

## РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ КОНЦЕПЦИИ ИНЖЕНЕРНОЙ РЕСТАВРАЦИИ КОМПЛЕКСА КОНСТАНТИНОВСКОГО ДВОРЦА

**ПАРАМОНОВ Владимир Николаевич**, д-р техн. наук, профессор ПГУПС,  
член РОМГТиФ, технический директор НПФ «Геореконструкция».

**ШАШКИН Константин Георгиевич** – канд. техн. наук, ведущий специалист  
НПФ «Геореконструкция».

Расчетный анализ реконструкции в случае такого сложного сооружения, как Константиновский дворец, представляет собой весьма непростую задачу. В расчетах необходимо учитывать сложную геометрию основания и конструкций (перепад высот, сводчатые перекрытия террасы и т. д.), историю нагружения основания, нелинейный характер работы грунтов, влияние на работу основания и подпорных сооружений грунтовых вод, взаимодействие основания и конструкций подпорных сооружений дворца.

Учет указанных факторов возможен только с помощью численного моделирования. В настоящее время практически единственной программой, позволяющей выполнить подобные расчеты (как среди отечественных, так и среди зарубежных разработок), является программа FEM models, разработанная сотрудниками кафедры «Основания и фундаменты» ПГУПС и НПФ «Геореконструкция» под руководством профессора В. М. Улицкого [1]. Программа позволяет решать в нелинейной постановке сложные задачи, учитывающие совместную работу основания и конструкций сооружения, с числом степеней свободы от нескольких сотен тысяч до нескольких миллионов. Такие вычислительные возможности позволяют с достаточной степенью подробности моделировать работу конструкций и массива грунта.

Для анализа характера работы подпорных сооружений Константиновского дворца было решено несколько типов задач:

расчет фильтрационного потока для оценки характера движения грунтовых вод в откосе;

расчет устойчивости и деформативности подпорного сооружения;

определение усилий в конструкциях подпорного сооружения с учетом нагрузок от здания дворца, гниения деревянных свай в основании сооружения, вымывания грунта из-под фундаментов и разрушения кирпичной кладки.

В первой группе расчетов оценивалось влияние разрушения подпорной стенки на фильтрационный режим грунтовых вод. При этом рассматривалась ситуация, сложившаяся после нарушения работы дренажных систем.

В рассматриваемом случае фильтрация воды является безнапорной, так как имеет место свободная поверхность фильтрационного потока (депресссионная кривая). В большинстве фильтрационных расчетов рассматривается установившаяся фильтрация. Особенность решения данной задачи – неполная определенность граничных условий, так как поверхность свободного потока заранее неизвестна. Методика расчетов безнапорной фильтрации методом конечных элементов приведена в работах [2, 3].

Как показали расчеты, при малой водопроницаемости стенки она работает как водоупор, максимальное снижение уровня грунтовых вод за стенкой составляет 30 см. Скорости фильтрации в стенке практически нулевые, промежуток высачивания (высота увлажнения по поверхности стенки от ее низа) составляет 3,8 м. Поскольку за стенкой отсутствует гидроизоляция, кладка постоянно будет находиться в увлажненном состоянии. При движении грунтовые воды огибают стенку

снизу, наибольшие скорости фильтрации формируются в грунте непосредственно под стенкой.

Разрушение кирпичной кладки стенки вследствие ее замачивания и сезонных изменений температуры (промораживания–оттаивания) приводит к повышению ее дренирующих свойств. При водопроницаемости стенки, равной водопроницаемости 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.

В процессе второй серии расчетов оценивались устойчивость подпорной стенки и подвижки сооружений. Для моделирования нелинейной работы основания использовалась упругопластическая модель среды Рейсса–Прандтля с предельной поверхностью, описываемой уравнением Кулона–Мора. Модель предполагает упругое поведение среды ниже предела текучести и простое (без упрочнения и разупрочнения) пластическое течение при напряжениях на пределе текучести.

Расчеты выполнялись в 3 этапа: на первом – формировалось природное напряженное состояние массива грунта приложением к узлам конечно-элементной сетки нагрузок от собственного веса грунта; на втором – в расчетную схему вводились элементы подпорной стенки; на третьем – прикладывались нагрузки от здания дворца.

Как показали расчеты, при условии целостности конструкций подпорных сооружений горизонтальное смещение стенки составляет около 10 см. При этом общая устойчивость массива грунта сохраняется. Смещение стенки происходит преимущественно за счет подвижек верхней части, смещение нижней части на 2,5 см меньше, чем верхней, что приводит к выгибу конструкций стенки и возникновению значительных растягивающих усилий в кирпичной кладке. Сопоставляя полученные данные с результатами предыдущей серии расчетов, можно отметить, что при вымывании раствора потоком грунтовых вод прочность кирпичной кладки на растяжение становится близкой к нулю, что может приводить к разрушению стенки.

