

## РЕТРОСПЕКТИВНЫЙ АНАЛИЗ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ СИТУАЦИИ С УЧЕТОМ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЗДАНИЯ И ОСНОВАНИЯ\*

**В. М. УЛИЦКИЙ** – д-р техн. наук, профессор, лауреат Государственной премии РФ, научный руководитель «НПО «Геореконструкция-Фундамент-проект», зав. кафедрой оснований и фундаментов ПГУПС, председатель Городской экспертно-консультационной комиссии (ГЭКК) по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при Администрации Санкт-Петербурга.

**А. Г. ШАШКИН** – канд. техн. наук, генеральный директор НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», секретарь ГЭКК по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при Администрации Санкт-Петербурга.

**М. Б. ЛИСЮК** – канд. техн. наук, член Совета Международного общества по механике грунтов и геотехнике ISSMGE, заместитель генерального директора НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» (Санкт-Петербург).

Анализ геотехнических ситуаций предлагается проводить с использованием численного моделирования с помощью программы FEM models, в которой реализованы различные модели поведения грунтовой среды и конструкций зданий с учетом их взаимодействия. Возможность решения физически и геометрически нелинейных задач в пространственной постановке, реализации конечно-элементных схем размерностью в несколько миллионов степеней свободы позволяет использовать эту программу в качестве эффективно-инструмента для анализа геотехнических ситуаций.

### ВВЕДЕНИЕ

Одним из наиболее сложных классов геотехнических задач является ретроспективный анализ геотехнических ситуаций. Как показывает практика, развитие деформаций зданий происходит под влиянием множества факторов природного или техногенного происхождения. В ряде случаев причиной деформирования конструкций оказывается совокупность этих факторов, в других превалирует один из них. Далек не всегда роль конкретного фактора или их сложного взаимодействия поддается однозначной экспертной оценке. Для правильной диагностики геотехнической ситуации и назначения адекватного метода «лечения» необходимы не только инженерные изыскания, дающие необходимые сведения о

состоянии объекта, но и расчетный анализ вклада выявленных при изысканиях факторов негативного влияния. При анализе причин деформирования здания особенно важен учет его взаимодействия с основанием. Разработанная петербургской геотехнической школой программа FEM models позволяет моделировать работу системы «здание–фундаменты–грунты основания» в трехмерной постановке с привлечением различных физически и геометрически нелинейных моделей грунтовой среды и конструкций.

Ретроспективный анализ геотехнической ситуации осуществляется обычно в такой последовательности:

А – предварительное изучение технической документации по объекту (проект, материалы изысканий, исполнительная документация);

В – выявление возможных факторов риска и составление программы исследований на объекте;

© В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, М. Б. Лисюк, 2005

\* Данная работа была доложена на 16-й Международной конференции по механике грунтов и геотехнике (12–16 сентября 2005 г., г. Осака, Япония)

С – проведение исследований на объекте (инженерно-геологические и геодезические изыскания, обследование конструкций и пр.) с уточнением факторов риска;

Д – формирование численной модели; расчетный анализ влияния на систему «здание–фундаменты–грунты основания» отдельных факторов риска и их совокупности.

Рассмотрим несколько конкретных примеров такого анализа для объектов, расположенных в Санкт-Петербурге.

## 1. ЗДАНИЕ БИРЖИ НА СТРЕЛКЕ ВАСИЛЬЕВСКОГО ОСТРОВА

Это здание, ставшее одним из символов Санкт-Петербурга, было построено в 1805 г. по проекту архитектора Тома де Томона (рис. 1). Здание решено в виде античного храма, прямоугольного в плане, который базируется на гранитном стилобате, образованном системой массивных столбов и стен, перекрытых крестовыми сводами. Большой зал Биржи перекрыт конструкцией в виде кессонированного цилиндрического свода.

В 2002 г. были проведены большие рабо-



Рис. 1. Здание Биржи (проект Т. де Томона): а – поперечный разрез; б – здание на момент завершения строительства

ты по замене штукатурного слоя на фасадах здания. Трещины, образовавшиеся на стенах за два века существования Биржи, скрывались под новой отделкой. Беспокойство реставраторов вызвали постоянно проявляющиеся на новой отделке трещины во фронтонах, которые «раскалывали» здание вдоль его продольной оси.

