

РАСЧЕТНАЯ ОЦЕНКА ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ЗДАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В. М. УЛИЦКИЙ – д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой «Основания и фундаменты» ПГУПС, научный руководитель НПО «Геореконструкция–Фундаментпроект», г. Санкт-Петербург.

А. Г. ШАШКИН – канд. техн. наук, член РОМГТиФ, генеральный директор НПО «Геореконструкция–Фундаментпроект», г. Санкт-Петербург.

К. Г. ШАШКИН – канд. техн. наук, ведущий специалист НПО «Геореконструкция–Фундаментпроект», г. Санкт-Петербург.

В. А. ВАСЕНИН – канд. техн. наук, ведущий специалист НПО «Геореконструкция–Фундаментпроект», г. Санкт-Петербург.

Даны методологические основы оценки взаимного влияния городской застройки и подземных сооружений. Приводятся результаты численных расчетов по оценке влияния проектируемого здания на комплекс сооружений метрополитена глубокого заложения, а также по оценке влияния проектируемого здания на подземные сооружения, попадающие в сжимаемую толщу, и взаимного влияния проектируемого здания и подземного сооружения. Показана эффективность комплексной системы геотехнического прогноза, являющейся основой проектных решений по реконструкции зданий в условиях плотной городской застройки, насыщенной подземными сооружениями.

ВВЕДЕНИЕ

Современный город – это живой организм, растущий ввысь, вширь и вглубь. В постперестроечное время экстенсивное развитие города («вширь»), характерное для советского периода истории, сменилось интенсивным освоением пустующих участков городской территории. В Санкт-Петербурге такие участки до сих пор остаются свободными в зонах наклонных тоннелей метрополитена, над канализационными коллекторами большого диаметра. Очевидно, что застройка этих участков является неизбежной. Недопустимо, чтобы трассы подземных коммуникаций «проявлялись» в городской застройке в виде пустырей, зон расположения невыразительных временных сооружений, формируя градостроительную ситуацию.

С другой стороны, неременным условием строительства над подземными сооружениями является обеспечение их сохранности.

© В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин,
К. Г. Шашкин, В. А. Васенин, 2004

Поэтому при застройке этих территорий необходима оценка влияния строящихся зданий и сооружений на подземные коммуникации.

1. МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ОЦЕНКИ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В новых территориальных строительных нормах «Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге» записано

$$\sum_i S_{ad\ i} \leq S_{ad\ u},$$

где $S_{ad\ u}$ – предельно допустимая дополнительная деформация (осадка, относительная неравномерность осадок, крен) для соседней застройки, существующих подземных сооружений и коммуникаций; $S_{ad\ i}$ – деформация, обусловленная влиянием i -го техногенного фактора на эту застройку.

При возведении нового здания в зоне возможного риска для существующих подземных сооружений следует рассматривать следующие техногенные факторы:

1 – изменение статических условий работы подземного сооружения при откопке котлована (временное статическое воздействие);

2 – увеличение статической нагрузки на основание (постоянное статическое воздействие);

3 – изменение гидрогеологических условий площадки при строительстве и после его окончания (временные и постоянные гидродинамические воздействия);

4 – воздействие на основание при применении различных геотехнологий (временные технологические воздействия).

Очевидно, что при строительстве зданий без развитых подземных объемов факторы 1 и 3 практически не проявляются.

Снизить влияние постоянных статических воздействий на существующие подземные сооружения можно путем:

облегчения проектируемого здания;

передачи нагрузок на основание за пределами зоны риска для подземного сооружения (устройство своего рода «моста» над подземным сооружением);

устройства «плавающего» фундамента.

Эффективное решение достигается только в двух последних случаях.

Снижение технологического воздействия возможно при использовании щадящих геотехнологий, не приводящих к расстректурированию грунтов и возбуждению колебаний основания.

При устройстве подземных коммуникаций и сооружений в зоне возможного риска для существующей застройки необходимо учитывать:

1 – изменение статических условий работы основания (например, в случаях перебора грунта при закрытой проходке подземных коммуникаций);

2 – изменение свойств грунтов основания при применении технологий временного закрепления грунта (замораживание и последующее оттаивание);

3 – динамические воздействия на основание в процессе строительства;

4 – динамические воздействия на основание при эксплуатации.

Увеличение размеров поперечного сечения горизонтальной или наклонной проходки приводит к повышению риска, обусловленного перебором грунта. К сожалению, применяемые в настоящее время технологии проходки в большинстве случаев не позволяют исключить осадки поверхности, которые могут быть весьма значительными (например, порядка 10 см при проходке горизонтального тоннеля метрополитена). При проходке наклонного тоннеля используют замораживание грунта. Оттаивание массива грунта вызывает в условиях Санкт-Петербурга осадки нагруженной поверхности, достигающие нескольких десятков сантиметров. Сохранение существующей застройки в этой ситуации возможно только при ее превентивном усилении.

При проектировании зданий на территориях, где в дальнейшем предполагается подработка, целесообразно предусматривать мероприятия, обеспечивающие снижение чувствительности зданий к неравномерным осадкам (разделение деформационными швами на блоки с увеличением пространственной жесткости каждого блока).

Современные проходческие щиты для устройства тоннелей метрополитена или микротоннелей канализационных коллекторов, как показывают проведенные нами измерения, как правило, не оказывают значительного динамического воздействия на основание (за исключением случаев встречи с препятствием). Вибрационное воздействие от движения поездов может быть исключено эффективной виброизоляцией.

Расчетный прогноз влияния каждого из перечисленных факторов и их совокупности на существующую застройку и подземные сооружения является, вероятно, наиболее трудной геотехнической задачей.

Сложность выполнения прогнозов обусловлена необходимостью рассмотрения пространственных задач, поскольку расчетные схемы, адекватные реальной ситуации, можно представить только в трехмерном изображении. Очевидно, что упрощенные модели основания (использующие различного рода коэффициенты постели) здесь совершенно неприменимы. В настоящее время единствен-

ным инструментом, позволяющим решать физически и геометрически нелинейные задачи взаимодействия зданий, их оснований и подземных сооружений в пространственной постановке, является программный комплекс FEM models, разработанный в ПГУПС и НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект».

Для оценки размеров зон риска при применении геотехнологий, оказывающих статическое и динамическое воздействие на основание, нами разработана модель структурно-неустойчивой среды [1], реализованная в библиотеке моделей программного комплекса FEM models [2]. Влияние промерзания и оттаивания грунта при устройстве подземных сооружений можно оценить с помощью криологической модели [3], также содержащейся в библиотеке программного комплекса.

Остановимся на рассмотрении одного из перечисленных выше факторов – на изменении статических условий работы основания, которое оказывается решающим при выборе проектного решения. При этом будем использовать простейшую модель грунта (упруго-пластическую), параметры которой определяются при проведении стандартных инженер-

но-геологических изысканий, а также предусмотренные действующими нормами ограничения сжимаемой толщи.

2. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ НА КОМПЛЕКС СООРУЖЕНИЙ МЕТРОПОЛИТЕНА ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Традиционно наиболее сложными и ответственными с точки зрения выбора проектного решения и соответствующих расчетных обоснований являются случаи, когда предполагаемые пятна застройки располагаются непосредственно над наклонными ходами станций метрополитена и другими подземными сооружениями, а также вблизи канализационных и коммуникационных коллекторов, водопроводных и электрических сетей и т. д. Такие случаи строительства относятся к третьей, наивысшей, геотехнической категории сложности.