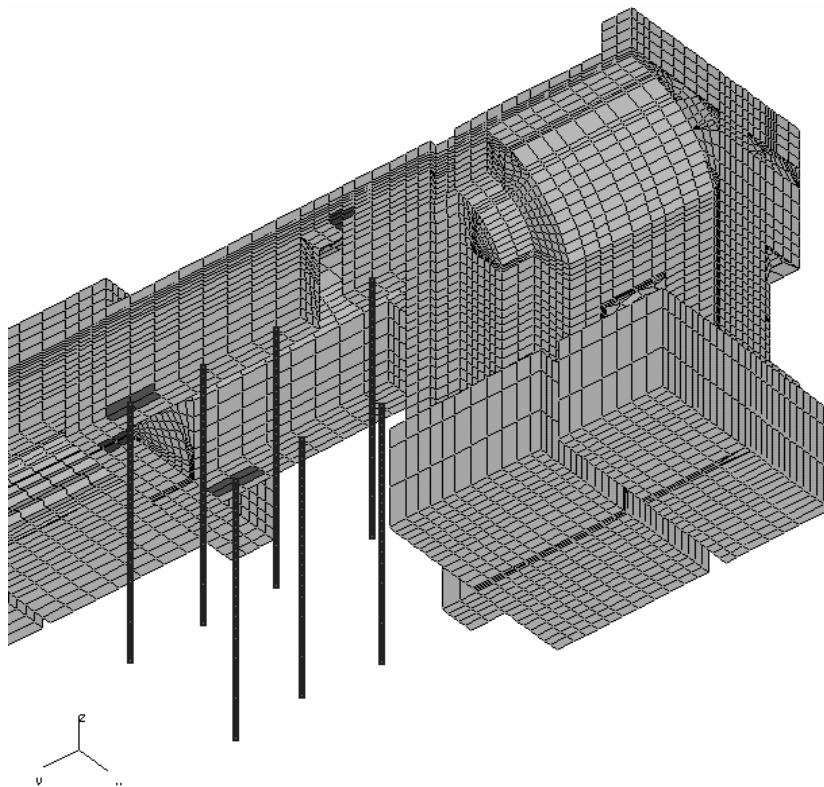


Рис. 1. Фрагмент конструкции подвалов и лоджий (вид снизу со стороны левой плоскости симметрии)

Следовательно, для выполнения своих функций стенка должна воспринимать растягивающие напряжения, что возможно при обеспечении сплошности кладки либо введении армирующих элементов, работающих на растяжение. В условиях разрушения материала кирпича необходимы оба усилительных мероприятия.

В третьей серии расчетов выполнялись более детальный анализ работы подпорных сооружений с учетом совместной работы конструкций и основания, а также оценка эффективности усилительных мероприятий. Такие расчеты оказываются наиболее сложными, поскольку для моделирования текущего состояния конструкций необходим учет не только нелинейной работы грунтов, но и появления трещин и разрушения кирпичной кладки. Для моделирования работы грунтов, как и в предыдущей серии расчетов, использовалась упругопластическая модель с предельной поверхностью, описываемой уравнением Кулона–Мора. Для моделирования работы кирпичной кладки использовалась упруго-хрупкая модель, предполагающая разрушение кладки при достижении предельных растягивающих или сжимающих напряжений. При этом в расчетах учитывалось снижение прочностных и деформативных характеристик кладки в зонах замачивания и фильтрации в соответствии с первой серией

расчетов.

Рассматриваемое подпорное сооружение имеет весьма сложную геометрию (рис. 1): по нижнему уровню располагается ряд лоджий со сводчатым перекрытием и нишами в подпорной стенке; под перекрытием террасы – ряд погребов, перекрытых цилиндрическими сводами.

В расчетах моделировались следующие ситуации:

напряженно-деформированное состояние конструкций при условии существования в основании фундаментов погребов деревянных свай;

дополнительные осадки и напряжения в конструкциях, вызванные гниением деревянных свай;

дополнительные осадки и напряжения в конструкциях при вымывании грунта из-под фундаментов погребов;

напряженно-деформированное состояние конструкций после усиления.

Расчеты показали, что при наличии в основании фундаментов гrotов деревянных свай конструкции лоджий находились в устойчивом состоянии, при этом их осадки не превышали 3,4 см, осадки стен погребов – 5,8 см (рис. 2, 3). Осадка погребов была вызвана в основном влиянием здания дворца.

