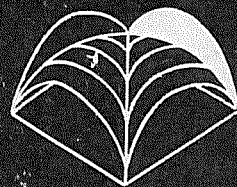
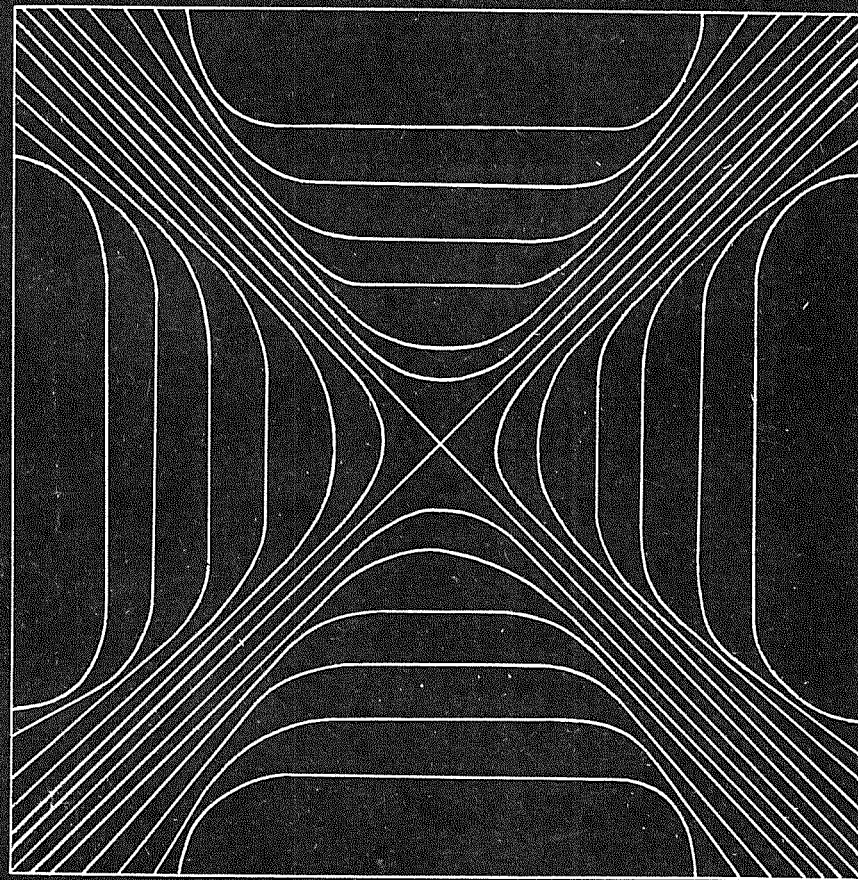


Е. М. Пашкин
Г. Б. Бессонов



ДИАГНОСТИКА ДЕФОРМАЦИИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ



Е. М. Пашкин
Г. Б. Бессонов

ДИАГНОСТИКА ДЕФОРМАЦИИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ



Москва
Стройиздат
1984

Пашкин Е.М., Бессонов Г.Б. Диагностика деформации памятников архитектуры. — М.: Стройиздат, 1984 — 151 с., ил.

Рассматривается взаимодействие между элементами окружающей природной среды и основными конструкциями памятников русской архитектуры, описаны формы и виды их разрушения. Изложена методика диагностики причин разрушения памятников, даны многочисленные примеры, иллюстрирующие проявление различных факторов в деформации памятников. Рассмотрены основные направления по выведению памятников из деформированного состояния и дальнейшему сохранению их устойчивости.

Для архитекторов и реставраторов.

Табл. 4, ил. 70, список лит. 34 назв.

Печатается по решению секции литературы по градостроительству и архитектуре редакционного совета Стройиздата.

Рецензент: д-р техн. наук, проф. Б.А.Ржаницын.

П 4902020000 — 260

047 (01) — 84

44—84

© Стройиздат, 1984

Человек живет не только в окружении природной среды, но и в окружении памятников культуры. Поэтому сохранение природы и сохранение культурной среды стоят рядом: это проблема Экологии с большой буквы.

