

УДК 624.131

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ УПРОЧНЕНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНОЙ ИНЪЕКЦИЕЙ НА ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ

Строкова Людмила Александровна¹,
strokova@sibmail.com

Тарек Сухайб Сабах Тарек¹,
sohaib85sabab@gmail.com

Голубева Вера Валериевна¹,
golubeva@tpu.ru

Иванов Володимир²,
cvivanov@ntu.edu.sg

¹ Национальный исследовательский Томский политехнический университет,
Россия, 634050, г. Томск, пр. Ленина, 30.

² Наньянский технологический университет,
Сингапур, 639798 Наньян-Авеню, 50.

Актуальность. В последние годы строительной практики все чаще приходится проектировать объекты с наращиванием этажности на фундаментах, не рассчитанных на это. Использование этих земельных участков без специальной инженерной подготовки невозможно. Особенно перспективным становится метод инъекционного закрепления грунтов, т. к. позволяет снизить материалоемкость и стоимость усиления фундаментов, повысить распределительную способность основания.

Цель работы: изучить напряженно-деформированное состояние грунтового основания, усиливаемое инъекциями.

Методы исследования: анализ материалов инженерно-геологических изысканий для проектирования объекта и подборка картографического материала; определение прочностных и деформационных характеристик грунтов лабораторными и полевыми методами; изучение напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов с помощью специального программного комплекса на базе метода конечных элементов.

Результаты. Для оценки изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива выполнено моделирование для трех случаев: до реконструкции; при наращивании этажности сооружения; после усиления фундамента буроинъекционными сваями. Расчеты вертикальных перемещений грунтовой толщи составили до реконструкции 3,67 мм, во втором случае – 7,9 мм, в третьем – 6,5 мм. На основе результатов численного моделирования установлено, что применение грунтоцементных конструкций для усиления грунтового основания позволяет увеличить жесткость основания и снизить его вертикальные перемещения на 20 %. Определены гипотетические деформации грунтового основания при изменении механических свойств несущего слоя основания до оптимальных значений.

В дальнейшем следует уделить внимание таким вопросам, как определение геометрических размеров зоны закрепления; установление физико-механических характеристик грунтоцемента; разработка методики управляемого инъектирования грунтового массива до оптимальных прочностных и деформационных характеристик закрепляемого грунта.

Ключевые слова:

Грунт, напряженно-деформированное состояние, упрочнение, высоконапорная инъекция, метод конечных элементов, модуль деформации, угол внутреннего трения, сцепление.

Введение

Улучшение строительных свойств грунтов для усиления оснований зданий является давно назревшей и чрезвычайно важной проблемой для повышения долговечности и надежности сооружений, особенно в случаях проектирования объектов с наращиванием этажности на фундаментах, не рассчитанных на это. Использование этих земельных участков без специальной инженерной подготовки невозможно. Особенно перспективным становится метод инъекционного закрепления грунтов, т. к. позволяет снизить материалоемкость и стоимость усиления фундаментов, повысить распределительную способность основания. Вместе с тем применение этой технологии весьма ограничено из-за ее недостаточной изученности в отношении определения геометрических размеров зон закреп-

пления, параметров подачи раствора, однородности и сплошности грунтоцемента, его прочности.

Учитывая важность сохранения реконструируемых зданий, необходимость исследований, направленных на изучение процессов закрепления грунтов, являются весьма актуальными.

Методы высоконапорной инъекции нашли применение при решении широкого круга геотехнических задач. Теоретическим и практическим исследованиям таких задач посвящены работы И.И. Бройд, В.А. Богомолова, Г.Г. Болдырева, О.В. Герасимова, М.Я. Крицкого, А.Л. Ланиса, А.В. Лубягина, В.В. Лушников, А.Г. Малинина, Р.А. Мангушева, И.Т. Мирсаяпова, В.Р. Мустакимова, Л.В. Нуждина, М.Л. Нуждина, С.Д. Осипова, В.П. Писаненко, А.И. Полищука, И.И. Сахарова, А.З. Тер-Мартirosяна, К.Ш. Шадунца, У. Эл-

Mossallamy, M.F. Randolph, M.F. Jamiolkowski, L. Zdravkovic и других специалистов [1–7]. К сожалению, назначение технологических параметров инъекционного закрепления грунтов, как правило, осуществляется эмпирическим путем, на основе ранее выполненных работ на сходных объектах, вследствие чего проектное решение далеко не всегда получается оптимальным.

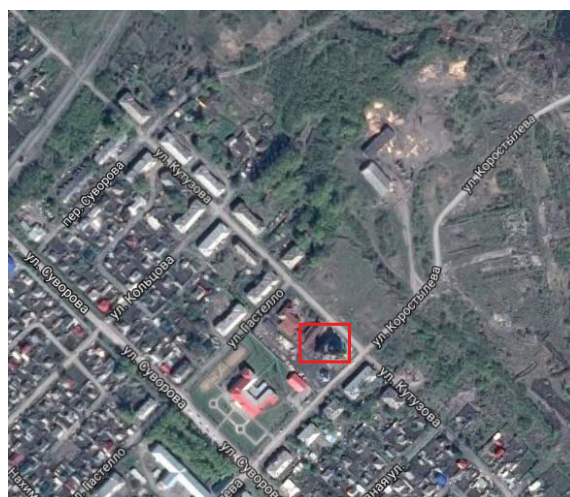
Цель работы: изучить характер распределения напряжений в основании здания, оценить влияние закрепления на несущую способность и деформативность основания.

В задачи исследования входило: анализ отечественного и зарубежного опыта закрепления грунтов по литературным и фондовым источникам; сбор, систематизация и анализ имеющихся территориальных геологических сведений; составление модели грунтового массива, моделирование изменений напряженно-деформированного состояния грунтового основания после наращивания этажности и усиления.

В административном отношении исследуемая площадка расположена по адресу: г. Ленинск-Кузнецкий, ул. Коростылева, 6, в пределах малоэтажной городской застройки (рис. 1).

Характеристика участка

Владелец объекта: местная религиозная организация – православный Приход храма Пресвятой Богородицы в честь иконы «Иверская» г. Ленинск-Кузнецкий. В 1998 г. Свято-Серафимо-Покровскому монастырю было отдано здание бывшего детского сада в отдаленном районе города, тогда же начались строительные работы. Проект однопрестольной церкви (размерами десять на десять метров) к октябрю 2005 г. был заменен на новый проект трехпрестольной церкви размерами 33×26 м, с переменной высотой от 4,71 до 38 м с тремя круглыми алтарями [8]. Количество этажей – 2 этажа с подвалом под частью здания и цокольный в северной части фасада (рис. 2). Максимальные отметки храма: центрального купола +32,0 м; встроенной колокольни +38,0 м. Фундамент здания ленточный на естественном основании. Здание II уровня ответственности. Материал фундаментов – монолитный железобетон, стены – кирпичные, перекрытие монолитное железобетонное. 21 сентября 2006 г. закончены работы по бетонированию железобетонного перекрытия фундамента (нулевой цикл). 27 июля 2007 г. начата кладка стен храма. Однако при увеличении высоты здания в 2014 г. в фундаменте появились трещины, что потребовало привлечения специалистов по обследованию площадки. В 2015 г. ООО «Гео-техника» провела работы по обследованию и усилению фундамента армированием [9], материалы этих исследований использованы при написании данной работы. Усиление проводилось методом высоконапорной инъекции цементно-песчаного раствора под фундамент для повышения физико-механических характеристик грунтов.



