART 1.
3. Building- and geotextiles with the extra power of weft // Kettenwirk-Praxis. 2004. № 1. P. 17 – 19.
4. In the realm of King Sil // Ground Engineering. 2001. Vol. 34. № 11. P. 45 – 46.
5. Proceedings of the Geo-Congress // Geotechnical Special Publication / cited By 0. 1998.
6. Proceedings of the 1997 1st National Conference of the ASCE Geo-Institute, Geo-Logan // Geotechnical Special Publication. 1997.
7. Grouting: Compaction, remediation and testing // Geotechnical Special Publication. 1997. P. 1 – 337.

8. Burland J.B.B. Mechanisms of behaviour in foundation-structure interaction – Some case histories // *Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*. 1999. P. 1143 – 1159.
9. Burland J., Jamiolkowski M., Viggiani C. Preserving pisa's treasure // *Civil Engineering*. 2002. Vol. 72. № 3. P. 42 – 49.
10. Cajka R., Burkovic K., Grundel V. Reinforced concrete structure interaction with tectonically faulted undermining territory // *fib Symposium TEL-AVIV 2013: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling and Construction, Proceedings*. 2013. P. 629 – 632.
11. Chadha A.K., Chauhan R.K., Singh M.P., Sharma U. Analysis of tunnel grouting and water pressure tests in Rampur Hydroelectric Project (412MW), SJVN Limited, India // *ITA-AITES World Tunnel Congress 2016, WTC 2016*. Vol. 3. P. 1677 – 1687.
12. Gupta T. Sinkage control of North-West corner of Kolkata high court by consolidation grouting and stabilization using Drucstone chemical grout: A case study // *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*. 2020. Vol. 5. № 1.
13. Handke D., Tempel L. North-South Urban Light Railway Cologne – A challenge for planning and construction – Technical solutions for the accomplishment of the upcoming tasks concerning the tunnels // “*Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress – Underground Space – The 4th Dimension of Metropolises*”. 2007. Vol. 2. P. 1161 – 1167.
14. Klepikov S.N., Molochkova N.N. Determination of modulus of deformation of loess soil compacted by hydroblasting method // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1991. Vol. 28. № 4. P. 172 – 178.
15. Li Y.-X., Zhu Y.-P., Ye S.-H., He Z.-M. Analysis of foundation non-uniform settlement for building on collapsible loess // *Applied Mechanics and Materials*. 2013. Vols. 353 – 354. P. 213 – 216.
16. Margarit G., Mallorquí J. J., Pipia L. Polarimetric characterization and temporal stability analysis of urban target scattering // *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*. 2010. Vol. 48. № 4 PART 2. P. 2038 – 2048.
17. Marino G.G., Abdel-Maksoud M.G. Protection measures against mine subsidence taken at a building site // *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2006. Vol. 18. № 2. P. 152 – 160.
18. Meli R., Sánchez Ramírez A.R., Rodríguez M. Protection and Monitoring of Three Temples Close to the Excavation of a Tunnel in Guadalajara, Mexico // *RILEM Bookseries*. 2019. Vol. 18. P. 2161 – 2169.
19. Pakrashi S. Rehabilitation of a Distressed Single Storied Building Founded on Expansive Soil: A Case Study // *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*. 2017. Vol. 98. № 4. P. 571 – 580.
20. Searls C. L., Slaton D., Thomasen S. E. World war II concrete structures on guam // *American Concrete Institute, ACI Special Publication*. 1991. Vol. SP-128. P. 1335 – 1346.

References

1. Erykov A.A. Sustainable development of the architecture of modern medical center. Innovation and investment. 2020. 3. P. 265 – 268. (rus.)
2. 2nd International Conference on Civil Engineering and Transportation, ICCET 2012. *Applied Mechanics and Materials*. 2013. 256 – 259. PART 1.
3. Building- and geotextiles with the extra power of weft. *Kettenwirk-Praxis*. 2004. 1. P. 17 – 19.
4. In the realm of King Sil. *Ground Engineering*. 2001. 34 (11). P. 45 – 46.
5. *Proceedings of the Geo-Congress*. Geotechnical Special Publication. cited By 0. 1998.
6. *Proceedings of the 1997 1st National Conference of the ASCE Geo-Institute, Geo-Logan*. Geotechnical Special Publication. 1997.
7. *Grouting: Compaction, remediation and testing*. Geotechnical Special Publication. 1997. P. 1 – 337.
8. Burland J.B.B. Mechanisms of behaviour in foundation-structure interaction – Some case histories. *Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*. 1999. P. 1143 – 1159.
9. Burland J., Jamiolkowski M., Viggiani C. Preserving pisa's treasure. *Civil Engineering*. 2002. 72 (3). P. 42 – 49.
10. Cajka R., Burkovic K., Grundel V. Reinforced concrete structure interaction with tectonically faulted undermining territory. *fib Symposium TEL-AVIV 2013: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling and Construction, Proceedings*. 2013. P. 629 – 632.
11. Chadha A.K., Chauhan R.K., Singh M.P., Sharma U. Analysis of tunnel grouting and water pressure tests in Rampur Hydroelectric Project (412MW), SJVN Limited, India. *ITA-AITES World Tunnel Congress 2016, WTC 2016*. 3. P. 1677 – 1687.