В нашей практике геотехнических расчетов по определению взаимного влияния проектируемых зданий и подземных сооружений

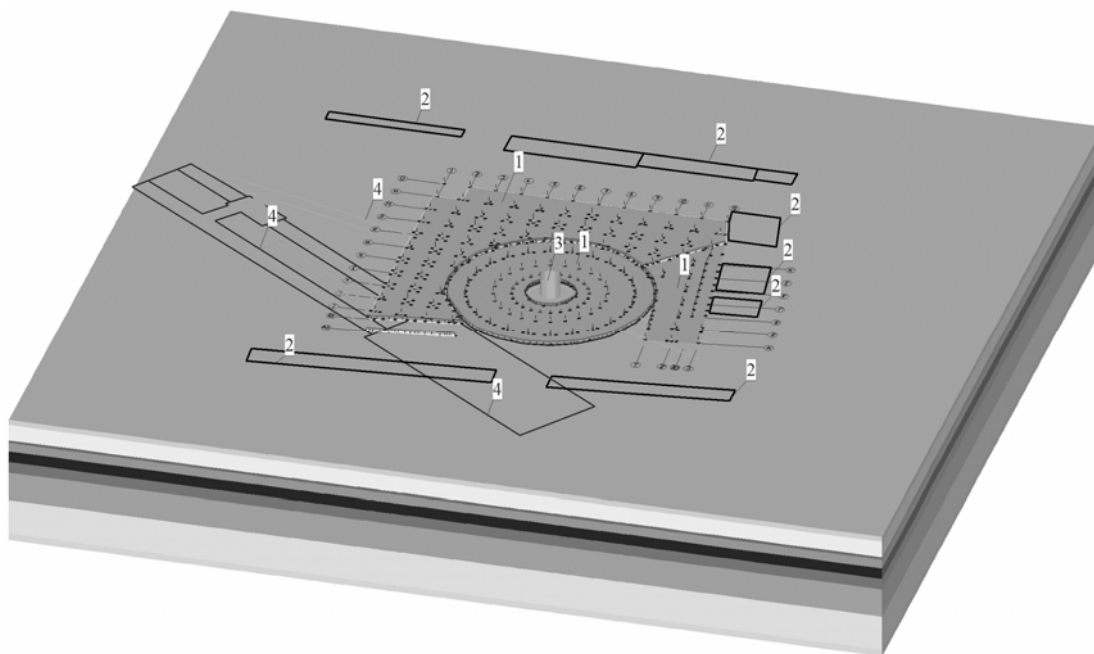


Рис. 1. Расчетная схема проектируемого комплекса зданий у станции метро «Чкаловская»:
1 – проектируемые секции комплекса; 2 – примыкающие здания;
3 – вентиляционная шахта метрополитена;
4 – проекции подземных сооружений метрополитена

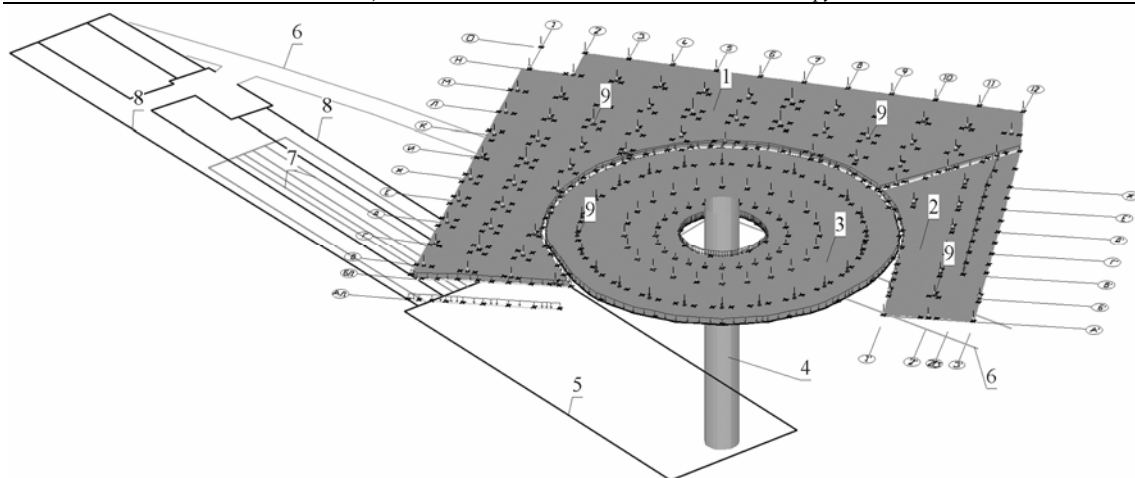


Рис. 2. Фрагмент расчетной схемы строительства комплекса зданий у ст. метро «Чкаловская» совмещенный с ситуационным планом: 1 – жилая 10-этажная часть здания; 2 – офисная 4-этажная часть здания; 3 – гаражная 3-этажная часть здания; 4 – вертикальная вентиляционная шахта метрополитена; 5 – проекция подземной станции; 6 – проекция горизонтального вентиляционного тоннеля станции; 7 – проекция наклонного хода станции; 8 – проекция горизонтальных путевых тоннелей; 9 – куст свай с нагрузкой на ростверк

метрополитена только за последние два года можно назвать несколько объектов, характеризующихся повышенной сложностью и ответственностью в отношении расчетов и проектирования:

1. Жилой комплекс в Петроградском р-не Санкт-Петербурга, ул. Б. Зеленина, 10 (у ст. метро «Чкаловская»);
2. Коммерческий центр «Сенная площадь» (у ст. метро «Сенная»);
3. Торговый комплекс «Сенной рынок», Московский пр. д. 4–6 (у ст. метро «Сенная»);
4. Торговый комплекс в кв. 12 Шувалово–Озерки Выборгского р-на Санкт-Петербурга (у ст. метро «Озерки»).

Для перечисленных объектов характерно расположение пятен застройки непосредственно над сооружениями метрополитена. По объему и сложности решаемой задачи можно выделить расчетное обоснование строительства жилого комплекса у станции метро «Чкаловская».

Проектируемое здание жилого комплекса у станции метро «Чкаловская» состоит из трех разноэтажных секций, разделенных деформационными швами (рис. 1, 2). Участок, занимаемый проектными объемами комплекса зданий, составляет в плане приблизительно 75×90 м. В центральной части комплекса располагается трехэтажное круглое в плане

здание гаража, в центре которого – вертикальная вентиляционная шахта метрополитена диаметром ≈ 6 м. Левая, 10-этажная, часть здания – жилая, правая, 4-этажная – предназначена под офисные помещения. Основной объем зданий сгруппирован вокруг гаражной части. Проектом предусматривается возведение зданий в монолитном железобетонном каркасе. Наибольшая нагрузка на колонну равна 870 т. Фундаменты под несущие конструкции – тяжелонагруженные, с различной степенью нагружения. Дополнительное эквивалентное (расчетное) давление по плите составляет: в гаражной части – 72 кПа, в 10-этажной жилой части – 140 кПа; в 4-этажной офисной части – 103 кПа.

Исследование геотехнической ситуации на данном объекте интересно тем, что в зону влияния нового строительства попадает целый комплекс подземных и надземных сооружений метрополитена: вестибюль станции и наклонный ход, подземная станция, основные транспортные тоннели станции (два горизонтальных тоннеля), горизонтальный вентиляционный тоннель станции и вертикальная вентиляционная шахта.

Кроме того, в зону влияния проектируемого здания попадают примыкающие существующие здания, которые, по предварительным данным, относятся к III категории техническо-

го состояния согласно ТСН 50 – 302–96 (для них дополнительные осадки не должны превышать 2 см, их неравномерность – 0,001, крен – 0,002).

Среди основных факторов риска, которые могли привести к развитию деформаций проектируемого комплекса, существующих зданий и подземных сооружений метрополитена, можно выделить:

1. Наличие в основании мощной толщи сравнительно слабых глинистых отложений (до 17...18 м). Эти грунты обладают повышенной чувствительностью к нарушению природной структуры, приводящему к увеличению их деформируемости и снижению прочностных характеристик.