Участок работ

Рис. 1. Местоположение участка работ

Fig. 1. Location of site investigation



Рис. 2. Вид храма [9]

Fig. 2. View of the church [9]

Рельеф. Участок слабонаклонный в северо-западном направлении. Абсолютные отметки поверхности изменяются от 265,5 до 261,5 м.

В геоморфологическом отношении район представляет собой аккумулятивно-денудационную слабоволнистую равнину. Площадка расположена на водораздельном склоне, примыкающем к долине р. Иня. Поверхность площадки спланирована. Окружающая территория застроена, присутствуют подземные водонесущие коммуникации.

Геологические условия площадки изучены по 4 скважинам и 3 шурфам, расположение которых представлено на рис. 3. В геологическом строении территории принимают участие верхнепермские отложения осадочного комплекса, перекрытые с поверхности толщей рыхлых четвертичных отложений.

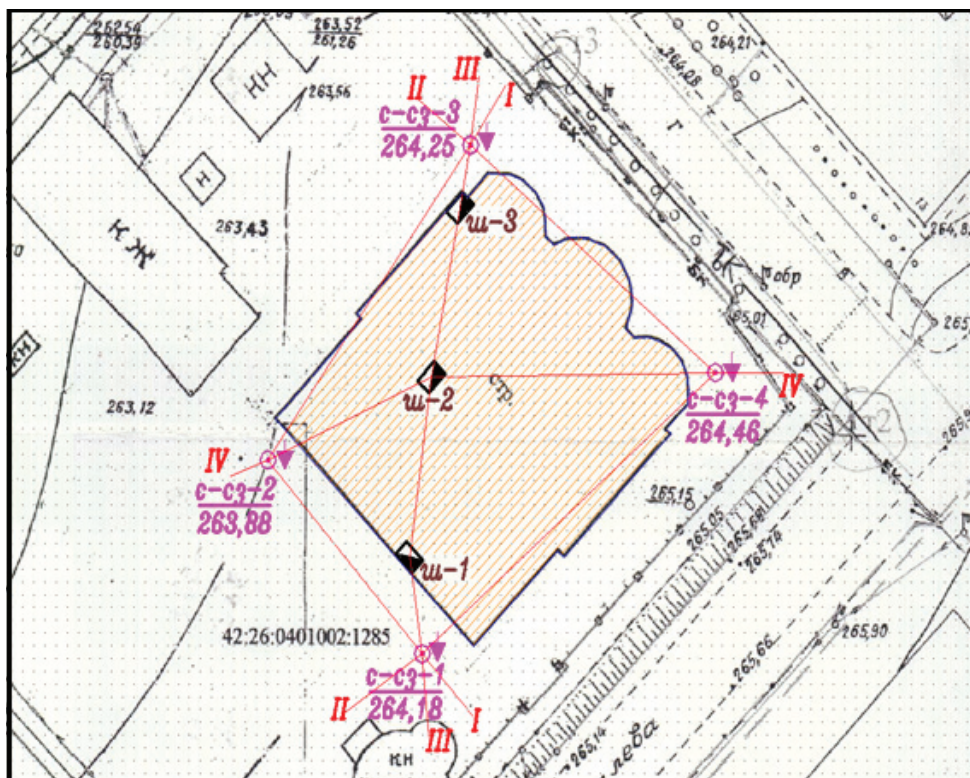


Рис. 3. Схема расположения горных выработок, 2015 г. [9]

Fig. 3. Layout of boreholes and pits, 2015 [9]

Верхнепермские породы представлены континентальными осадками ильинской подсерии (P_{2il}) – песчаниками с прослоями и линзами алевролитов, аргиллитов, конгломератов.

На размытой поверхности верхнепермских отложений залегают четвертичные образования, представленные элювиальными отложениями, перекрытые чехлом лессовидных суглинков.

Геолого-литологический разрез (рис. 4), изученный до глубины 15,0 м, представлен (сверху вниз) следующими разновидностями грунтов:

Слой 1 (tQ_{IV}). Насыпной грунт, представленный смесью почвы и суглинка с включениями обломков кирпича до 20 %. Распространен повсеместно, залегает с поверхности. Мощность слоя 0,5...4,2 м.

Слой 2 (adQ_{III-IV}). Суглинок бурый, аллювиально-делювиальный, от твердой до мягкопластичной консистенции, ожеженный, насыщенный водой. Залегает в виде пласта до глубины 6,6...8,4 м.

Слой 3 (adQ_{III-IV}). Глина с линзами суглинка. Грунт серовато-бурого цвета и пестроцветный элювиальный твердой консистенции с примесью углестого материала. Залегает в виде пласта до глубины 9,0...12,5 м.

Слой 4 (eQ_{II}). Структурный элювий – продукт выветривания песчаников, аргиллитов и алевролитов, представляет собой дисперсную зону коры выветривания осадочных пород. Грунт с сохранившимися, но сильно ослабленными структурными

связями, прочность которых с глубиной нарастает. Грунт сохранил сплошность, текстурные и структурные особенности материнских пород, но имеет низкую прочность. КERN разламывается и растирается руками. Грунт неоднородный по составу, что обусловлено различной степенью выветривания и состава исходного материала. Залегает в виде пласта вскрытой мощностью 2,5...6,0 м [9].

Глубина промерзания грунтов зависит от высоты снежного покрова и изменяется в пределах 1,5...3,0 м. Нормативная глубина сезонного промерзания для суглинков, определенная по формуле 5.5.3 СП 22.13330.2011, составляет 188 см, для крупнообломочных грунтов – 277 см [9].

Гидрогеологические условия. Уровень подземных вод на период изысканий (март 2015 г.) установлен в пробуренных скважинах на глубине 5,3...7,0 м (абсолютные отметки 257,25...258,88 м) от поверхности земли. Водовмещающими грунтами являются суглинки слоя 2 (элемент 26). Коэффициент фильтрации составляет: у насыпного грунта – 0,1 м/сут; у инженерно-геологических элементов 2а и 2б – 0,01...0,05 м/сут.