Если деревянные сваи из-за гниения исключаются из работы, осадки стен погребов

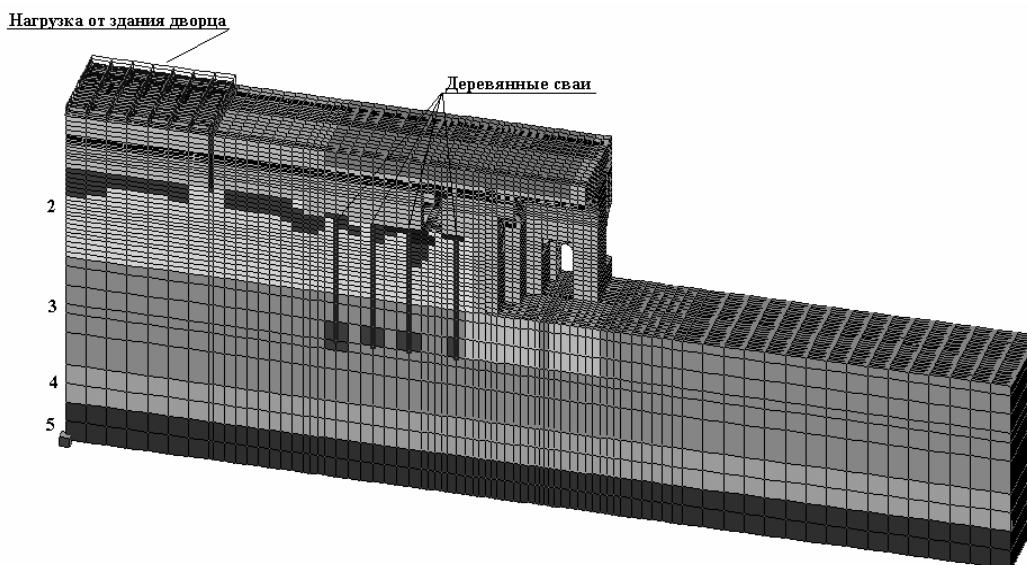


Рис. 2. Расчетная схема при учете работы деревянных свай. Темным цветом показаны области предельного состояния грунта

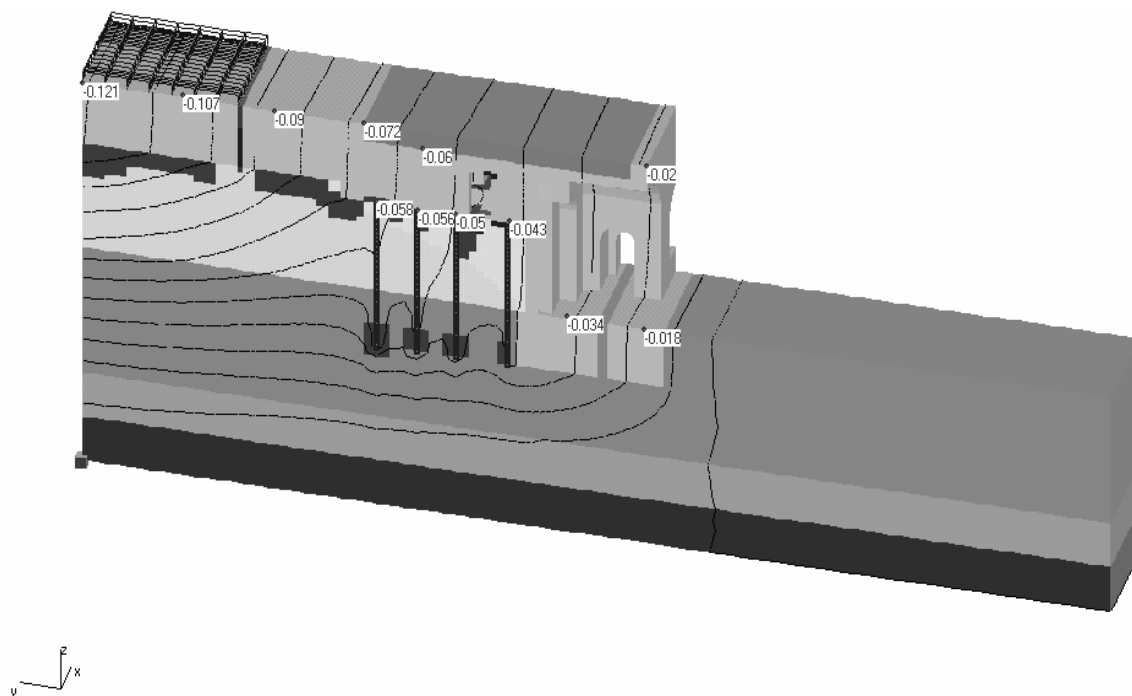


Рис. 3. Изолинии осадок (м) с учетом работы деревянных свай.  
Темным цветом показаны области предельного состояния грунта