2. Значительную величину дополнительных давлений под пятном застройки (до 150 кПа), различную высоту секций здания, существенные размеры комплекса в плане и наличие примыкающей соседней застройки, относящейся к III категории технического состояния. Дополнительное давление от проектных нагрузок в этом случае, очевидно, необходимо передать на прочные малосжимаемые грунты, находящиеся на глубине 20...26 м от поверхности. Такая ситуация заранее предопределяла выбор свайного варианта фундамента под проектируемое здание, опирающегося на плотные малосжимаемые верхнепротерозойские отложения.

3. Дополнительное нагружение обделки подземных сооружений станции метро «Чкаловская». Чтобы удовлетворить требование по допустимым дополнительным осадкам соседней застройки обычно варьируют длину свай. Увеличение длины свай в данном случае приводит к возрастанию доли дополнительного давления на подземные сооружения метрополитена. Поэтому выбор оптимальной длины свай в подобных ситуациях должен осуществляться не только с учетом осадок и кренов проектируемого комплекса и соседней застройки, но и величин дополнительных давлений на подземные сооружения, а также исходя из недопустимости деформаций обделки и нарушения ее гидроизоляции в случаях, когда подземные сооружения попадают в пределы сжимаемого массива грунта под проектируемым зданием. С учетом приведенных условий длина свай под жилой комплекс была выбрана

таким образом, чтобы расстояние от проектных отметок острия свай до верха обделки наклонного хода станции составляло 14...17 м, до верха обделки конструкций станции – 24...27 м, а до верха обделки горизонтальных конструкций тоннельных путей и вентиляционного хода – 29...33 м.

Ввиду большой площади застройки следовало ожидать, что рассеяние напряжений по глубине будет незначительным, поэтому дополнительное вертикальное давление от расчетных нагрузок на конструкцию обделки наклонного хода составит порядка 60...75 кПа.

Для учета совместной работы фундаментной части здания и основания сложной геометрии нагружения основания, расчеты выполнены с использованием одного из наиболее эффективных численных методов – метода конечных элементов. Расчет выполнен в пространственных условиях работы основания с использованием программного комплекса FEM-models, разработанного коллективом авторов ПГУПС и НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект». Расчетная схема здания без учета жесткости надземных конструкций приведена на рис.1. На рис. 2 изображен фрагмент расчетной схемы, совмещенный с ситуационным планом. На рис. 3 показаны изолинии осадок секций комплекса. Глубина сжимаемой толщи в основании свай выбиралась из условия $0,2\sigma_{zg} = \sigma_{zp}$ и согласно численному расчету оказалась равной 10 м. Наибольшая расчетная осадка комплекса зданий (6 см) наблюдалась в центре загружаемой площади.

Для сравнения отметим, что осадка отдельных наиболее нагруженных ростверков здания, вычисленная методом послойного суммирования с учетом влияния одного ряда окружающих ростверков, равна 4 см при мощности сжимаемой толщи 7 м. Различия между величинами осадок, вычисленных инженерными методами и численным расчетом, обусловлены наиболее полным учетом взаимного влияния всех фундаментов в случае численного расчета. Абсолютная величина и относительная неравномерность осадок для конструкций секций проектируемого здания по численному расчету не превысили допустимых величин по ТСН 50-302–96 (осадка – 10 см, относительная неравномерность – 0,0018).

Дополнительные осадки примыкающих существующих зданий не превысили 2 см.

При ширине котлована более 10 м определять осадки сооружений по СНиП 2.02.01–83* следует без учета веса извлеченного грунта. Результаты такого расчета приведены на рис. 3. Однако упомянутое замечание будет справедливо лишь для фундаментов на естественном основании (*при вычислении осадки*). В случае свайного фундамента с глубиной заложения острия порядка 25 м от дневной поверхности, опирающегося на малосжимаемые грунты основания, разуплотнение грунтов несущего слоя невозможно при снятии нескольких верхних метров грунта даже на значительной площади. Кроме того, наклонный ход не попадает в сжимаемую толщу под свайным основанием проектируемого здания. Следовательно, при определении дополнительных давлений на обделку подземных сооружений метрополитена следует учитывать вес вынутого грунта. Вычисленная таким образом величина дополнительных давлений на обделку наклонного хода не превысила бы 55...60 кПа (6,5 % от природного давления на данной глубине), что вполне приемлемо.

Рассматриваемая геотехническая ситуация усложнялась попаданием вертикальной шахты в зону влияния нового строительства. Вертикальная шахта диаметром 6 м выполнена из составных ребристых чугунных тубингов (с толщиной стенки 3 см), соединенных высокопрочными болтами. Для определения возможных усилий, возникающих в конструкциях шахты, был выполнен дополнительный расчет, в котором шахта моделировалась сплошными оболочечными элементами с эквивалентной жесткостью. На ствол шахты передавались дополнительные касательные напряжения, обусловленные развитием осадок соседних свай, расположенных по внутреннему диаметру гаражной части, которые составляли по расчету ~ 1,5 см (см. рис. 3). Это приводило к развитию значительных сил отрицательно направленного трения, стремящихся неравномерно изогнуть ствол шахты и продавить ее в горизонтальный вентиляционный тоннель (рис. 4). Согласно предварительным расчетам с учетом ряда упрощающих допущений, касающихся сплошности ствола и его заделки в неподатливое основание, средние дополнительные вертикальные усилия в

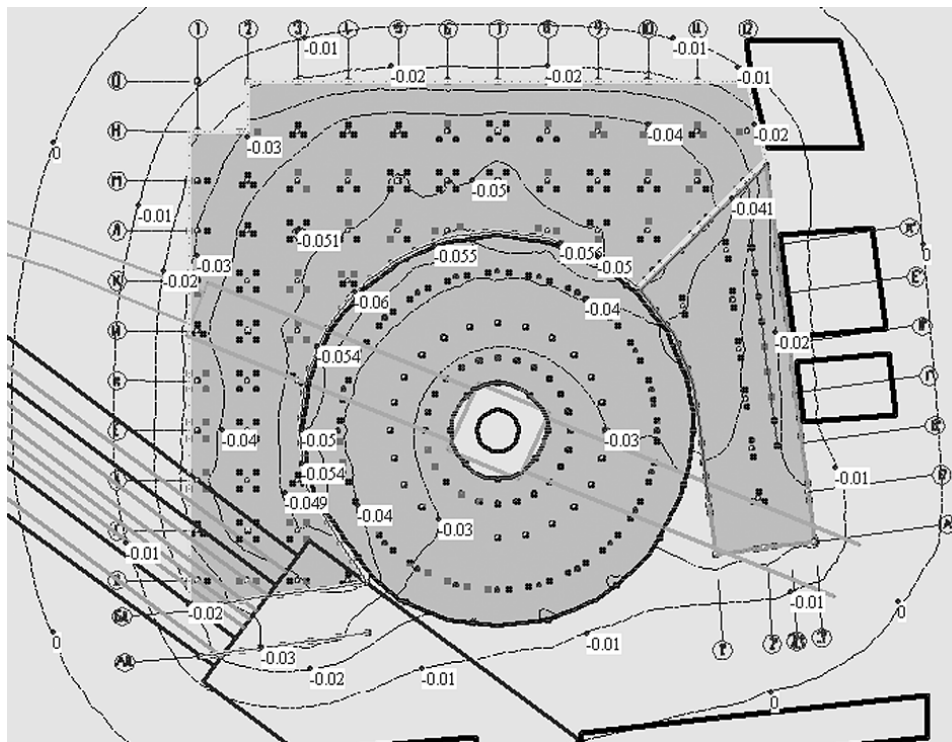
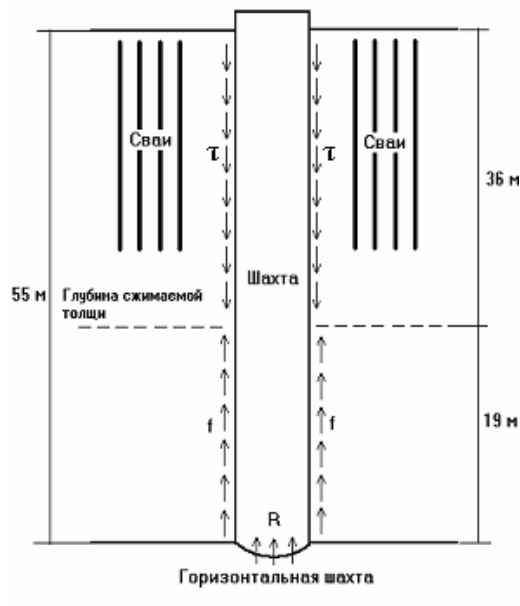


Рис. 3. Изолинии осадок (м) проектируемого комплекса зданий

стволе составляли порядка 30 т/м, что делало реализацию такого проекта недопустимой.