Чтобы выявить причину развития этих деформаций, нами были изучены история строительства Биржи и инженерно-геологические условия площадки, исследована фактическая конструкция фундаментов, измерена накопительная неравномерность осадок, проанализирован принцип работы наземных конструкций, оценено фактическое состояние грунтов основания, определен уровень динамического фона от транспорта и, наконец, выполнены совместные расчеты здания и основания с учетом выявленных при обследовании факторов риска.

К сожалению, геодезические наблюдения за осадками здания не проводились. На основании нивелирования высотного положения баз колонн и пилястр по всему периметру здания была выявлена разница осадок южного и северного фасадов, достигающая 13...14 см, при этом неравномерность осадок вдоль

фасадов оказалась незначительной.

Инженерно-геологические условия территории характеризуются значительной неоднородностью напластования (рис. 2). Под насыпным слоем залегают чередующиеся слои песков и слабых супесей и суглинков, в том числе слой заторфованной супеси, мощность которого возрастает от северного фасада к южному от 0 до 2 м.

В качестве другого вероятного фактора риска рассматривалась возможная неоднородность фундаментов здания. Тома де Томон возвел здание на месте снесенной Биржи Дж. Кваренги. В строительной практике того времени распространенным приемом было включение старых фундаментов в состав новых (что практиковал и сам Дж. Кваренги). Для исследования этого вопроса нами было проведено обследование фундаментов. Оно показало, что ленточные фундаменты наружных стен стилобата, выложенные из гранитных плит и известняка, служили укрепительной дамбой котлована, внутри которого поверх настила из деревянных лежней возводилась сплошная фундаментная плита из известняка, а по ней – столбчатые бутовые фундаменты (рис. 3).

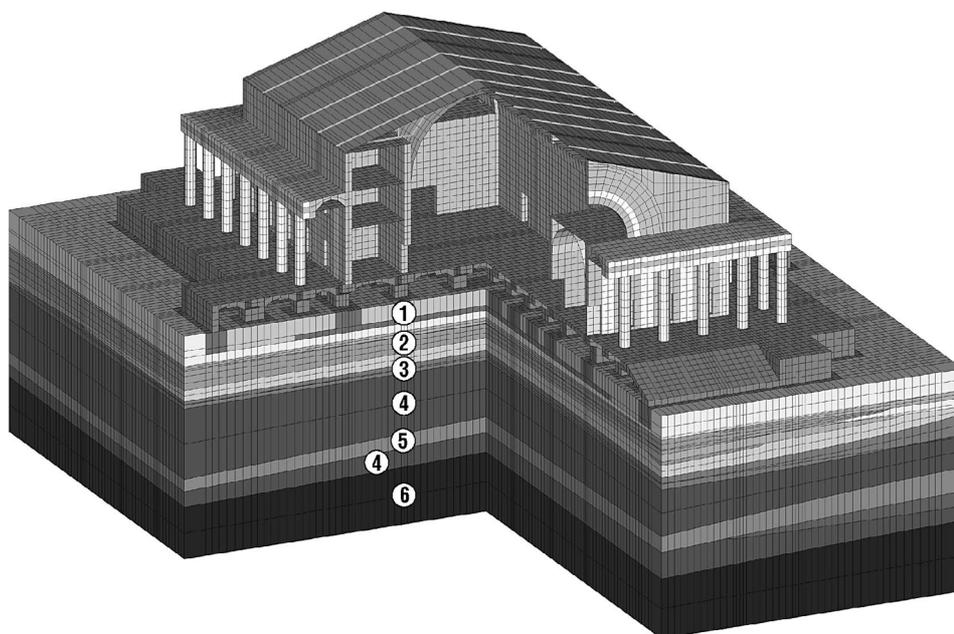


Рис. 2. Компьютерная модель здания Биржи и его основания (разрез). Напластование грунтов: 1 – песок пылеватый; 2 – супесь текучая заторфованная; 3 – суглинки мягкие; 4 – супесь полутвердая; 5 – песок гравелистый; 6 – глина дислоцированная

Гипотеза о неоднородности конструкции фундаментов не подтвердилась. Гниения деревянных лежней не наблюдалось, пылеватый песок под ними имел преимущественно плотное сложение. Следовательно, развитие деформаций в данном случае не связано с