достигают 7,7 см, что создает предпосылки для разрушения поперечных стен. При условии вымывания грунта и ослабления кладки фундаментов осадки достигают 8,3 см (рис. 4), а деформация сооружения принимает вид, изображенный на рис. 5 (для наглядности

деформации увеличены в 500 раз). При этом наблюдается разрушение материала кладки (см. зоны, обозначенные темным цветом).

Последний рисунок отражает наблюдаемые на практике разрушения кладки. Они произошли в зонах, обозначенных на рис. 4, 5

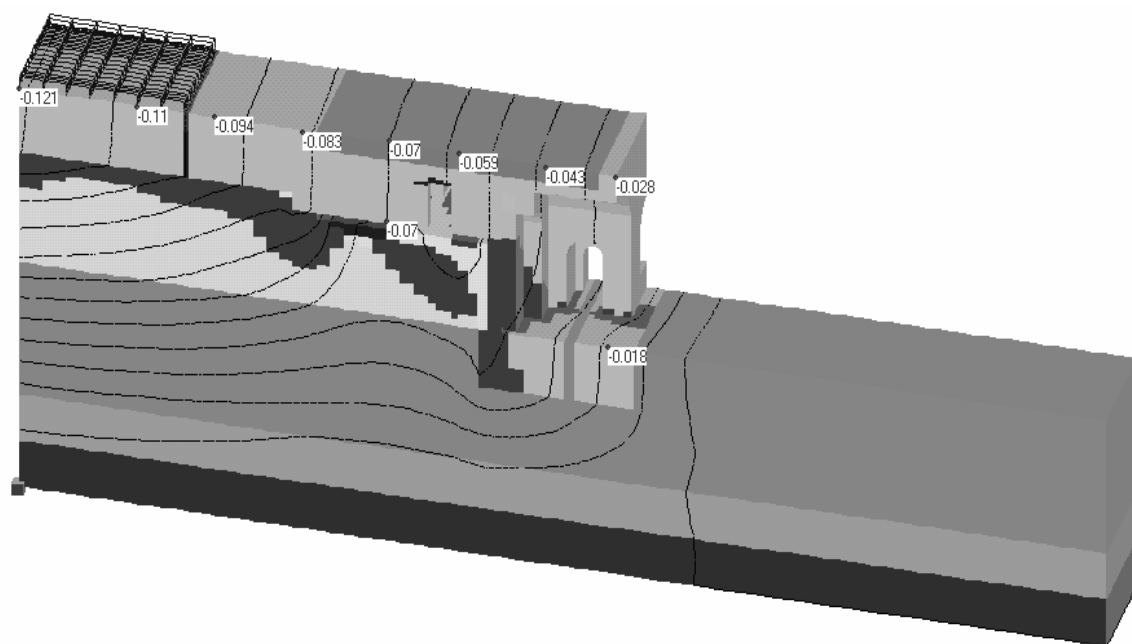


Рис. 4. Изолинии осадок (м) при вымывании грунта

темным цветом.

Для усиления фундаментов и конструкций подпорных сооружений было предложено устройство буроинъекционных свай, выполняемых через кирпичную кладку с верхнего уровня террасы. В пределах кирпичной кладки сваи выполняют роль армирующего элемента и позволяют передать нагрузку от конструкций на нижние слабосжимаемые слои основания. Такое усиление фактически восстанавливает существовавшие до гниения деревянных свай фундаменты. Моделирование усиления конструкций подпорного сооружения показывает, что при усилении буроинъекционными сваями дополнительные осадки не превысят 1 см даже при откопке грунта под подошвами фундаментов погребов (рис. 6).

Усилия в конструкциях сооружений по расчету (при условии восстановления разрушенных частей кладки) не превышают допустимых значений. Это объясняется тем, что при усилении фактически восстанавливается существовавшая ранее схема работы сооружения.

В настоящее время после выполнения работ по усилению в конструкциях подпорных сооружений не образовалось новых дефектов

даже при откопке грунта под подошвой фундаментов погребов на глубину 1,5 м, что свидетельствует о корректности выполненных расчетов и адекватности выбранных усиительных мероприятий.