а



б

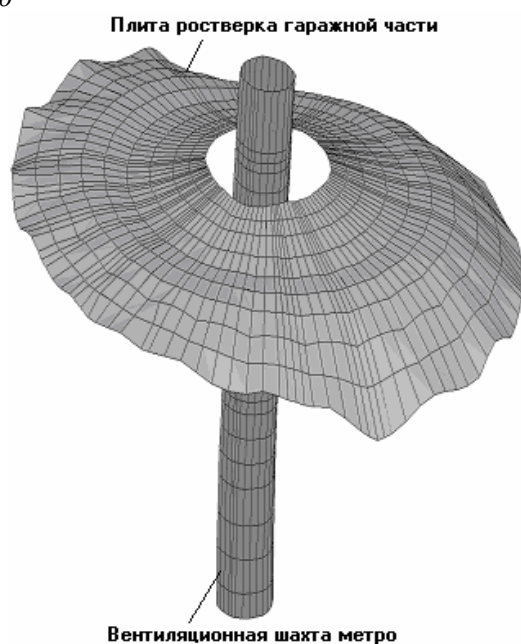


Рис. 4. Расчетная схема к определению негативных воздействий на вентиляционную шахту (*а*); деформированная схема гаражной части и вентиляционной шахты станции (*б*) (масштаб деформаций увеличен)

Учитывая податливость ствола шахты, можно было ожидать, что часть дополнительных напряжений снимется за счет его бокового трения о грунт на участке ниже глубины сжимаемой толщи, а часть передастся на опорные конструкции. Однако с течением времени основная часть дополнительной нагрузки, приходящейся на ствол, перейдет на конструкции горизонтальной шахты (в узле сопряжения), чего нельзя допускать.

Для минимизации уровня сил негативного трения, приходящихся на вертикальную шахту, необходимо обеспечить расположение ствола шахты за пределами массива деформируемого грунта. В данном случае проектировщикам было рекомендовано увеличить глубину заложения гаражной части комплекса, т. е. создать подземный этаж глубиной 3,5 м относительно отметки планировки, а под основные несущие конструкции гаража предусмотреть устройство свай. В этом случае вес вынутаго грунта ($3,5 \times 20 = 70$ кПа) был равен величине дополнительного давления по плите гаража от проектных нагрузок. Поскольку под основные несущие конструкции гаража (колонны) устраиваются свайные фундаменты, глубина сжимаемой толщи в основании свай (в соответствии со СНиП 2.02.03–85) будет минимальной. В этом случае вертикальная вентиляционная шахта не попадает в зону влияния проектируемой гаражной части здания, а величина дополнительных вертикальных усилий в конструкциях шахты составила порядка 4...5 т/м, что обусловлено влиянием примыкающих жилой и офисной частей комплекса.

Отметим, что увеличение глубины заложения ростверков гаража до 3,5 м приводит к снижению величин дополнительных давлений на другие подземные сооружения метрополитена (рис. 5, 6), которые по расчету составили до 38...55 кПа для верха обделки наклонного хода (на глубине 40 м), до 45...50 кПа — для верха обделки станции (на глубине 50 м), до 45...50 кПа, для верха обделки тоннелей путей (на глубине 55 м), до 55...60 кПа — для верха обделки вентиляционной шахты (на глубине 55 м).

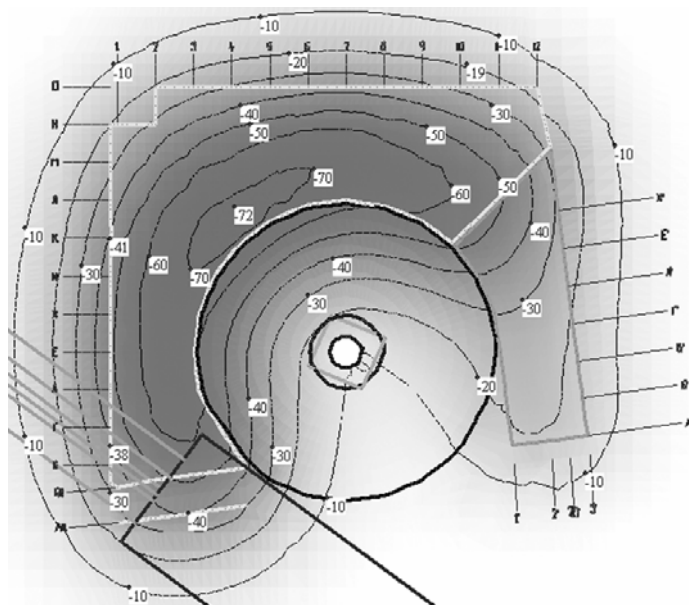


Рис. 5. Изолинии дополнительных вертикальных напряжений (кПа) на глубине 40 м от проектных нагрузок с учетом веса вынутаго грунта

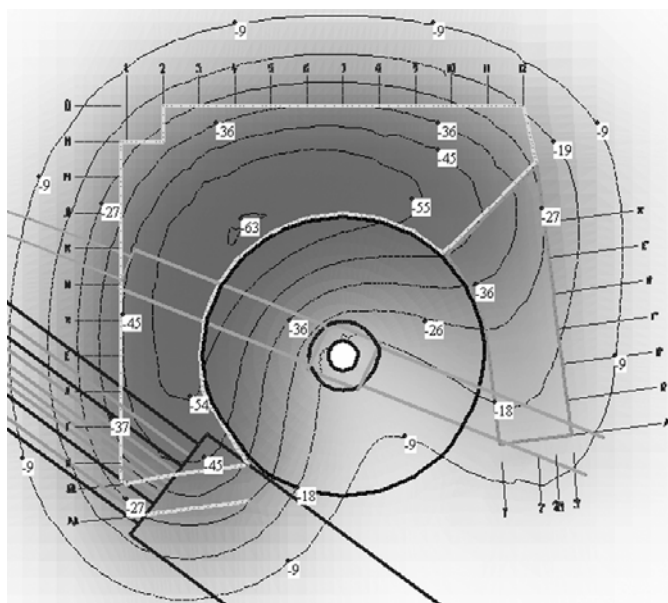


Рис. 6. Изолинии дополнительных вертикальных напряжений (кПа) на глубине 50 м от проектных нагрузок с учетом веса вынутаго грунта

На примере данного объекта была рассмотрена ситуация, когда целый комплекс подземных сооружений станции метрополитена, включая наклонный ход, попадал в зону влияния проектируемого объекта. Однако в этом случае здание в плане «касалось» вертикальной проекции наклонного хода лишь

углом и расстояние от проектного острия свай до верха обделки наклонного хода составляло порядка 14...17 м, что обеспечивало значительное снижение рисков возможных деформаций обделки и нарушения ее гидроизоляции вследствие попадания обделки наклонного хода в сжимаемый массив грунта под зданием.

3. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ НА ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ, ПОПАДАЮЩИЕ В СЖИМАЕМУЮ ТОЛЩУ

Во многих случаях снизить нагрузки на подземные сооружения путем устройства «плавающих» фундаментов проектируемых зданий невозможно из-за близости подземных сооружений к поверхности.

При строительстве торгово-бытового комплекса в квартале 12 Шувалово–Озерки Выборгского района г. Санкт-Петербурга пятно застройки располагалось непосредственно над наклонным тоннелем станции метро «Озерки». Ось тоннеля практически совпадала с осью симметрии проектируемого здания. Проектируемый объект представлял собой в плане $\frac{3}{4}$ круга с наружным диаметром ~ 80 м, высотой в 3 этажа с подвалом. Здание решено в монолитном железобетонном каркасе с внутренним регулярным шагом колонн по сетке $5,7 \times 5,7$ м. Дополнительное давление под плитой проектируемого здания составило ~ 135 кПа. Проектом предполагалось устройство подземной части по всей площади застройки здания. Дополнительное давление с учетом веса вынутого грунта в этом случае составило ≈ 60 кПа. Практически под всем

пятном предполагаемой застройки на глубину до 25...33 м залегают малосжимаемые песчаные отложения с модулем деформации 25...42 МПа, которые могли являться надежным основанием для самого здания.

При устройстве фундаментной плиты глубина сжимаемой толщи в основании сооружения составляет в среднем 16 м (расчет с учетом веса вынутого грунта). Таким образом, в деформационную зону влияния проектируемого здания попадает часть конструкций обделки наклонного хода станции. Согласно расчетам, дополнительное давление на отдельные участки обделки тоннеля может составить порядка 18...25% от природного. Поэтому в данной геотехнической ситуации наиболее безопасным являлось возведение здания на свайном фундаменте с передачей нагрузки от центральной части, находящейся над наклонным ходом, на примыкающие площади посредством устройства мостовых пролетных конструкций (рис. 7–9). Расстояние между осями внутренних свай (в мостовой конструкции), согласно проекту, составило $\sim 16,6$ м. Под опору проектировалось 2 ряда свай $\varnothing 620$ мм с расстоянием между осями 1,62 м. Сваи объединены плитой коробчатого сечения. Таким образом, расстояние от наибо-

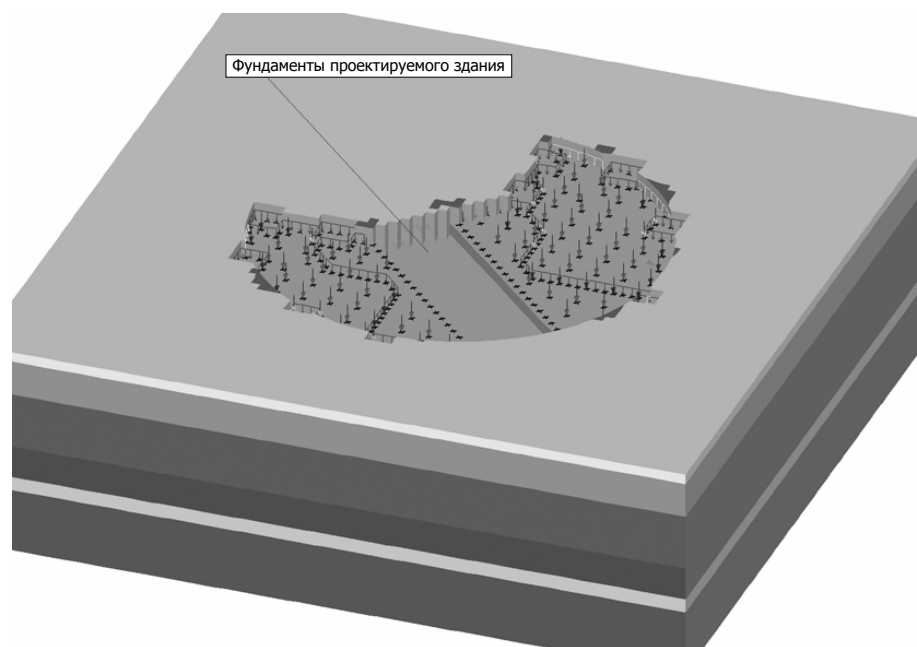


Рис. 7. Расчетная схема – устройство здания торгового комплекса на свайных фундаментах у ст. метро «Озерки»

лее приближенной сваи до обделки тоннеля составляло $\sim 3,75$ м.

Расчеты показали, что при выбранной длине свай (острие свай располагалось ниже геометрической оси тоннеля) максимальные осадки (3..3,5 см), как и следовало ожидать, получают наиболее нагруженные зоны по обеим

сторонам от мостового пролета (рис. 9, 10). При этом вертикальные смещения наклонного хода по расчету составили до 0,5...1 см. Дополнительное давление на наклонный ход, по данным расчета, составило до 25...30 кПа ($\sim 8\%$ от природного).

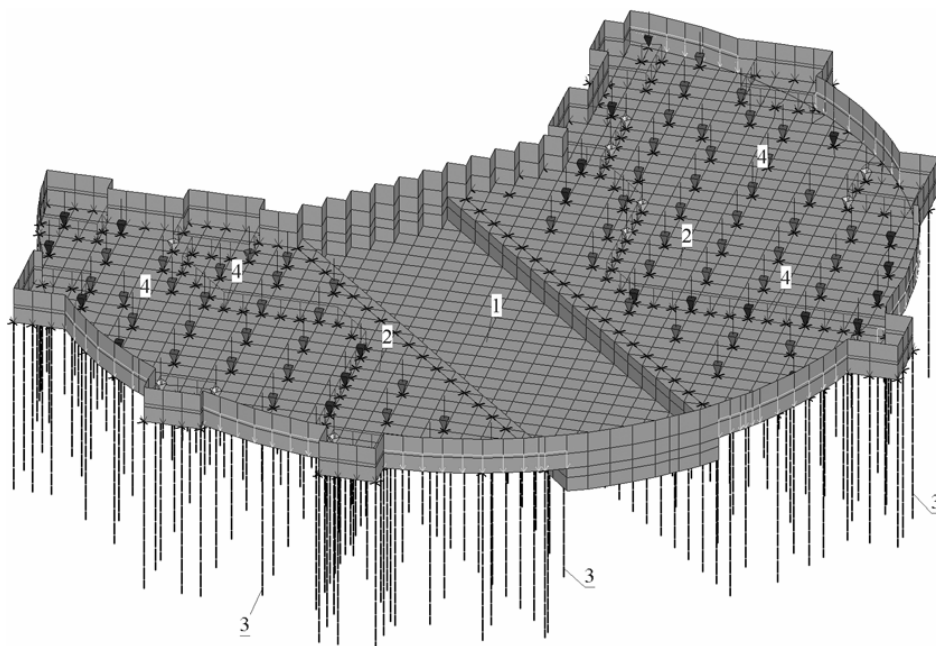


Рис. 8. Фрагмент расчетной схемы с конструкциями свайного фундамента за пределами расположения мостового пролета (длина свай составляет 17 м):

1 – мостовой пролет – 16 м; 2 – плитный ростверк – 350 мм;
3 – сваи диаметром 620 мм, длиной 17...32,5 м; 4 – кусты свай с нагрузкой на ростверк