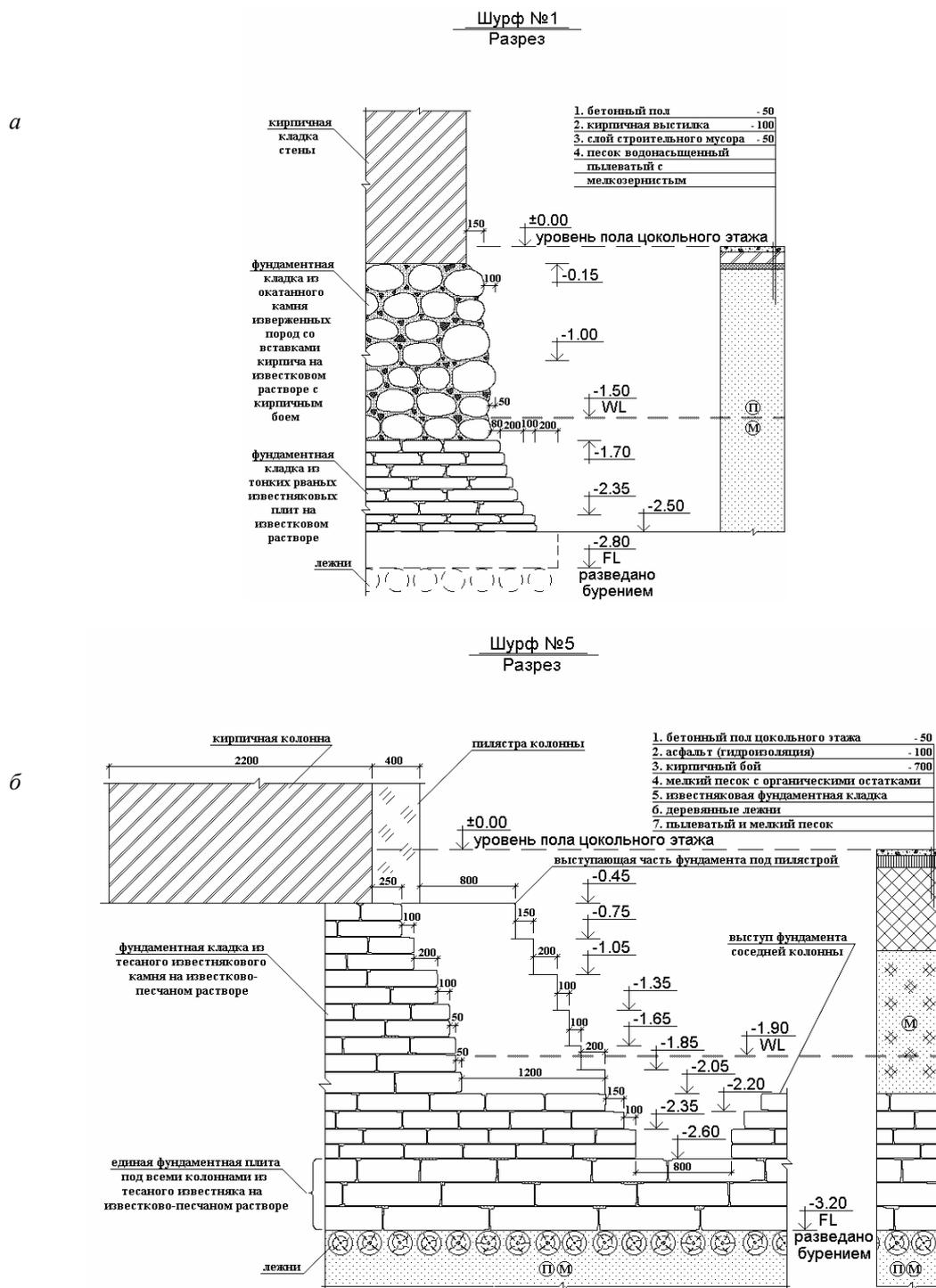


Рис. 3. Фундаменты наружной стены стилобата (а) и столбов (б) Биржи

таким типичным для Санкт-Петербурга явлением, как разрушение деревянных элементов и суффозионное разуплотнение песков под их подошвой.

Было отвергнуто как несостоятельное и предположение об обусловленности деформаций неуравновешенным распором центрального свода. Обследование конструкций показало, что свод является ложным, подвешенным к консолям железобетонных ферм, выполненных в 1914 г. при реконструкции Биржи по проекту Ф. Лидваля.

В результате список вероятных факторов риска сократился до единственного: неоднородности инженерно-геологических условий территории. Проведенные нами геофизические исследования (сейсмотомография) подтвердили наличие более слабых грунтов под южной частью здания.