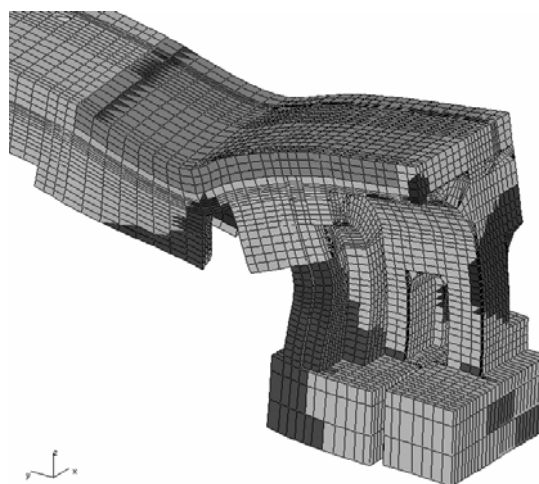


Рис. 5. Деформированная схема (масштаб увеличен) и зоны предельного состояния в кирпичной кладке при вымывании грунта (обозначены темным цветом)

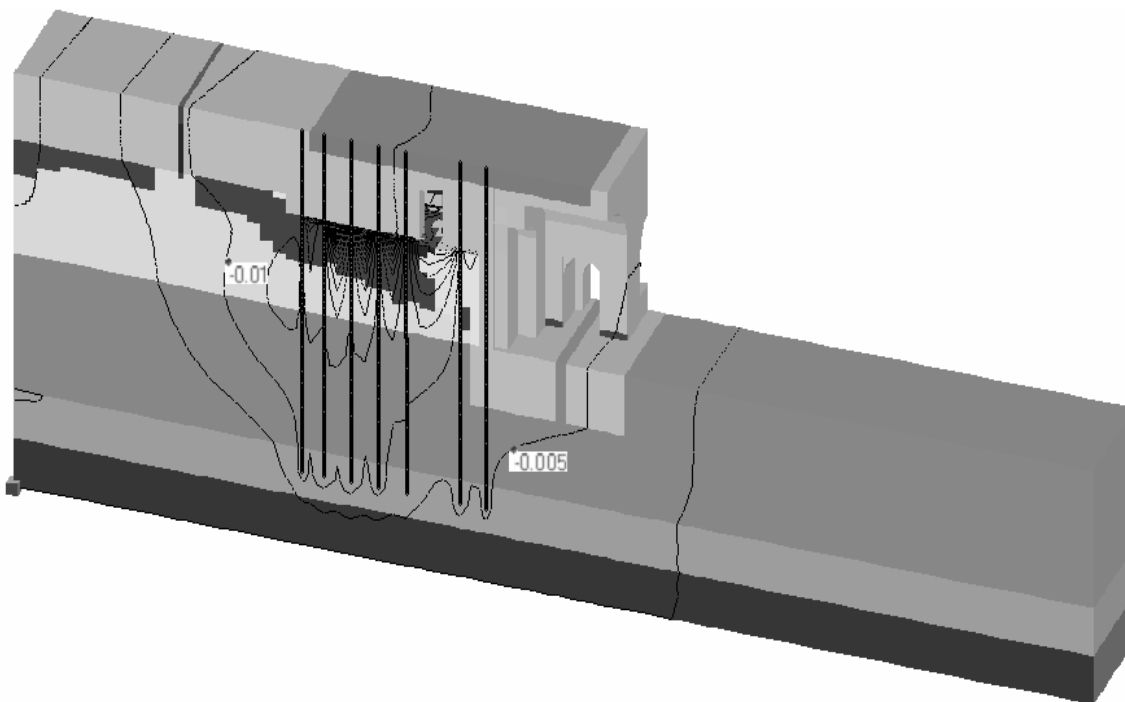


Рис. 6. Изолинии осадок (м) при усилении буроинъекционными сваями и откопке грунта под подошвой фундаментов погребов

**Список литературы**

1. Программный инструмент создания моделей и решения задач строительства и реконструкции с помощью МКЭ “FEM Models” / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, В.Н. Парамонов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. №1. С. 76–79.
2. A. B. Fadeev, V. N. Paramonov. Joint Seepage and Stress-Strain FE Analysis of Geotechnical Objects/ 1<sup>st</sup> Int. Workshop on Homogenization. Theory of Migration and Granular Bodies. Gdansk. KORMORAN, 1995. Pp. 83–90.
3. A. B. Fadeev, V. N. Paramonov. Elasto-Plastic FEM Analysis of Soil Embankment With Seepage Flow// Тр. Российской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. СПб., 1995. С. 380–387.