Питание водоносного горизонта местное, инфильтрационное и в значительной степени зависит от количества атмосферных осадков, интенсивности процесса снеготаяния, утечек из водонесущих коммуникаций, бокового притока с соседних вышерасположенных участков. Разгрузка осуществляется в местную гидросеть и трещиноватые

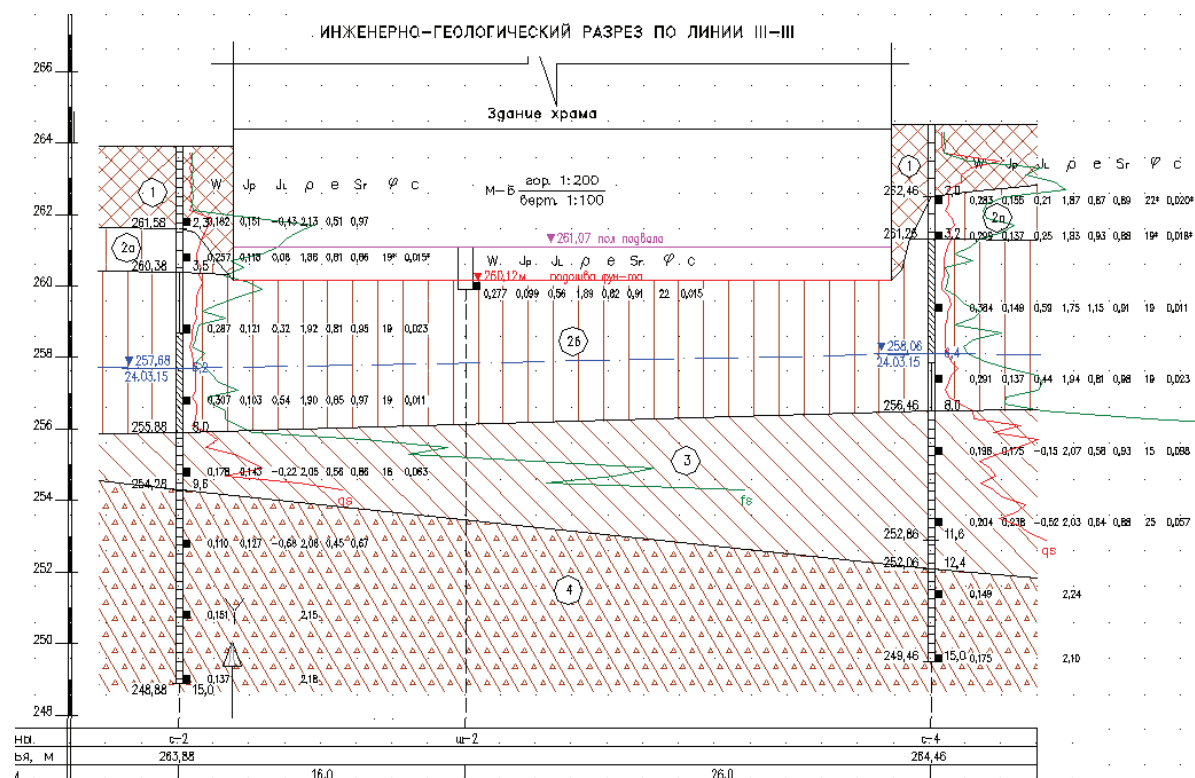


Рис. 4. Инженерно-геологический разрез участка [9]

Fig. 4. Engineering-geological cross-section of the site [9]

скальные грунты, частично расходуется на испарение. Режим подземных вод неустойчивый и определяется климатическими и техногенными условиями. Повышение уровня наблюдается в паводковые периоды года и во время сильных дождей. Максимум подъема уровня приходится на май–июнь, минимальное положение – в январе–феврале. Амплитуда сезонного колебания уровня подземных вод в разрезе года может составлять 1,0...1,5 м. Подземные воды неагрессивны к бетонам любых марок по водонепроницаемости [9].

Свойства грунтов, специфические грунты. На основании анализа характера пространственной изменчивости показателей физико-механических свойств грунтов на площадке выделены следующие инженерно-геологические элементы:

Элемент 1. Насыпной грунт (специфический грунт). Представлен смесью почвы и суглинка с включениями обломков кирпича до 20 %. Грунт отсыпан сухим способом, характеризуется неоднородным составом, сложением и плотностью и представляет собой обратную засыпку котлована и планировочную подсыпку территории. Обладает более высокими, чем нижележащие слои, фильтрационными характеристиками, что приводит к дополнительной инфильтрации поверхностных вод и фильтрации утечек из подземных водонесущих коммуникаций. По условиям формирования грунт относится к отвалам. Ориентировочное время самоуплотнения при таком способе отсыпки –

10–15 лет. Сведения о времени отсыпки отсутствуют. Залегают грунт в виде пласта мощностью 0,5...4,2 м [9].

Элемент 2а. Суглинок легкий и тяжелый пылеватый, твердой и полутвердой консистенции, плотность грунта 1,81...1,92 г/см³ (нормативное значение 1,86 г/см³), коэффициент водонасыщения $S_r=0,83...0,89$ (нормативное значение 0,86).

По статическому зондированию удельное сопротивление грунта конусу зонда 0,4...1,9 МПа (нормативное 1,0 МПа), на муфте трения 5...92 кПа (нормативное 34 кПа), модуль деформации 7,0 МПа.

При дополнительном замачивании перейдет в тугопластичное и мягкопластичное состояние, прочностные и деформационные характеристики грунта снизятся. Залегают выше подошвы фундаментов в виде невыдержанного по вертикали и простирацию пласта мощностью 1,2...3,1 м.

Элемент 2б. Суглинок легкий и тяжелый пылеватый, тугопластичной и мягкопластичной консистенции, плотность грунта 1,75...1,94 г/см³ (нормативное значение 1,86 г/см³), коэффициент водонасыщения $S_r=0,83...0,98$ (нормативное значение 0,92). По статическому зондированию удельное сопротивление грунта конусу зонда 0,4...2,1 МПа (нормативное 0,8 МПа), на муфте трения 5...60 кПа (нормативное 21 кПа), модуль деформации 5,6 МПа. При дополнительном замачивании перейдет в текучепластичное состояние, прочностные и деформационные характеристики грунта

снижаться. Залегают в основании фундаментов в виде пласта мощностью 3,0...4,5 м.

Элемент 3. Глина легкая пылеватая с линзами суглинка тяжелого. Грунт твердой консистенции, плотность грунта 1,86...2,07 г/см³ (нормативное значение 2,02 г/см³), коэффициент водонасыщения $S_r=0,83...0,98$ д.е. (нормативное значение 0,92). Относительное содержание органического вещества 0,08...0,16. По статическому зондированию удельное сопротивление грунта конусу зонда 1,1...10,5 МПа (нормативное 3,3 МПа), на муфте трения 54...441 кПа (нормативное 219 кПа), модуль деформации 23,1 МПа.

При дополнительном замачивании прочностные и деформационные характеристики грунта не изменяются. Залегают под суглинком элемента 2б в виде пласта мощностью 1,6...4,4 м.

Элемент 4. Структурный элювий. В соответствии с классификацией ГОСТ 25100–2011 представлен суглинком тяжелым пылеватым и глиной легкой пылеватой и тяжелой пылеватой. Грунт твердой консистенции, плотность грунта 1,91...2,24 г/см³ (нормативное значение 2,12 г/см³), коэффициент водонасыщения $S_r=0,65...0,92$ (нормативное значение 0,76). Расчетные значения прочностных и деформационных показателей при доверительной вероятности 0,85 приняты по таблицам Б.7 СП 22.13330.2011: модуль деформации, $E = 25$ МПа; угол внутреннего трения, $\varphi=29^\circ$; удельное сцепление, $c = 58$ кПа; расчетное сопротивление $R_0 = 500$ кПа принято по таблице (В.8). Залегают в виде пласта вскрытой мощностью 2,5...6,0 м.