Д.С. Лихачев

ВВЕДЕНИЕ

В последние годы были приняты важнейшие государственные законоположения, в которых нашло отражение бережное отношение нашего общества к сохранению памятников отечественной культуры. Так, в 1979 г. в Конституцию СССР после всенародного обсуждения был включен раздел о сохранении памятников истории и культуры, в котором, в частности, сказано, что "Государство заботится об охране, приумножении и широком использовании духовных ценностей для нравственного и эстетического воспитания советских людей, повышения их культурного уровня". В это же время были приняты законы СССР и РСФСР об охране и использовании памятников истории и культуры. В "Основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года" подчеркнута актуальность сохранения памятников истории и культуры для всестороннего развития каждого члена нашего общества. "По мере роста культурного уровня народа, — отмечалось на июньском (1983 г.) Пленуме ЦК КПСС, — усиливается воздействие искусства на умы людей"¹. В полной мере это относится и к эстетическому воздействию памятников истории и культуры, изобразительного искусства.

Сохранить бесценное наследие прошлого, сберечь его для потомков — благороднейшая задача нашего времени. Утраты во времени для памятников культуры, к сожалению, неизбежны и они необратимы, можно только оберегать памятники, поддерживая их физическое состояние.

Наше время — время громадного развития техники и повсеместной урбанизации, ущемления и зачастую разрушения естественной природной среды — создает дополнительные трудности в деле сохранения памятников культуры. И, как отмечает академик Д.С.Лихачев, "запас" памятников культуры, "запас" культурной среды крайне ограничен в мире и он истощается со все прогрессирующей скоростью. Техника, которая сама является продуктом культуры, служит иногда в большей мере умерщвлению культуры, чем продлению ее жизни [10].

¹Правда, 16 июня 1983 г.

Поэтому проблема физического сохранения памятников культуры особенно остро проявляется при реставрации памятников архитектуры, которые менее других памятников защищены от воздействия отрицательных факторов внешней среды и хозяйственной деятельности человека.

В этой связи возникает необходимость в разработке комплекса сложных мероприятий, связанных с сохранением памятников архитектуры в изменяющейся природной среде, в обстановке постоянных техногенных изменений на застраиваемых территориях старых русских городов.

Предлагаемая читателю книга — результат многолетней деятельности авторов по изучению и сохранению технических основ памятников архитектуры, осмыслению некоторых теоретических позиций инженерной реставрации, выяснению роли, которую играют изменения окружающей природной среды в сохранении оснований и несущих конструкций, необходимости установления причин разрушений памятников архитектуры для принятия правильных инженерных решений при их реставрации.

Помимо традиционных методов реставрации архитектурных элементов памятников важнейшей задачей реставрационной практики становится исследование причин деформации конструктивных элементов памятников во взаимодействии их с наиболее агрессивными факторами окружающей среды. Естественно, эта новая задача уже не может быть решена только на базе существующих методических основ реставрации памятников архитектуры [14, 27], фактически не затрагивающих вопросы диагностики деформирования и разрушений. Поскольку масштаб информации о связи функционирования основных конструкций памятников архитектуры со свойствами и состоянием геологической среды в сфере их взаимодействия все увеличивается, постольку ее решение не может обойтись без исследования причинно-следственных связей. Решение этой проблемы приобретает важное значение не только как одна из сторон научно-технического прогресса в области реставрационных работ, но, что особенно существенно, способствует повышению эффективности и рациональности исследовательских работ по выявлению основных причин и факторов, разрушающих памятники архитектуры, и тем самым помогает целенаправленно их охранять.

В ходе реставрационных работ для обоснования последовательности их ведения, выбора конструктивных решений, для разработки мероприятий, предохраняющих памятники от отрицательных воздействий природных факторов, наиболее важным и вместе с тем наиболее сложным является вопрос установления причинно-следственных связей. Сложность решения этих вопросов объясняется разнообразием действующих факторов, разнообразием природных условий, в которых находятся памятники архитектуры. Отсюда — многообразие взаимодействий несущих

конструкций памятников с окружающей природной средой. Реставрация памятника архитектуры может, таким образом, рассматриваться как "лечение", предусматривающее правильную диагностику заболевания, определение общего состояния памятника и выбор решения по приведению его в устойчивое состояние с сохранением функционального взаимодействия конструктивных и архитектурных элементов.