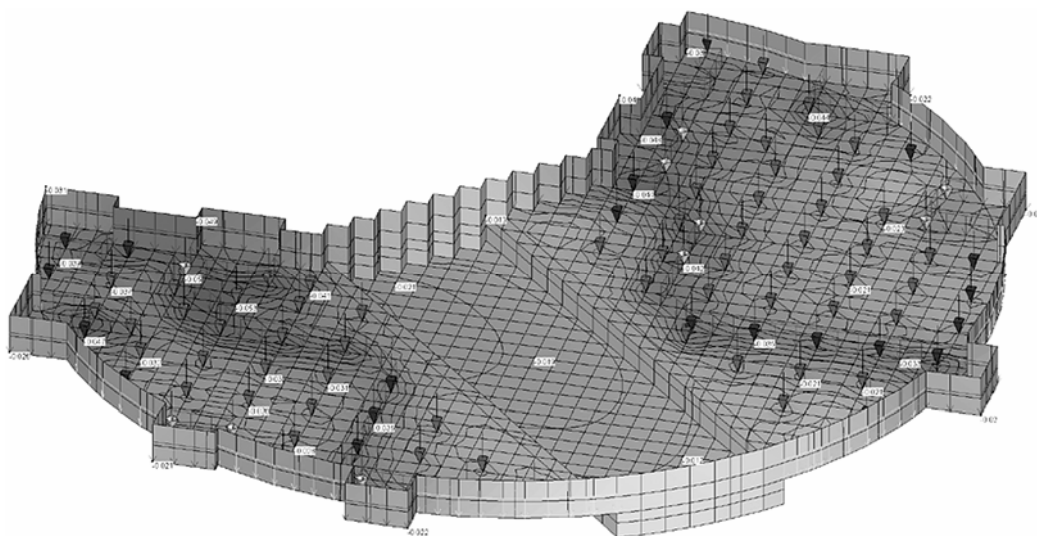


Рис. 9. Изолинии осадок (м) фундамента торгового комплекса у ст. метро «Озерки»

Другой подобный проект – строительство коммерческого центра на участке, расположенном за зданием вестибюля станции метро «Сенная площадь». Каркасное здание с размерами в плане 93×66 м планировалось устроить на сваях. Под территорией проектируемого объекта расположен наклонный ход станции метро «Сенная площадь».

На рис. 11 приведены изолинии осадок основания. Как показывают расчеты, наибольшая осадка проектируемого здания составила 4 см (по центру здания) и 1,5 см – по краям. Осадка поверхности над наклонным тоннелем составила 2,5 см, вертикальное смещение тоннеля – до 5 мм (рис. 11, 12).

Рис. 10. Изолинии осадок (м) фундаментов под мостовой пролет от расчетных нагрузок

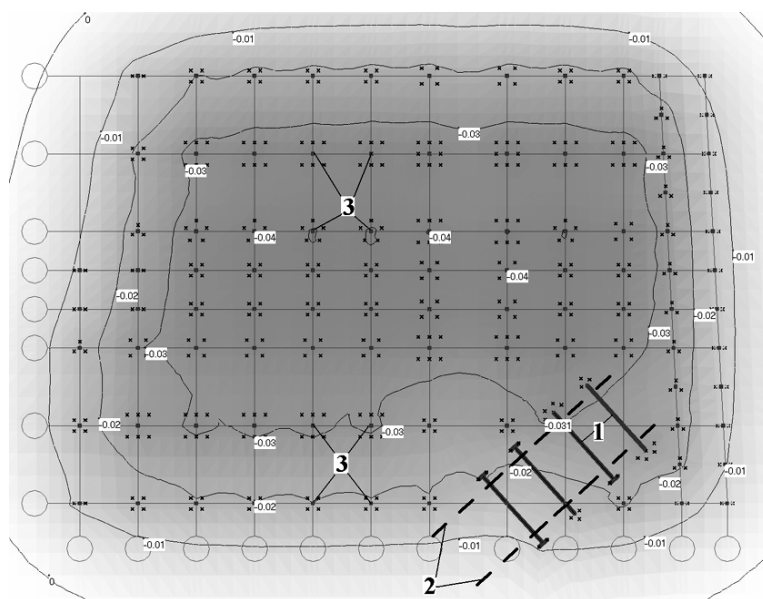
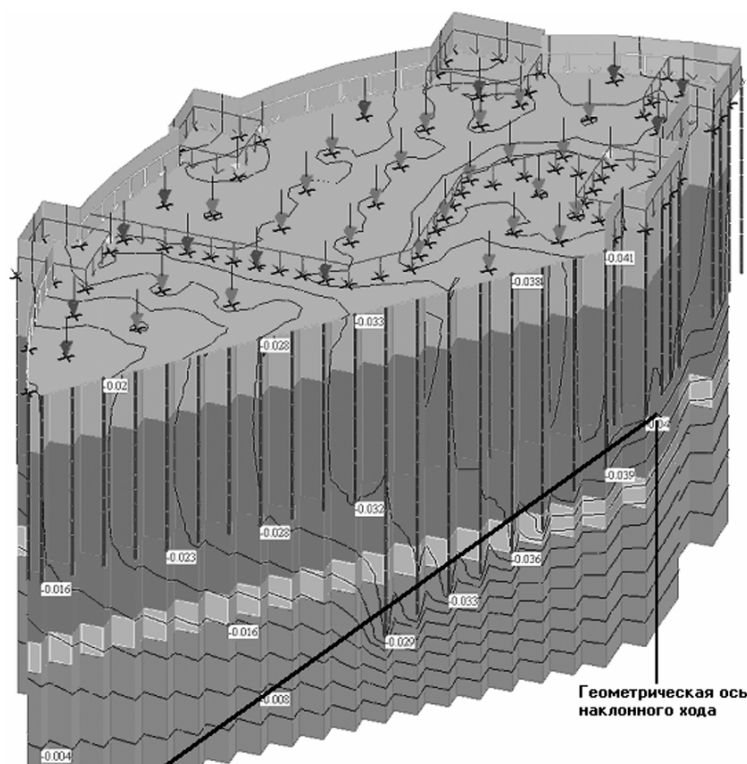


Рис. 11. Изолинии осадок (м) фундаментной части здания коммерческого центра у вестибюля ст. метро «Сенная площадь»:
1 – мостовые пролеты;
2 – контур проекции наклонного хода;
3 – кусты свай с нагрузками на ростверк

Во всех рассмотренных случаях обращалось особое внимание на тот факт, что в зонах, где залегают четвертичные отложения и отмечены горизонты грунтовых вод, строительство подземных сооружений осуществлялось методом замораживания грунта. Механические характеристики грунтов после оттаивания ниже, чем в исходном (природном) состоянии.

4. ПРИМЕР ОЦЕНКИ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ И ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ

Объектом, при проектировании которого пришлось столкнуться практически со всем спектром основных проблем реконструкции исторических городов, являлось строительство торгового комплекса Сенного рынка.