Грунты обладают высокой коррозионной агрессивностью к углеродистой и низколегированной стали, неагрессивны к бетонным и железобетонным конструкциям. Грунты элементов 1 и 2а, залегающие в зоне сезонного промерзания, на момент изысканий относятся к категории практически непучинистых и слабопучинистых, с относительной деформации пучения менее 0,01 и 0,01...0,035 [9].

Инженерно-геологические процессы. По инженерно-геологическим и гидрогеологическим условиям строительства территория представляет собой единый район и относится к III (сложной) категории (по СП 11–105–97). Категория сложности обусловлена геологическими факторами, а также возможностью проявления неблагоприятных инженерно-геологических процессов и явлений, отрицательно влияющих на условия строительства и эксплуатацию здания и оказывающих существенное влияние при выборе проектных решений, а именно: в сфере взаимодействия здания с геологической средой участвуют четыре инженерно-геологических элемента. Характеристики свойств грунтов изменяются в плане и по глубине. Суглинки слоя 2 (элемент 2б) относятся к категории слабых, водонасыщенных, сильносжимаемых, пылевато-глинистых грунтов. Они способны медленно уплотняться (фильтрационная консолидация) под действием

статических нагрузок и находится длительное время в нестабилизированном состоянии за счет избыточного давления в поровой воде. При динамических воздействиях возможно кратковременное снижение несущей способности грунтов в результате тиксотропного разжижения и, как следствие, проявление сверхнормативных деформаций основания. По типу природных условий и техногенной нагрузки площадка относится к потенциально подтопляемой II-Б₁ типа (прил. И, СП 11–105–97).

В процессе дальнейшего строительного освоения территории, эксплуатации зданий, сооружений и подземных водонесущих коммуникаций, в результате нарушения условий поверхностного и подземного стока (барражирующее действие свайных фундаментов), утечек из подземных трасс канализации, водоснабжения и теплоснабжения, уменьшения испарения под зданиями и асфальтобетонными покрытиями, возможно дальнейшее постепенное повышение влажности грунтов до полного насыщения водой и появление водоносного горизонта на глубине 2,5...3,0 м от поверхности земли, за счет общего подтопления территории в целом и местных техногенных увлажнений грунтов верхней толщи.

На площадке неизбежно развитие сил морозного пучения, так как грунты, залегающие в зоне сезонного промерзания (элементы 1, 2а), с учетом прогноза подтопления, перейдут в категорию сильно и чрезмернопучинистых с относительной деформацией пучения более 0,07.

По результатам сейсмического микрорайонирования территория по сейсмической интенсивности оценивается для карты ОСР-97А – 6 баллов, для карты ОСР-97В – 7 баллов [9].

По результатам инженерно-геологического обследования площадки в 2015 г. было проведено усиление грунтового основания храма, детали описаны ниже.

Армирование грунтового основания храма

Усиление проводилось методом высоконапорной инъекции цементно-песчаного раствора под фундамент (цементации) для повышения физико-механических характеристик грунтов. Метод обычно применяют для закрепления грунтов, обладающих большой водопроницаемостью, способ является наиболее экономичным и щадящим для здания [9].

В зависимости от типа закрепляемого грунта и используемого вида цемента, инъекция выполняется в напорном режиме (под повышенным давлением с образованием гидроразрывов) и в режиме пропитки (под низким давлением с заполнением всех пор, без нарушения сплошности массива). В напорном режиме, как правило, закрепляют пески, супеси, суглинки и лессы обычными цементами. В режиме пропитки обычными цементами возможно закрепление гравелистых песков, трещиноватых и карстовых пород с коэффициентами фильтрации от 1 до 30 м/сут [8].

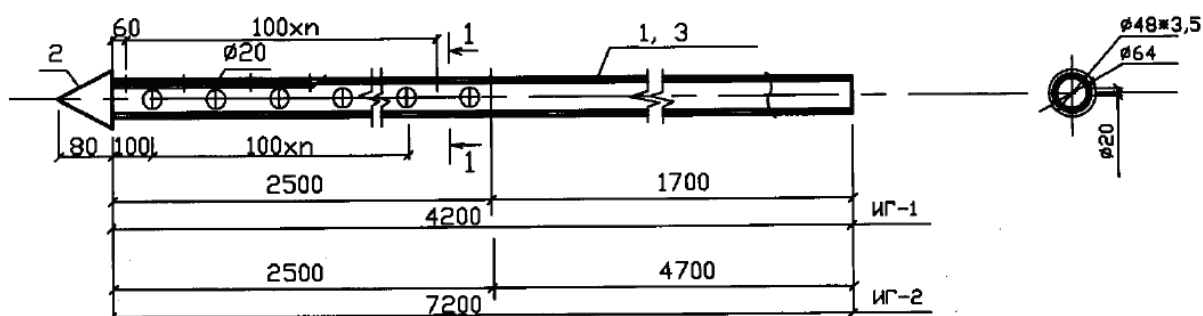


Рис. 5. Конструкция инжекторов ИГ-1, ИГ-2 [9]

Fig. 5. Grout pipes of type 1 and 2 [9]

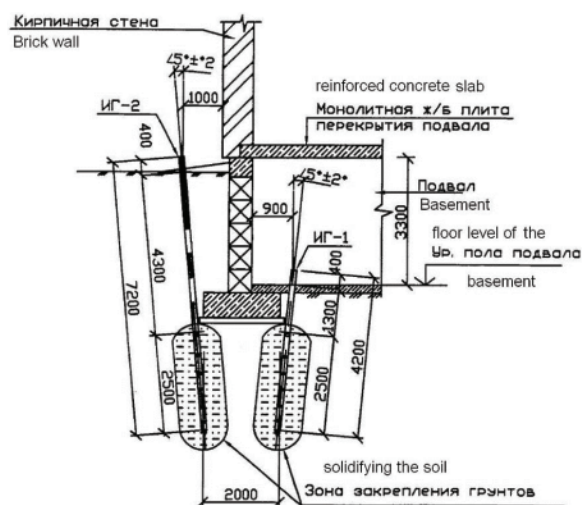


Рис. 6. Усиление грунтов основания

Fig. 6. Diagram of the underpinning method by jet-grouting for ground reinforcement under spread footing

После установки инжекторов 2-х типов (рис. 5, 6) затрубное пространство затампонировано жестким цементно-песчаным раствором состава 1/3. Всего было использовано 204 инжектора. Внутри подвала установлено 70 инжекторов типа ИГ-1 (длиной 4,2 м), снаружи и внутри храма установлено 134 инжектора типа ИГ-2 (длиной 7,2 м).