Для численного моделирования работы конструкций Биржи в рамках программы FEM models применялись упругие четырехугольные оболочечные элементы высокого порядка для аппроксимации функций неизвестных смещений и углов поворота, объемные упругие элементы, а также упругие стержневые элементы.

Специфика принятой в России практики проведения инженерно-геологических изысканий предопределила выбор упруго-

пластической модели грунта, предполагающей линейную связь между напряжениями и деформациями в пределах поверхности, описываемой критерием Кулона–Мора, и бездилатантное течение грунта на предельной поверхности. При моделировании основания учитывался пространственный характер залегания слоев (см. рис. 2).

Расчеты выполнялись в два шага: на первом моделировалось природное напряженное состояние грунтов основания, на втором – возведение сооружения. Как показали расчеты, осадка здания за весь период его существования должна составлять 26...44 см (рис. 4). При этом наблюдаемая разность осадок между углами здания (9...14 см) с увеличением в сторону южной стены вполне соответствует данным геодезических измерений. Толща сжимаемых грунтов достигала 13...15 м. Наибольший вклад в неравномерность деформирования вносит слой заторфованных супесей. Поскольку абсолютные отметки подошвы этого слоя под зданием колеблются от – 0,8 м до – 5,3 м, фундаменты здания не достигают сколько-нибудь надежного основания и в юго-восточной части находятся в заторфованных супесях.

Как показывает расчеты, вследствие развития неравномерных осадок в верхней части стен здания возникают зоны растягивающих

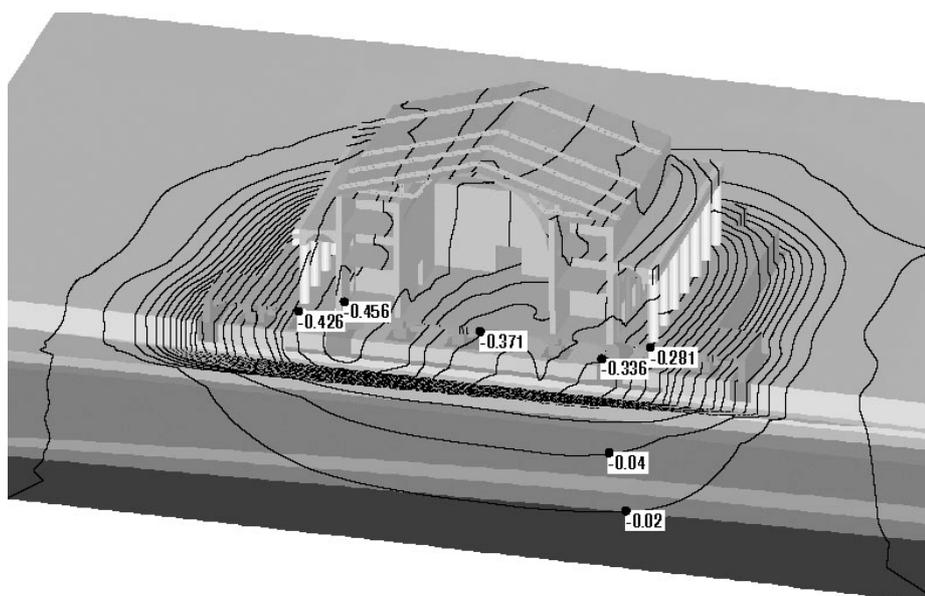
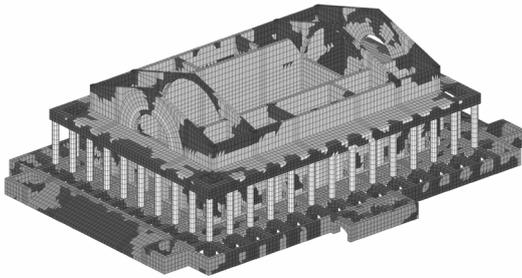


Рис. 4. Изолинии осадок здания и основания по разрезу (м). Изолинии проведены через 2 см

напряжений (рис. 5, а), обуславливающие раскрытие трещин. Результаты расчета вполне согласуются с наблюдаемой картиной развития трещин (рис. 5, б).