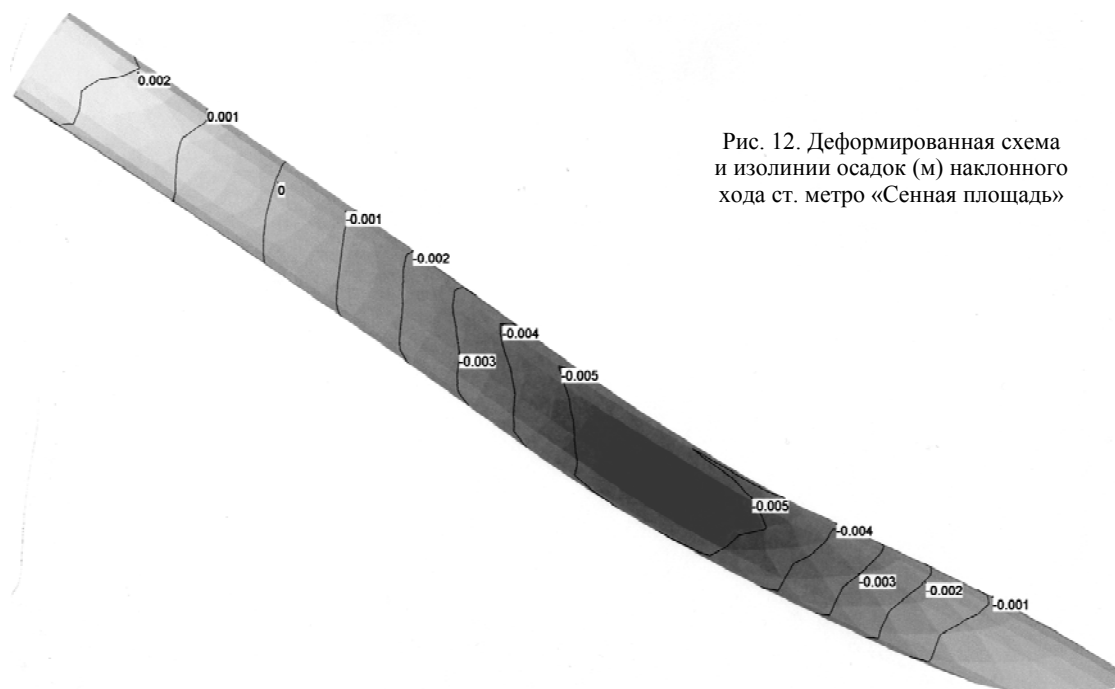


Рис. 12. Деформированная схема и изолинии осадок (м) наклонного хода ст. метро «Сенная площадь»

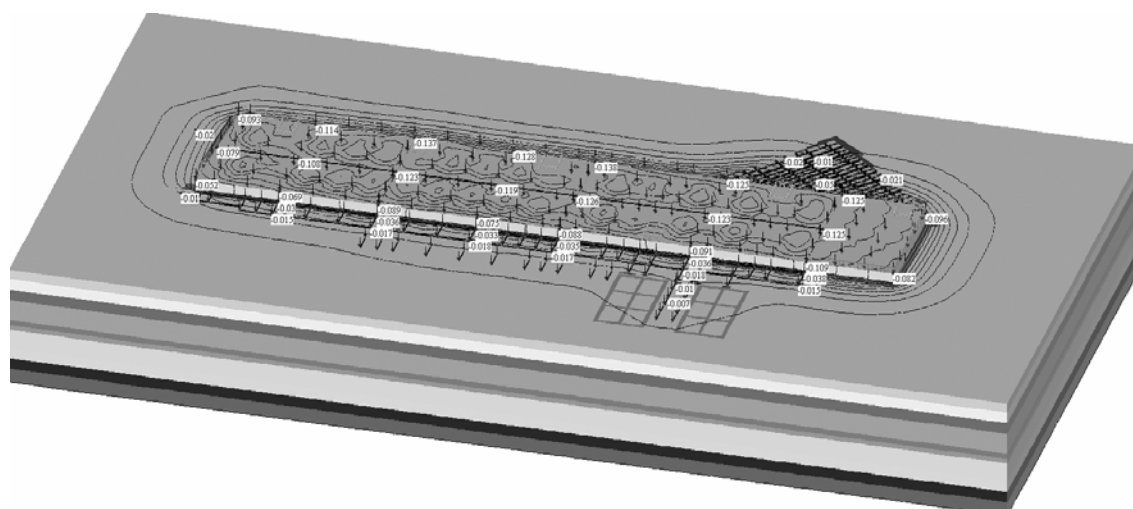


Рис. 13. Изолинии осадок (м) подвальной части проектируемого здания торгового комплекса «Сенной рынок»

Проектируемый объект представлял собой разноэтажное здание (5...8 этажей) с монолитным железобетонным каркасом с размерами в плане 40х210 м и возводился на существующем подземном сооружении постройки начала XX в. Последнее представляло собой подвал, заглубленный на 5,5 м ниже существующей дневной поверхности, конструктивно решенный в виде коробчатой конструкции из монолитного железобетона. Проектируемое здание в основном повторяло контуры существующего подвала. При строительстве предполагалась разборка перекрытия, внутренних стен и колонн подвала с выемкой грунта и мусора на засыпанных участках. Проектом предусматривались устройство дублирующей плиты днища поверх существующей ребристой плиты, а также усиление существующих конструкций стен и возведение новых колонн и сплошного перекрытия, на котором возводился основной каркас здания. К наружной продольной стене проектируемого здания, возводимого на подвале, предполагалось «примкнуть» новой пристройкой с монолитным железобетонным каркасом этажностью, изменяющейся от 4 до 1 этажа по мере удаления от здания «на подвале».

Реконструируемый объект непосредственно примыкает к межевым стенам домов № 1/4 по ул. Ефимова, 2/6 по Московскому пр. и углу дома № 5 по ул. Ефимова. Примыкающие здания относятся к застройке конца XIX – начала XX в. и представляют собой кирпичные строения на бутовых ленточных фунда-

ментах с глубиной заложения не более 3 м от дневной поверхности. Эксплуатируемые жилые здания относились к III категории технического состояния.

При реконструкции подвала и догрузке основания проектными нагрузками на грунт передавалось давление, составляющее в среднем 76 кПа. Абсолютные осадки плиты, вычисленные методом послойного суммирования и на основе численного анализа, составили ~ 13,7 см при глубине сжимаемой толщи ~ 26 м (рис. 13). Для обеспечения сохранности примыкающей застройки устраивалась разделительная шпунтовая стенка из ряда тангенциальных свай длиной 26 м. Были также решены вопросы усиления примыкающей застройки и разборки части нежилых строений, находящихся в аварийном состоянии. Здание новой пристройки решено было возводить на свайном основании, чтобы обеспечить допустимые дополнительные осадки проектируемого корпуса торгового центра (рис. 14). Сопряжение надземных конструкций пристройки и здания «на подвале» осуществлялось по «гибкой» конструктивной схеме с учетом заданного «строительного подъема».

В зоне, примыкающей к пятну застройки, на глубине ~ 40 м от поверхности предусматривается строительство новой станции метрополитена и обслуживающих ее подземных сооружений.

Согласно расчетам проектной организации, при строительстве метрополитена осадки поверхности могут достигать 25 см. Очевидно,

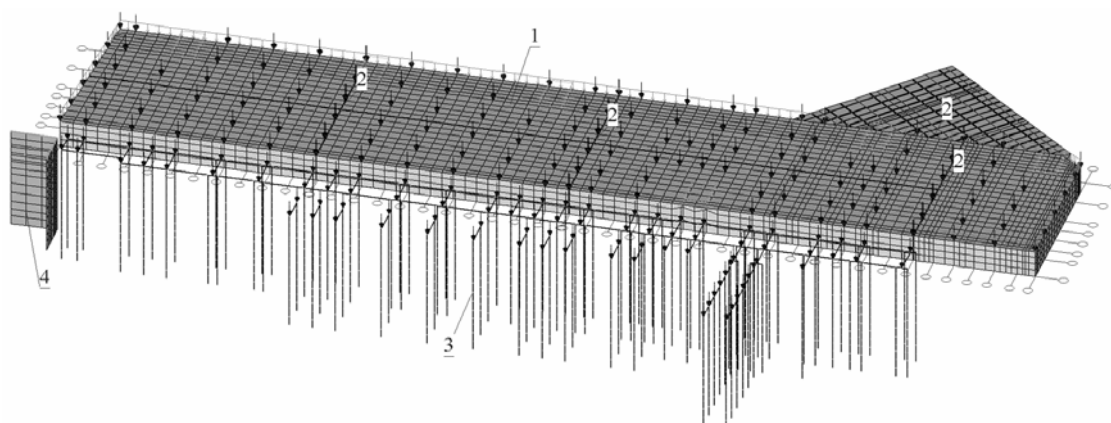


Рис. 14. Фрагмент расчетной схемы фундаментной части торгового комплекса «Сенной рынок»:

1 – подвальная часть здания с нагрузками;
2 – деформационный шов; 3 – сваи под пристройку; 4 – ограждающая шпунтовая стенка

основной причиной осадок может стать перебор грунта в процессе строительства. Нами было выполнено моделирование такого перебора, в результате которого муфта оседания оказывается близкой к заданной проектировщиками метро (рис. 15). Это позволило нам выполнить оценку влияния строительства метрополитена на рассматриваемое здание.