Нагнетание дементно-песчаного раствора с водоцементным отношением $В/Ц=0,55...0,6$ выполнялось под давлением $4...7$ атм. (рис. 7) до отказа, под которым понималось отсутствие расхода раствора в течение 10 минут при заданном давлении. Контрольный расход дементно-песчаного раствора

на перфорированную часть инжекторов составляет 0,5 м³. Перед нагнетанием вся гидросистема (бункер, насос, шланги, инжектор) собирается на строительной площадке с соединением шлангов и труб инвентарными хомутами, к концу шлангов присоединяется труба с заглушкой и в течение 10...20 минут испытывается водой на давление, превышающее давление нагнетания 2...3 атм.



Рис. 7. Процесс нагнетания раствора под фундамент здания

Fig. 7. Execution of jet grouting in the basement

Таблица 1. Параметры грунтов

Table 1. Soil data sets parameters

Параметры/элемент грунта/Parameters/Unit of soil			1	2a	2б	3	4
γ_{unsat}		Удельный вес грунта/Soil unit weight above phreatic level	19,00	18,4	18,4	19,8	20
γ_{sat}	кН/м^3 kN/m^3	Удельный вес водонасыщенного грунта Soil unit weight below phreatic level	19	19	18,9	20,8	21
$E_{\text{SO}}^{\text{ref}} = E_{\text{Oed}}^{\text{ref}}$	$\text{кН/м}^2 / \text{кН/м}^2$	Модуль Юнга при первичном нагружении/Young' modulus	50000	7000	6000	23000	25000
power (m)	–	Показатель степени компрессионной кривой Power for stress-level dependency of stiffness	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5
c_{ref}	$\text{кН/м}^2 / \text{кН/м}^2$	Сцепление/Cohesion	1	18	11	6	58
φ	[°]	Угол внутреннего трения/Internal friction angle	30	19	16	11	29
ψ		Угол дилатансии/Dilatancy angle	0				
$E_{\text{ref}}^{\text{ref}}$	$\text{кН/м}^2 / \text{кН/м}^2$	Модуль Юнга при разгрузке – повторном нагружении Unloading /reloading stiffness	300000	21000	18000	69000	75000
$\nu_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	–	Коэффициент Пуассона/Poissons's ratio	0,2				

Для усиления грунтов основания применялся раствор из песка мелкого, пылеватого и средней крупности с примесью пылеватых и глиняных частиц от 2 до 20 %. При приготовлении цементно-песчаного раствора используется следующий состав (на 1 м³): песок – 1150 кг; цемент М400 – 750 кг; вода – 150 л; специальные добавки для улучшения удобоукладываемости смеси и антикоррозионные добавки.

В результате инъекции раствора в грунты надежность конструкции повышается, а сейсмостойкость увеличивается на 1–2 балла [9]. Описанная технология широко применяется в Сибирском и Уральском регионах, разработан ряд технических решений, обеспечивающих ее эффективность.

Оценка напряженно-деформированного состояния грунтового массива

Изучение напряженно-деформированного состояния грунтового массива проводилось для выбранного объекта в программе PLAXIS – пакете конечных элементов, разработанной специально для анализа деформаций и устойчивости оснований и фундаментов инженерных сооружений. Моделирование осуществлено по разрезам поперек здания. В расчетах использовалась упруго-пластическая модель с изотропным упрочнением *Plaxis Hardening Soil* [10], для задания которой необходимы параметры грунтов, приведенные в табл. 3.

Здание моделировалось жесткой плитой, опертой на межузловые анкеры. Удельный вес плиты представлял собой нагрузку от целого здания. Данные по материалам фундаментов присвоены межузловым анкерам. Механические свойства анкеров следующие: нормальная жесткость 20МН, максимальные усилия сжатию/растяжению 1·10¹⁵ кН, шаг расстановки анкеров 1 м. Характеристики фундаментной плиты представлены в табл. 2.

Было создано три модели: в первой модели здание одинаковой этажности (а именно первоначальный проект – одноэтажное здание детского сада), во второй модели показано изменение нагрузки на центральную часть плиты при наращивании высо-

ты здания и переделки его в храм. В третьей модели смоделировано упрочнение грунтового массива. Моделирование упрочнения грунтового массива проводилось двумя операциями: 1) установка иньекторов – моделировалось удлинением анкеров; 2) закачка цементно-песчаного раствора и создание техногенного массива – моделировалось изменением физико-механических свойств грунта 2б, таких как удельный вес грунта, модуль общей деформации, сцепление и угол внутреннего трения.

Таблица 2. Механические свойства фундамента (Плиты)

Table 2. Material properties of the footing (Plates)

№ No.	Имя Name	Высота, м Height, m	Нормальная жесткость, EA Normal stiffness	Изгибная жесткость, EI Flexural rigidity	Вес, w Weight	Коэффициент Пуассона, ν Poisson's ratio
			кН/м	кНм ² /м	кН/м ²	–
1	f1	3,25	20000	1000	3,40	0,33
2	f2	10,25	50000	3000	4,00	
3	f3	31,50	80000	6000	9,40	

Расчеты осадки по первой модели составили 3,67 мм, по второй модели – 7,90 мм, по третьей модели – 6,53 мм (рис. 8).

Поскольку на данном объекте после упрочнения грунтового массива не производился геоконтроль за изменением физико-механических свойств, рассмотрим изменение напряженно-деформированного состояния упрочняемого грунтового массива при назначенных значениях деформируемости и прочности инженерно-геологического элемента 2б.

На рис. 9 представлены результаты моделирования по оценке влияния изменения каждого параметра в отдельности на величину осадки.

Обсуждение результатов моделирования

Результаты расчета напряженно-деформированного состояния грунтового основания, выполненные при помощи программного комплекса «Plaxis» на базе метода конечных элементов, показали, что