а



б

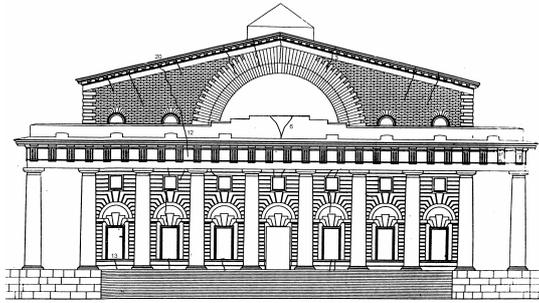


Рис. 5. Места возможного развития трещин (а) в кирпичной кладке (темным цветом обозначены зоны главных растягивающих напряжений) и расположение трещин по результатам обследования (б)

По расчету, наибольшие осадки получают фундаменты, расположенные под двойным контуром стен здания. Меньшая осадка прочих фундаментов обуславливает развитие зон растяжения в кирпичных сводах центральной и краевых зон стилобата, что также вполне соответствует наблюдаемой картине. Исходя из изложенного, был сделан вывод о том, что именно неоднородность геологического напластования является причиной развития неравномерных деформаций здания.

Геодезические наблюдения, проводимые нами с 2002 г., позволяют констатировать, что в настоящее время скорость развития осадок здания Биржи составляет около 3 мм в год. Такие скорости развития осадки характерны для последнедевонских глинистых отложений Санкт-Петербурга, способных под нагрузкой к

«вековой» ползучести при наличии постоянного динамического фона.

Измерения колебаний конструкций Биржи, возбуждаемых проходящим транспортом, показали, что ускорения колебаний достигают  $0,035 \text{ м/с}^2$ , что характерно для транспортных магистралей города с интенсивным движением. При «вековой» ползучести, как правило, наследуется форма деформированного основания (эпюры осадок сохраняют аффинное подобие).

Таким образом, в перспективе нет оснований ожидать прогрессирующего роста деформаций здания и при сохранении существующего status quo усиления здания не требуется.

За состоянием конструкций здания Биржи установлено постоянное наблюдение. Интенсификации деформаций в настоящее время не наблюдается.

## 2. КОНСТАНТИНОВСКИЙ ДВОРЕЦ В СРЕЛБНЕ ПОД САНКТ-ПЕТЕРБУРГОМ

Разрушение этого памятника архитектуры, над созданием которого с 1710 г. трудились лучшие архитекторы Европы – Ж.-Б. Леблон, Н. Минетти, Ф.-Б. Растрелли, А. Воронихин – является результатом воздействия комплекса факторов риска (рис. 6).

Хотя техническое состояние самого здания не внушало опасений, риск его утраты оказался чрезвычайно значительным в связи с аварийным состоянием подпорного сооружения.

В процессе проведенного нами обследования было установлено следующее:

1. Фундаменты наружной фасадной стены лоджий, а также подпорной стенки выполнены из кирпичной кладки. Кладка была разрушена и поэтому могла претерпевать раздавливание с образованием локальных выпоров, подобно грунтовым средам под нагрузкой от вышестоящих конструкций.

2. Все кирпичные конструкции были избыточно увлажнены, что предопределило их разрушение при неоднократных промораживаниях.

3. Поперечные стены погребов не имели фундаментов. Их основание находилось в

уровне пола погребов. Головы деревянных свай, на которые они опирались, сгнили.



Рис. 6. Вид Константиновского дворца со стороны западной лестницы Воронихина. Фото 1910 г.

4. Водоотлив с поверхности террасы был разрушен, что привело к ослаблению участков подпорной стенки в зоне ниш лоджий и гротов.

5. Дренаж (совмещенный с ливневой канализацией и предназначенный для отведения атмосферных и грунтовых вод от дворца), проходящий тремя лучами под подпорными сооружениями (под крайними лоджиями и по центру грота), находился в разрушенном состоянии. Потоки воды стекали по грунту под стенами погребов через разрушенные участки подпорной стенки.

6. Наибольшие повреждения (обрушения) конструкции были приурочены к местам расположения разрушенных трасс дренажа, проходящих под подпорными сооружениями (рис. 7).

Наибольшие разрушения имелись в местах наименьшей изначальной толщины стены (в сечении, ослабленном нишей, штрабой вертикального ливнепровода и локальным разрушением кирпича вокруг него) над пересечением трассы водоотвода от дворца.



Рис. 7. Вид обрушенной поперечной стены погреба за восточными лоджиями (фото 2000 г.)