Было установлено, что для обеспечения безопасности здания при подработке, его следует разделить осадочными швами на 4 блока, повысив при этом жесткость крайнего блока, претерпевавшего наибольшие осадки (до 15 см) – рис. 16, 17.

Как видно из рис. 17, этот блок (крайний справа) получает деформации прогиба и кренится в сторону с максимальными осадками, что приводит к возникновению дополнительных напряжений в плите и стенках.

Кроме того, необходимо отметить, что под

частью проектируемого комплекса располагалась действующая подземная станция метро «Сенная площадь». Согласно выполненным оценкам, величины дополнительных давлений на обделку станции и подземных транспортных тоннелей не превышают 60 кПа (~7,7 % от природного).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

К настоящему времени строительство всех перечисленных выше зданий в основном завершено. Подземные сооружения метрополитена не получили повреждений. Таким образом, комплексная система геотехнического прогноза, положенная в основу проектных решений, в полной мере показала свою эффективность. Такой подход к разрешению реконструкционных ситуаций в условиях плотной городской застройки, насыщенной подземны-

Рис. 15. Деформированная схема фундаментной части основного объема здания (масштаб деформаций увеличен)

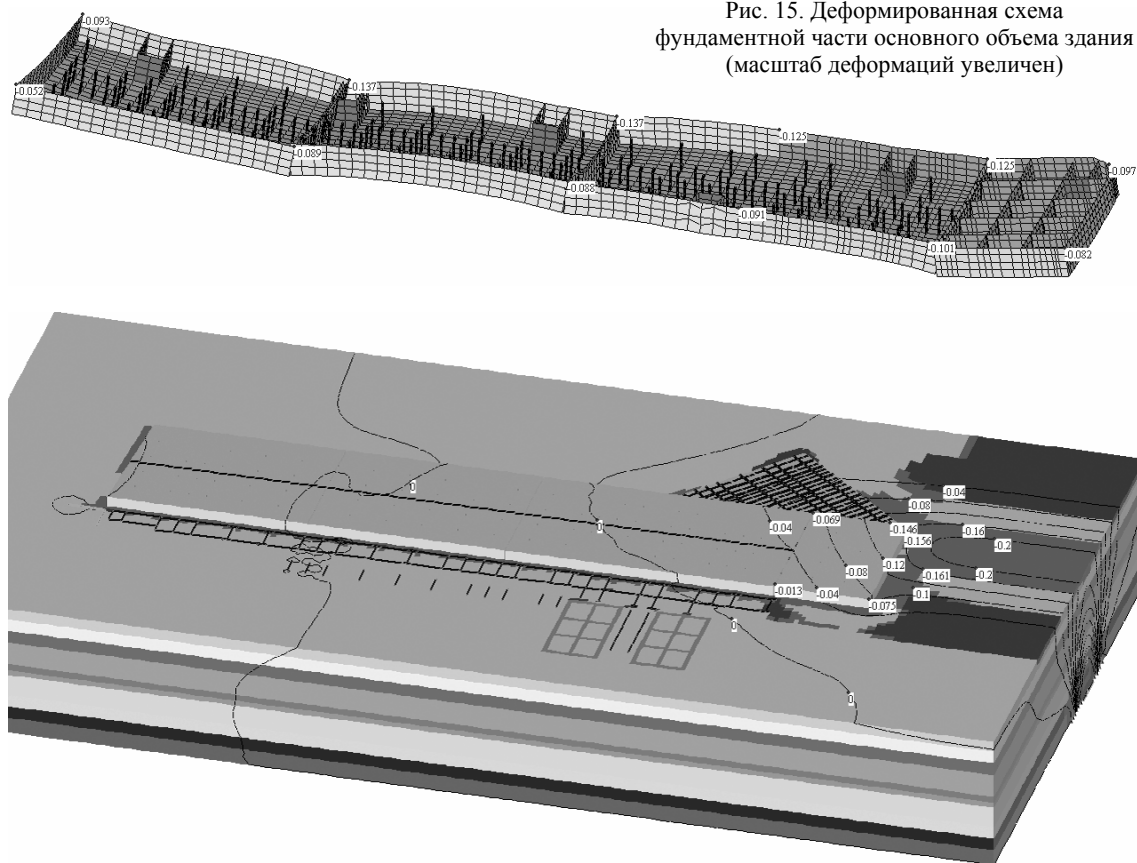


Рис. 16. Изолинии вероятных вертикальных смещений (м) грунтового массива и фундаментной части здания торгового комплекса в результате строительства проектируемой подземной станции метрополитена

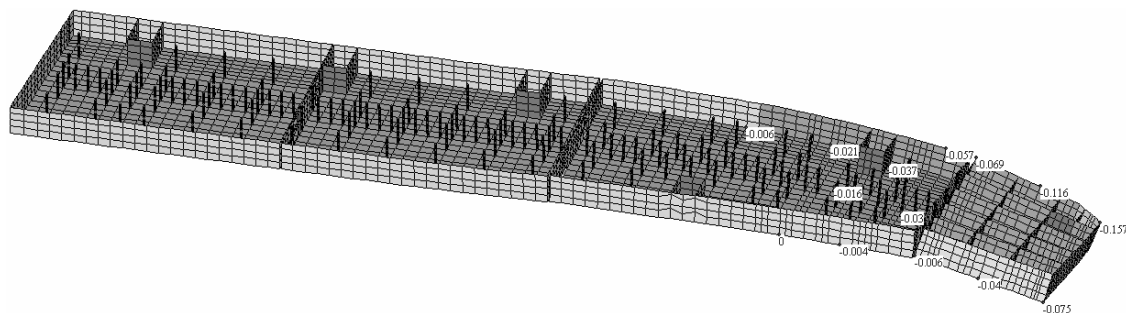


Рис. 17. Деформированная схема (указаны вероятные вертикальные смещения фундаментной части здания торгового комплекса в результате строительства проектируемой подземной станции метрополитена)

ми сооружениями, является перспективным и требует совершенствования: разработок моделей грунта, адекватных сложным ситуациям, уточнения зон возможного взаимного влияния строящихся, а также эксплуатируемых зданий и подземных коммуникаций. Необходимо также уточнить критерии допустимых дополнительных нагрузок на подземные сооружения в зависимости от их фактического состояния и с учетом его возможного изменения в процессе длительной эксплуатации.

Список литературы

1. Шашкин А. Г., Шашкин К. Г. Физическая модель слабого глинистого грунта как структурно-неустойчивой среды при деформациях формоизменения // Реконструкция го-

родов и геотехническое строительство. 2001. №4. С. 119–126.

2. Шашкин А. Г., Шашкин К. Г. Взаимодействие зданий и оснований: Тетрадь №2. Приложение к журналу «Реконструкция городов и геотехническое строительство». СПб.: Стройиздат, 2002. 48 с.

3. Пространственная задача деформаций массива грунта вокруг наклонного хода метрополитена при использовании метода замораживания / В. М. Улицкий, В. Н. Парамонов, И. И. Сахаров, А. Б. Фадеев, С. А. Кудрявцев, К. Г. Шашкин // Проблемы геомеханики и механики подземных сооружений: Международ. конф. Тула, Россия. 23 – 25 сентября, 2003 г. Тула, 2003. С. 123–127.