Задача, возникающая при инженерной реставрации памятников архитектуры, заключается в сохранении общей структуры (функциональной и динамической) памятников, выполнении всех необходимых инженерных работ по обеспечению дальнейшего содержания памятников. В связи с этим совершенно очевидна необходимость проведения детальных исследований технического и конструктивного характера для установления динамики взаимодействия подсистем "памятник — среда".

Современное состояние рассматриваемого вопроса можно охарактеризовать как этап перехода от накопления фактического материала к теоретическим выводам. Особое значение при этом приобретает сбор и обобщение информации о характере проявления деформаций памятника в конкретных инженерно-геологических условиях. В большинстве случаев архитекторы-реставраторы не подготовлены к постановке подобных исследований, поэтому к этой работе должны привлекаться инженеры, конструкторы и геологи.

Такое положение обусловило проведение ведущими органами по охране памятников архитектуры (Центральный совет Всесоюзного общества охраны памятников истории и культуры, Министерство культуры РСФСР, Госстрой РСФСР и др.) серии совещаний и конференций (Псков, 1973; Ленинград, 1974; Смоленск, 1977; Вологда, 1981), на которых были рассмотрены, в частности, вопросы влияния на сохранность памятников архитектуры антропогенных факторов¹, гидрогеологических и инженерно-геологических условий на территории старых городов.

Начиная с 1948 г. был выпущен целый ряд инструктивных документов [7, 28] по реставрации, содержанию и охране памятников архитектуры, стоящих на государственном учете. К сожалению, не все рассматриваемые вопросы нашли отражение в этих документах. Несколько позже, начиная с 1960 г., появилась серия работ, посвященных методике реставрации памятников архитектуры [14, 18, 27]. В этих работах весьма широко освещаются многие вопросы реставрационной теории и практики, начиная от рассмотрения теоретических концепций и методов исследования памятника и кончая вопросами проектирования и его реставрации. Однако и в этих работах,

¹ Факторы, развивающиеся под влиянием хозяйственной деятельности человека.

несмотря на их научность и достаточную полноту, не затронуты вопросы диагностики причин деформации памятников архитектуры.

Наиболее полно рассмотрены основные факторы, определяющие деформацию памятников архитектуры в работе Э.М.Генделя [6]. Однако отсутствие четкого разделения природы действующих факторов на конструктивные, естественные и антропогенные усложняет установление диагноза деформации памятника.

В настоящее время известны многие причины, выводящие памятники архитектуры из состояния равновесия, разработаны многие эффективные методы ликвидации аварийного состояния памятников. В целом сложилась такая ситуация, когда важным моментом является решение порой незначительных по своему масштабу, но важных по характеру вопросов, занимающих граничное положение. Одним из таких вопросов и является разработка диагностики причин деформирования памятников архитектуры, находящихся в сфере влияния хозяйственной деятельности человека.

Таким образом, памятники архитектуры можно представить как живые сосуды, связывающие человека с окружающей его техногенной и культурно-экологической средой. И в этом отношении памятники архитектуры наряду с традиционными функциональными качествами, отражающими их эстетические достоинства, приобретают дополнительные материально-технические особенности, обусловленные преодолением естественного старения сооружений и необходимостью их сохранения в условиях нарастающих техногенных изменений. Это определяет специфические особенности усложнившегося процесса реставрации памятников архитектуры, который сейчас рассматривается как комплекс целей и задач, далеко не всеми реставраторами ясно осознаваемый. В создавшейся ситуации самым важным представляется сохранение общих принципиальных позиций. Одна из таких позиций реставрационного процесса продиктована Международной хартией по консервации и реставрации памятников, утверждающей, что в этой деятельности необходима помощь всех отраслей науки и техники, которые могут способствовать изучению и сохранению исторических памятников в их органическом окружении. Авторы видят наиболее важным в первую очередь сохранение материально-технических качеств памятников архитектуры в комплексе с элементами природной среды.

Введение, заключение, 1-й раздел 1-й главы, 3-я и 5-я главы, 1-5-й разделы 6-й главы написаны Е.М.Пашкиным, 2-й раздел 1-й главы, 2-я и 4-я главы, 6-й и 7-й разделы 6-й главы написаны Г.Б.Бессоновым.