*Механизм разрушения* может быть описан следующим образом. Неисправность трассы водоотвода ливневой канализации привела к неорганизованному движению потока воды из коллектора, примыкающего к торцевой стене камеры погребов, по грунту под полом и поперечными стенами погребов в сторону подпорной стенки. Продольный дренаж вдоль подпорной стены перестал выполнять свои функции. На подпорную стенку стало оказываться гидравлическое давление, что сопровождалось переувлажнением кладки. В связи с нарушением горизонтальной гидроизоляции покрытия террасы неорганизованное поступление воды увеличилось; замоченными оказались все конструкции погребов.

Промерзание привело к поверхностному разрушению кирпичной кладки, сопровождающемуся давлением морозного пучения промерзающего грунта на подпорную стенку. Одновременно вышли из строя вертикальные водоотводы с террас, что привело к ослаблению сечения подпорной стенки.

При многократных циклах промерзания увлажненной кладки происходило ее морозобойное разрушение, следы которого видны повсеместно.

Переменное обводнение массива грунта перед подпорной стенкой обусловило гниение голов деревянных свай под поперечными стенами погребов, что создало возможность развития их осадок.

Фильтрация воды через подпорную стенку в ослабленном сечении способствовала вымыванию раствора, образованию фильтрационных ходов и разрушению кладки вокруг них при промерзании. Возможность движения

воды через стену привела к возрастанию скорости потока, превышению критического градиента напора в грунте основания поперечных стен и суффозионному выносу мелкодисперсных фракций грунта из-под поперечных стен погребов, образованию суффозионных ходов и полостей под стенами и полами.

Вынос грунта из-под стен обусловил их неравномерное проседание (с наибольшими осадками возле подпорной стены), догружение основания и возникновение дополнительного горизонтального давления на подпорную стенку. Постепенное разрушение кладки подпорной стенки привело к ее разрушению в местах ослабленного сечения с образованием сквозных отверстий и отвалов (конусов выноса грунта и разрушенного кирпича) в нишах лоджий.

Для оценки характера движения грунтовых вод в откосе была выполнена серия численных экспериментов. В рассматриваемом случае фильтрация воды является безнапорной, так как имеет место свободная поверхность фильтрационного потока (депрессионная кривая). В большинстве фильтрационных расчетов рассматривается установившаяся фильтрация. Особенностью решения данной задачи является неполная определенность граничных условий, так как поверхность свободного потока заранее неизвестна.

В расчетах оценивалось влияние разрушения подпорной стенки на фильтрационный режим грунтовых вод. В качестве условного водоупора была принята кровля кембрийских глин. По боковым границам расчетной схемы заданы напоры, соответствующие отметкам грунтовых вод, определенным при проведении инженерно-геологических изысканий. Разрушение стенки моделировалось увеличением трещиноватости  $i$ , соответственно, водопроницаемости от 0,01 до 100  $k_f$ , где  $k_f$  – коэффициент фильтрации супесчаного слоя. Учитывалось, что дренажные системы находятся в нерабочем состоянии.

Расчеты показали, что при малой водопроницаемости стенки она работает практически как водоупор, максимальное снижение уровня грунтовых вод за стенкой составляет всего 30 см. Скорости фильтрации в стенке практически нулевые, промежуток высачивания (высота увлажнения по поверхности

стенки от ее низа) составляет 3,8 м. Если за стенкой отсутствует гидроизоляция, кладка постоянно будет находиться в увлажненном состоянии. При движении грунтовых вод огибают стенку снизу, наибольшие скорости фильтрации формируются в грунте непосредственно под стенкой.

Разрушение и увеличение водопроницаемости стенки приводит к повышению ее дренирующих свойств. При равных значениях водопроницаемости стенки и супеси уровень грунтовых вод у стенки снижается на 2,3 м. Фильтрация воды будет осуществляться как через слой грунта под основанием стенки, так и через нижнюю часть самой стенки, приводя к дальнейшему разрушению ее материала.

Дальнейшее увеличение водопроницаемости стенки до 100  $k_f$  способствует увеличению скоростей фильтрационных потоков, проходящих через нижнюю часть стенки и приводящих к ее дальнейшему разрушению.

Для оценки причин разрушения кирпичной кладки лоджий и погребов и выбора варианта усиления были выполнены следующие варианты расчета конструкции в пространственной постановке с помощью программы:

со свайным фундаментом под стенами погребов;

при исключении из работы свайных фундаментов под стенами погребов вследствие гниения деревянных свай;

в условиях вымывания грунта из-под стен погребов и ослабления кладки фундаментов.