12. Gupta T. Sinkage control of North-West corner of Kolkata high court by consolidation grouting and stabilization using Drucstone chemical grout: A case study. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*. 2020. 5 (1).
13. Handke D., Tempel L. North-South Urban Light Railway Cologne – A challenge for planning and construction – Technical solutions for the accomplishment of the upcoming tasks concerning the tunnels. "Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress – Underground Space – The 4th Dimension of Metropolises". 2007. 2. P. 1161 – 1167.
14. Klepikov S.N., Molochkova N.N. Determination of modulus of deformation of loess soil compacted by hydroblasting method. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1991. 28 (4). P. 172 – 178.
15. Li Y.-X., Zhu Y.-P., Ye S.-H., He Z.-M. Analysis of foundation non-uniform settlement for building on collapsible loess. *Applied Mechanics and Materials*. 2013. 353 – 354. P. 213 – 216.
16. Margarit G., Mallorquí J. J., Pipia L. Polarimetric characterization and temporal stability analysis of urban target scattering. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*. 2010. 48 (4). PART 2. P. 2038 – 2048.
17. Marino G.G., Abdel-Maksoud M.G. Protection measures against mine subsidence taken at a building site. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2006. 18 (2). P. 152 – 160.
18. Meli R., Sánchez Ramírez A.R., Rodríguez M. Protection and Monitoring of Three Temples Close to the Excavation of a Tunnel in Guadalajara, Mexico. *RILEM Bookseries*. 2019. 18. P. 2161 – 2169.
19. Pakrashi S. Rehabilitation of a Distressed Single Storied Building Founded on Expansive Soil: A Case Study. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*. 2017. 98 (4). P. 571 – 580.
20. Searls C. L., Slaton D., Thomasen S. E. World war II concrete structures on guam. American Concrete Institute, ACI Special Publication. 1991. SP-128. P. 1335 – 1346.

*Erykov A.A. *, Postgraduate,
Moscow Architectural Institute, Russia*

*Corresponding author E-mail: alexem87@yandex.ru

STABILIZATION OF SUBSIDENCE OF BUILDINGS OF MODERN MEDICAL CENTERS

Abstract: the group of deformed structures includes buildings that have received unacceptable subsidence and deformation during the period of their construction and especially operation, which, however, do not interfere with the performance of their main functions, but may eventually collapse. Their causes are errors in engineering and geological surveys and design; violation of the rules for performing construction work and operation of buildings and structures. Long-term geodetic observations of the precipitation of the foundations of buildings on pile foundations have shown that both absolute and relative stabilized values of subsidence in the vast majority of cases are less than them and the normative limit values are calculated. Therefore, the group of deformed buildings on pile foundations includes somewhat less often similar objects with shallow foundations. The reasons for excessive subsidence of the foundations of pile foundations of buildings (and as a result, the occurrence and development of cracks and other deformations in load – bearing structures), in addition to these, are most often: unjustified use of increasing correction coefficients for the results of compression tests of highly acidic soils; the lower ends of the piles falling into layers of weak soil; the tip of the piles sinking from the design mark; overestimation of the bearing capacity of the piles due to non-compliance with the optimal time of their "rest" after immersion or erroneous interpretation of the graphs "load-pile sediment"; excessively close placement of neighboring piles in the plan, which when they are immersed, especially in the sand, leads to "pushing" up previously submerged; uneven loading of piles as part of the grillage; deformation of existing buildings and structures when driving piles near and tongue-and-groove, the development of pits, etc.

Keywords: center, development, construction, deformation, building

Для цитирования: Ерыков А.А. Стабилизация просадок зданий современных медицинских центров // Строительные материалы и изделия. 2021. Том 4. № 6. С. 5 – 25. DOI: 10.34031/2618-7183-2021-4-6-5-25

For citation: Erykov A.A. Stabilization of subsidence of buildings of modern medical centers. *Construction Materials and Products*. 2021. 4 (6). P. 5 – 25. DOI: 10.34031/2618-7183-2021-4-6-5-25

Поступила в редакцию 21 августа 2021 г.

Принята в доработанном виде 17 сентября 2021 г.

Одобрена для публикации 2 ноября 2021 г.

Received: August 21, 2021.

Revised: September 17, 2021.

Accepted: November 2, 2021.