ГЛАВА 1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПАМЯТНИКОВ РУССКОЙ АРХИТЕКТУРЫ

1. ПАМЯТНИК АРХИТЕКТУРЫ КАК СИСТЕМНЫЙ ОБЪЕКТ

В последние годы в практике реставрации памятников архитектуры намечилась тенденция комплексной оценки их состояния во взаимодействии с изменениями окружающей среды. Стало вполне правомочным рассмотрение объекта реставрации как элемента сложной природно-технической системы "памятник-среда", в которой памятник архитектуры можно представить как подсистему, включающую взаимосвязанные конструктивные и архитектурные элементы, а окружающую памятник среду — как взаимосвязанные компоненты природной подсистемы: литосферу, гидросферу и атмосферу.

Среди факторов, определяющих состояние и свойства литосферы, гидросферы и атмосферы, немалую роль играет хозяйственная деятельность человека. Видоизмененная человеком окружающая среда в рассматриваемой системе "памятник-среда" самым губительным образом влияет на сохранность памятников архитектуры. Наиболее чувствительными к подобным изменениям оказываются грунты основания памятников архитектуры и их основные несущие конструкции.

Элементами подсистемы "памятник" могут быть тела искусственных строительных материалов разного таксонометрического уровня. Для рассмотрения элементов этой подсистемы целесообразно ее "декомпозировать". Средством декомпозиции может служить структурный метод, позволяющий выделить в архитектонике памятника структурные блоки того или иного порядка. Пространственные отношения выделенных элементов подсистемы определяют ее структуру. Для выявления различных иерархических уровней элементов подсистемы вводятся ограничения на масштаб выделения элементов в зависимости от конкретно решаемой задачи. В зависимости от размеров элементов, роли, которую они играют при деформации конструкций памятников, можно выделить три уровня:

I уровень — элементарный блок в виде плинфы, кирпича, шуфа, известняка, валуна;

II уровень — функциональный блок. На этом уровне подсистема рассматривается как единство взаимосвязанных элементарных блоков, группирующихся в функциональные блоки, несущие конкретные функциональные нагрузки, как некоторые целостности, например, стена, колонна, свод, фундамент;

III уровень — агломерат функциональных блоков. На этом уровне взаимодействие функциональных блоков обуславливает

подсистему "памятник", а их отношения — ее структуру. На этом же уровне проявляется взаимоотношение памятников с факторами окружающей среды. Изучение взаимодействия между функциональными элементами и факторами окружающей среды позволит устанавливать стабильность или нестабильность системы "памятник — среда".

В зависимости от характера взаимодействия памятников архитектуры с факторами внешней среды по аналогии с биологическими объектами можно выделить жесткий и дискретный типы структурных организаций в подсистеме "памятник". Взаимоотношение между разнотипными элементами в подсистеме "памятник", например, кирпич-раствор или стена-свод при одинаковом воздействии изменений в окружающей среде или ее факторов чаще всего происходит по принципу слабого звена. При этом деформации будут развиваться ступенями, затрагивая сначала элементы жесткости — каркас, например, металлические связи, затем разрушению подвергается субстрат памятника (кирпичная или каменная кладка). Это означает, что этапы разрушения памятника связаны с трансформацией его структуры.

Жесткая структура памятника сохраняется в устойчивых условиях проявления факторов внешней среды или в пределах статистической их изменчивости. Эта структура функционирует до тех пор, пока действие факторов на памятник не превысит некоторый критический порог. На определенном этапе существования каждого памятника происходит перерождение его структуры, когда для саморегулирования и адаптации к изменяющимся факторам внешней среды жесткая структура переходит в дискретную за счет реализации напряжений в конструкциях по правилу слабого звена. Так, за счет образования трещины жесткая структура памятника адаптируется к измененным условиям внешней среды без нарушения системообразующих связей.