Расчеты показали следующее:

1. При сохранности свайного основания под стенами погребов (рис. 8) конструкции лоджий находятся в устойчивом состоянии, при этом осадки наружных конструкций лоджий не превышают 3,4 см, осадки стен погребов – 5,8 см.

2. В случае исключения свай из работы осадки стен погребов достигают 7,7 см, что является предпосылкой для разрушения поперечных стен.

3. При вымывании грунта и ослаблении кладки фундаментов осадки достигают 8,3 см, а деформация сооружения принимает вид, изображенный на рис. 9. При этом наблюдается разрушение материала кладки.

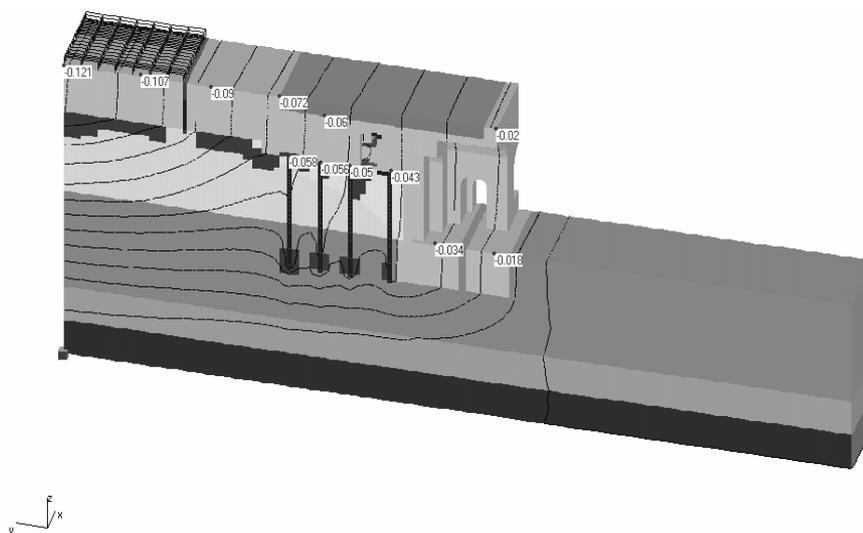


Рис. 8. Расчет деформаций подвалов и лоджий с учетом работы деревянных свай

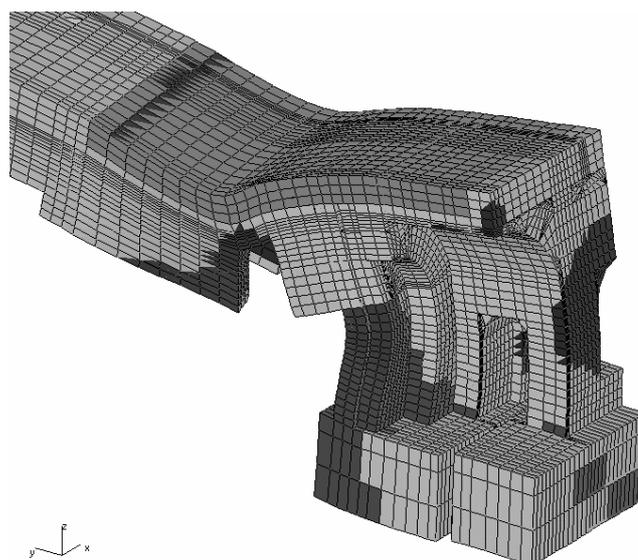


Рис. 9. Деформированная схема (масштаб деформаций увеличен в 500 раз) и зоны предельного состояния в кирпичной кладке при вымывании грунта (темным цветом обозначены области предельного состояния от сжимающих и растягивающих напряжений)

Для спасения памятника архитектуры нами было предложено выполнить инъекционное закрепление и армирование кирпичной кладки с пересадкой всего подпорного сооружения на сваи усиления, опирающиеся на прочные отложения. Инъекция кладки необходима для восстановления ее сплошности и

прочности, армирование – для ее совместной работы в пределах всей конструкции; а устройство свай усиления – для передачи нагрузки на малосжимаемые грунты основания.

Инженерная реставрация памятника была успешно завершена в 2003 г. к 300-летию Санкт-Петербурга.