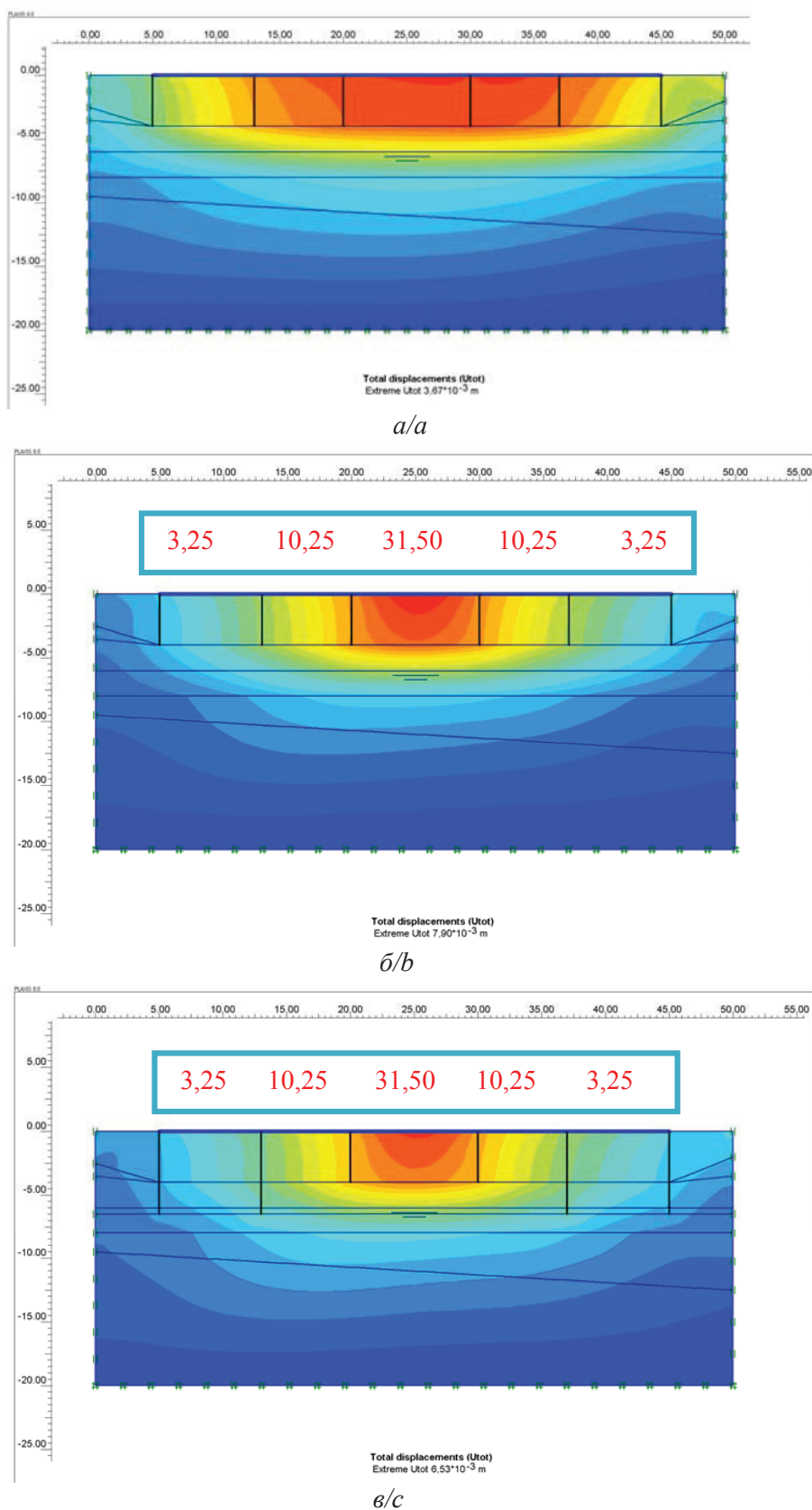


Рис. 8. Распределение вертикальных перемещений: а) модель (1) – здание одинаковой этажности, высота 3,25 м; б) модель (2) – здание с изменяющейся высотой 3,25...31,50; в) модель (3) – с упрочнением грунтового массива

Fig. 8. Vertical displacement: а) before rebuilding; б) after rebuilding, before underpinning and grouting; в) after underpinning and grouting

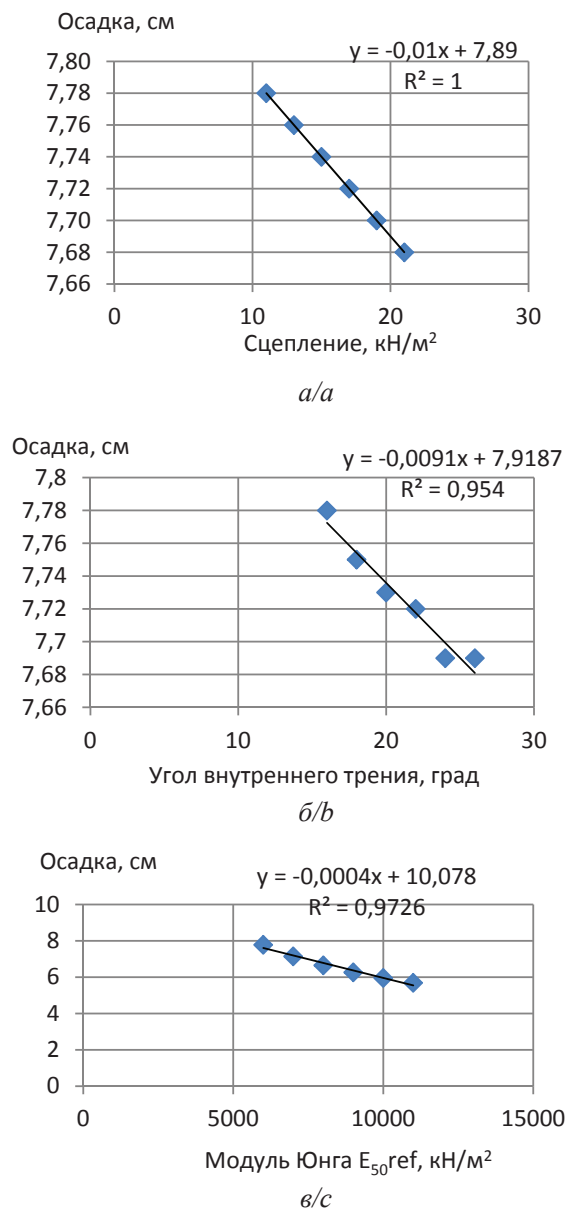


Рис. 9. Изменение осадки при варьировании: а) сцепления; б) угла внутреннего трения; в) модуля деформации грунта

Fig. 9. Change of vertical displacement by varying: a) cohesion; б) angle of internal friction; в) deformation modulus of soil

- вертикальные перемещения по первой модели составили 3,67 мм (рис. 8, а);
- вертикальные перемещения по второй модели с наращиванием этажности составили 7,90 мм (рис. 8, б);
- вертикальные перемещения по третьей модели с упрочнением грунтового основания – 6,53 мм (рис. 8, в);

- при увеличении сцепления от 10 до 20 кПа величина осадки изменится незначительно, в интервале 7,78–7,68 мм (рис. 9, а);
- при увеличении угла внутреннего трения в интервале от 16 до 26 градусов осадка уменьшится также незначительно, с 7,78 до 7,69 мм (рис. 9, б);
- при увеличении модуля деформации в интервале от 6000 до 11000 кН/м² осадка уменьшится с 7,78 до 5,69 мм (рис. 9, в).

Проверка результатов моделирования проводилась путем сравнения расчетных данных с пространственно-координатным положением конструкций. Значения вертикальных перемещений, предсказанные в ходе упруго-пластического моделирования, показывают небольшое отклонение от данных полевых работ. Тот факт, что реальное значение больше расчетного, можно объяснить дополнительными технологическими осадками при устройстве инъекторов. Как было установлено в работах [11–20], в численных расчетах деформаций оснований определение параметров деформируемости грунтов для задания упруго-пластической модели требует выполнения трехосных испытаний, которые не являются обязательными для сооружений второго уровня ответственности.

Выводы

1. Полученные результаты численных расчетов, учитывающие значительную неоднородность грунтов основания, могут рассматриваться как удовлетворительные. По расчетным сечениям прослеживается несимметричное распределение напряжений-деформаций, связанное главным образом с несимметричностью конструкций подземной части здания. Осадки фундамента зависят от нагрузки, максимальные деформации наблюдаются под центром здания.
2. Увеличение модуля деформации грунтов при упрочнении инъекциями значительно уменьшает величину осадки грунтового основания (до 20 %).
3. В дальнейшем следует уделить внимание таким вопросам, как определение геометрических размеров зоны закрепления; установление физико-механических характеристик грунтоцемента; разработка методики управляемого инъектирования грунтового массива до оптимальных прочностных и деформационных характеристик закрепляемого грунта, требующим проведения экспериментально-теоретических исследований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тер-Мартирян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Особенности определения параметров современных моделей грунта в ходе лабораторных испытаний // *Геотехника*. – 2016. – № 1. – С. 66–72.
2. Болдырев Г.Г., Хрянина О.В. Оценка влияния эффекта армирования на напряженно-деформированное состояние песчаного основания // *Вестник ТГАСУ*. – 2003. – № 1. – С. 222–225.
3. Плитно-свайный фундамент для зданий повышенной этажности / Р.А. Мангушев, А.В. Игошин, Н.В. Ошурков, А.Б. Фадеев // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. – 2008. – № 1. – С. 15–19.
4. Mayne P.W. Keynote lecture: in-situ geocharacterization of soils in the year 2016 and beyond // *Advances in Soil Mechanics: Geotechnical Synergy: Proc. 15th PCSMGE*. – Buenos Aires, 2015. – Amsterdam: IOS Press, 2015. – V. 5. – P. 139–161.
5. Examination of the potential of the SDMT to estimate in-situ stiffness decay curves / S. Amoroso, P. Monaco, B.M. Lehan, D. Marchetti // *Soils and Rocks*. – 2014. – V. 37 (3). – P. 177–194.
6. El-Mossallamy Y., Lutz B., Richter T. Innovative Application of Piled Raft Foundation to Optimize the Design of High-Rise Buildings and Bridge Foundations // *Proceedings of the 10th International Conference on Piling and Deep Foundations* / Eds. J. Lindenberg, M. Bottiau, A.F.van Tol. – Amsterdam, 31 May – 2 June, 2006. – P. 269–278.
7. Randolph M.F., Jamiolkowski M.B., Zdravkovic L. Load Carrying Capacity of Foundations // *Advances in Geotechnical Engineering: the Skempton Conference* / Eds. R.J. Jardine, D.M. Potts, M. Huggins. – London, UK, 2004. – P. 207–240.
8. Технический отчет по инженерно-геологическим изысканиям: Объект: «Обследование грунтов по площадке строительства Иверской церкви в г. Ленинск-Кузнецкий (рабочий проект)». Шифр 0553. – Кемерово: ГУП «Кузбассдорфондпроект», 2004. – 32 с.
9. Сахаров В.Н., Минтянов Ю.В. Технический отчет по инженерно-геологическим изысканиям: Объект: «МРО православный приход храма Пресвятой Богородицы в честь иконы «Иверская» г. Ленинск-Кузнецкий КО Кемеровской епархии РПЦ (МП)». Шифр 37–15. – Кемерово: ООО «Геотехника», 2015. – 76 с.
10. Plaxis: *Material Models Manual*. 2016. – 216 p.
11. Karst hazard assessment in the design of the main gas pipeline (South Yakutia) / L.A. Strokova, E.M. Dutova, A.V. Ermolaeva, I.N. Alimova, A.B. Strelnikova // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – 2015. – V. 27. – 6 p.
12. Strokova L.A., Teterin E.A. Identification, diagnosis and ranking of risks of geohazard in pipeline and urbanized territories // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – 2016. – V. 43. – 6 p.
13. Strokova L.A., Ermolaeva A.V., Golubeva V.V. The Investigation of Dangerous Geological Processes Resulting in Land Subsidence while Designing the Main Gas Pipeline in South Yakutia // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – 2016. – V. 43. – 6 p.
14. Purgina D.V., Strokova L.A., Kuzevanov K.I. Modeling of changing hydrogeological conditions during construction of pier foundations on the Kama river bank // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – 2016. – V. 33. – 6 p.
15. Решетько М.В., Моисеева Ю.А. Климатические особенности и статистические оценки изменения элементов климата в районах вечной мерзлоты на территории севера Западной Сибири // *Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов*. – 2016. – Т. 327. – № 4. – С. 108–118.
16. Mangushev R.A., Konyushkov V.V., Dyakonov I.P. Analysis of Practical Application of Screw-in Cast Piles // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. – 2014. – V. 51 (5). – P. 227–233.
17. Zharkova N., Latypov A. Regularities of slope processes forming on the «Kazan» ski complex area (Russia) // *International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM*. – Albena, Bulgaria, 2014. – V. 2 (1). – P. 755–760.
18. Latypov A., Zharkova N., Nuriyev I. Landslide hazard assessment in city under construction Innopolis (Russia) // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – 2016. – № 33. – 6 с.
19. Influence of soil grouting on the shallow tunnel linings stress state in urban areas / N. Fotieva, N. Bulychev, A.S. Sammal', S. Antziferov, P.V. Deev // *The 4th Dimension of Metropolises: Proc. 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress (Underground Space)*. – Prague, Czech Republic, 2007. – P. 439–444.
20. Design of shallow tunnel linings under seismic effects of earthquakes / N. Fotieva, A. Sammal, P. Deev, N. Bulychev // *Proc. 16th Int. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment*. – Osaka, Japan, September 12–16, 2005. – V. 3. – P. 1607–1610.

Поступила 18.08.2017 г.

Информация об авторах

Строкова Л.А., доктор геолого-минералогических наук, профессор кафедры гидрогеологии, инженерной геологии и гидрогеоэкологии Института природных ресурсов Национального исследовательского Томского политехнического университета.

Тарек Сухайб Сабах Тарек, магистрант кафедры гидрогеологии, инженерной геологии и гидрогеоэкологии института природных ресурсов Национального исследовательского Томского политехнического университета.

Голубева В.В., старший преподаватель кафедры методики преподавания иностранных языков Института развития стратегического партнерства и компетенций Национального исследовательского Томского политехнического университета.

Иванов В., доцент Школы гражданского строительства и охраны окружающей среды, Наньянский технологический университет.

UDK 624.131

NUMERICAL MODELING OF INFLUENCE OF SOIL MASS REINFORCEMENT WITH CEMENT-SAND GROUTING ON FOUNDATION DEFORMATION

Lyudmila A. Strokova¹,
strokova@sibmail.com

Tarek Sohaib Sabah Tarek¹,
sohaib85sabah@gmail.com

Vera V. Golubeva¹,
golubeva@tpu.ru

Volodymyr Ivanov²,
cvivanov@ntu.edu.sg

¹ National Research Tomsk Polytechnic University,
30, Lenin Avenue, Tomsk, 634050, Russia.

² Nanyang Technological University,
50, Nanyang Avenue, 639798, Singapore.

In the last few years of building the objects are developed increasing the number of storeys on foundation not designed for this purpose. It's absolutely impossible to use such construction sites without specific engineering survey. In this case, the most perspective is the soil reinforcement method as the latter decreases the material consumption and underpinning expenses and increases the distribution of base load-bearing capacity.

The aim of the research is to study the stress-strain state of subsoil and estimate the reinforcement impact on the load-bearing capacity and foundation deformation.

The methods used in the study: the analysis of materials of engineering-geological researches for designing object. Strength and deformation characteristics of soils were determined by the laboratory and field methods. The jet grouting was applied in reinforcement of building foundations. This technique depends on the characteristic features of the foundation soil, relevant type of foundation and surrounding conditions. The numerical analyses were carried out with three typical load intensities, proving that the intensity of the foundation settlement being influenced by the growth of soil stiffness and strength.

The results. Simulation determines the stress-strain changes of soil mass under constructed building and predicting changes under conditions of underpinning by bored piles. Vertical soil displacements is 7,9 mm before underpinning, while it is 6,5 mm after underpinning. It is defined that the use of jet structures to strengthen the ground base allows increasing the rigidity of the base and reducing its vertical movement by 20 %. The hypothetical displacements of the base to the optimal values were identified at varying its mechanical properties.

Key words:

Soil, stress-strain state, reinforcement, high-pressure injection, finite element method, modulus of deformation, angle of internal friction, cohesion.

REFERENCES

1. Ter-Martirosyan A.Z., Mirny A.Yu., Sobolev E.S. Peculiarities of defining the parameters of soil modern models in laboratory tests. *Geotechnics*, 2016. vol. 1, pp. 66–72. In Rus.
2. Boldyrev G.G., Khryanina O.V. Evaluation of the reinforcement effect on stress-strain state of sand foundation. *Bulletin of the Tumen University*, 2003, vol. 1, pp. 222–225. In Rus.
3. Mangushev R.A., Igoshin A.V., Oshurkov N.V., Fadeev A.B. Piled raft foundation for high-rise buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2008, vol. 1, pp. 15–19. In Rus.
4. Mayne P.W. Keynote lecture: In-situ geocharacterization of soils in the year 2016 and beyond. *Advances in Soil Mechanics: Geotechnical Synergy. Proc. 15th PCSMGE*. Buenos Aires, 2015. IOS Press, Amsterdam, 2015. Vol. 5, pp. 139–161.
5. Amoroso S., Monaco P., Lehane B.M., Marchetti D. Examination of the potential of the SDMT to estimate in-situ stiffness decay curves. *Soils and Rocks*, 2014, vol. 37 (3), pp. 177–194.
6. El-Mossallamy Y., Lutz B., Richter T. Innovative Application of Piled Raft Foundation to Optimize the Design of High-Rise Buildings and Bridge Foundations. *Proc. of the 10th International Conference on Piling and Deep Foundations*. Eds. J. Lindenberg, M. Bottiau, A.F. van Tol. Amsterdam, 31 May – 2 June, 2006. pp. 269–278.
7. Randolph M.F., Jamiolkowski M.B., Zdravkovic L. Load Carrying Capacity of Foundations. *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conf.* Eds. R.J. Jardine, D.M. Potts, M. Huggins. London, UK, 2004. pp. 207–240.
8. *Tekhnicheskyy otchet po inzhenerno-geologicheskim izyskaniyam: Obekt: «Obsledovanie gruntov po ploshchadke stroitelstva Iverskoy tserkvi v g. Leninsk-Kuznetsky* [Report on geotechnical investigation of Iveron Church in Leninsk-Kuznetsk]. Kemerovo, Kuzbassdortfondproekt Publ., 2004. 32 p.
9. Saharov V.N., Mintyanov Yu.V. *Tekhnicheskyy otchet po inzhenerno-geologicheskim izyskaniyam: Obekt: «MRO pravoslavnyy prikhod khrama Presvyatoy Bogoroditsy v chest ikony «Iverskaya» g. Leninsk-Kuznetsky KO Kemerovskoy eparkhii RPC (MP)» code 37–15* [Report on geotechnical investigation of Iveron Church in Leninsk-Kuznetsk]. Kemerovo, Geotekhnika Publ., 2015. 76 p.
10. *Plaxis: Material Models Manual*. 2016, 216 p.
11. Strokova L.A., Dutova E.M., Ermolaeva A.V., Alimova I.N., Strelnikova A.B. Karst hazard assessment in the design of the

- main gas pipeline (South Yakutia). *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2015, vol. 27, 6 p.
12. Strokova L.A., Teterin E. A. Identification, diagnosis and ranking of risks of geohazard in pipeline and urbanized territories. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2016, vol. 43, 6 p.
 13. Strokova L.A., Ermolaeva A.V., Golubeva V.V. The Investigation of Dangerous Geological Processes Resulting In Land Subsidence While Designing the Main Gas Pipeline in South Yakutia. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2016, vol. 43, 6 p.
 14. Purgina D.V., Strokova L.A., Kuzevanov K.I. Modeling of changing hydrogeological conditions during construction of pier foundations on the Kama river bank. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2016, vol. 33, 6 p.
 15. Reshetko M.V., Moiseeva Y.A. Climatic features and statistical evaluation of climate change in permafrost regions in the north of western Siberia. *Bulletin of the Tomsk Polytechnic University, Geo Assets Engineering*, 2016, vol. 327, no. 4, pp. 108–118. In Rus.
 16. Mangushev R.A., Konyushkov V.V., Dyakonov I.P. Analysis of Practical Application of Screw-in Cast Piles. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2014, vol. 51 (5), pp. 227–233.
 17. Zharkova N., Latypov A. Regularities of slope processes forming on the «Kazan» ski complex area (Russia). *International Multi-disciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM*. Albena, Bulgaria, 2014. Vol. 2 (1), pp. 755–760
 18. Latypov A., Zharkova N., Nuriyev I. Landslide hazard assessment in city under construction Innopolis (Russia). *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2016. Vol. 33, 6 p.
 19. Fotieva N., Bulychev N., Sammal' A.S., Antziferov S., Deev P.V. Influence of soil grouting on the shallow tunnel linings stress state in urban areas. *The 4th Dimension of Metropolises: Proc. 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress (Underground Space)*. Prague, Czech Republic, 2007. pp. 439–444
 20. Fotieva N., Sammal A., Deev P., Bulychev N. Design of shallow tunnel linings under seismic effects of earthquakes. *Proc. 16th Int. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment*. Osaka, Japan, September 12–16, 2005. Vol. 3, pp. 1607–1610.

Received: 18 August 2017.

Information about the authors

Lyudmila A. Strokova, Dr. Sc., professor, National Research Tomsk Polytechnic University.

Tarek Sohaib Sabah Tarek, student, National Research Tomsk Polytechnic University.

Vera V. Golubeva, senior lecturer, National Research Tomsk Polytechnic University.

Volodymyr Ivanov, Dr., Associate Professor, Nanyang Technological University.