Можно привести несколько примеров перерождения структуры памятников в первые годы их существования, что в последующие годы не помешало памятнику приспособиться к новым условиям. Так, например, в Успенском соборе в Рязани, построенном Я.Бухвостовым в 1702 г., уже через 10 лет стали появляться трещины в результате неравномерной осадки: "своды все от стен отстали и рассадины учинились и связи, коими к стенам укреплены, от стен оторвало". Таким образом, уже в 1712 г. собор утратил первоначальную жесткость структуры и в результате внутренней перестройки адаптировался к новым условиям, обусловленным неоднозначным поведением грунтов основания. К 1727 г. произошел очередной этап деформаций, и трещины "великие обретаются", а в 1755 г. в алтаре и сводах появились новые трещины, которые продолжали развиваться до 1805 г., когда усилиями архитектора Руско были

проведены реставрационно-укрепительные работы. Таким образом, приблизительно за 100 лет своего существования собор неоднократно адаптировался к новым условиям до той поры, пока внешние воздействия на памятник не превысили бы некоего порогового значения, после которого он перестал бы сохранять свою структуру.

Другим примером резкого изменения жесткой структуры под влиянием значительных изменений в окружающей геологической среде может служить Троицкий собор Ипатьевского монастыря, построенный в 1652 г. В 1709 г. после крупного наводнения на Волге в результате полного водонасыщения тонкозернистых песков и снижения их несущей способности собор "расселся на двое", потеряв общую жесткую структуру. Возникшая после этой деформации дискретная система сможет существовать до тех пор, пока не будут полностью исчерпаны все физические возможности системы "памятник — среда". К ним в первую очередь следует отнести сохранение сильных связей между основными элементами, например, фундаментом и основанием, стенами и сводом. Поэтому на этапе перехода жесткой структуры в дискретную важно выявить взаимодействие тех элементов, которые в новых условиях будут определять сильные связи. Выявление подобных взаимодействий должно составлять основу исследований по изучению технического состояния памятника архитектуры с тем, чтобы стабилизировать сильные связи. Для Троицкого собора такими мероприятиями могут быть: исключение постоянно повторяющихся колебаний уровня грунтовых вод, которые способствуют развитию процесса деструкции деревянных свай и снижению несущей способности грунтов оснований; консервация сохранившихся свай; закрепление песчаных грунтов силикатными растворами. Наиболее эффективным мероприятием, исключающим дальнейшие осадки памятника и развитие деформаций, следует считать в этом случае проведение силикатизации грунтов основания.

Целостность дискретной системы может быть обусловлена стереотипным поведением составляющих ее элементов при взаимодействии с факторами внешней среды и, наоборот, дифференцированный характер взаимодействия элементов памятника с факторами внешней среды приводит к нарушению структурных связей и дезорганизует подсистему "памятник".

2. ТИПЫ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ПАМЯТНИКОВ РУССКОЙ АРХИТЕКТУРЫ

Наибольшее число сохранившихся памятников архитектуры составляют культовые постройки. Это объясняется не только тем, что на их возведение тратилось больше средств, сил и прив-

лекались лучшие мастера, но и тем значением, которое имела церковь в прошлом. Как отмечал Н.Н.Воронин [4], верховное господство богословия сказывалось в том, что богослужение в церкви было основным видом зрелища, которое подчиняло себе архитектуру. Это проявилось уже при постройке первых христианских храмов в Эчмиадзине, Константинополе, Киеве и других городах, возведенных специально для проведения театрализованных культовых церемоний. Эти соборы стали родоначальниками крестово-купольной системы, широко распространившейся на Руси.

Ниже рассматриваются системы конструкций культовых построек русской архитектуры в пределах элементов II уровня, выделяющихся по функциональному назначению структурных блоков для этого наиболее распространенного вида памятников архитектуры.

Крестово-купольная система (общие сведения). Конструктивную основу крестово-купольных сооружений составляет трех- или пятипролетная арочно-стоечная система, делящая внутренний объем на центральный и боковые нефы. На четыре центральных столба (при шестистолбной системе — на четыре восточных столба) опираются, с одной стороны, главные подпружные арки, несущие центральный световой барабан, с другой — боковые подпружные арки, служащие основанием для коробовых (или крестовых) сводов так называемого "планового креста", а в пятиглавых храмах и для угловых барабанов.

Подпружные арки делают в плане пространственную систему перекрытия на отдельные модули, которые в зависимости от размера и нагрузки создают большие или меньшие распоры, направленные навстречу друг другу. Складываясь (или вычитаясь), они создают суммарный "неуравновешенный" распор системы, действующий в плоскости подпружных арок продольного и поперечного направления и воспринимаемый, главным образом, массой вертикальных несущих конструкций — столбов, пилонов, наружных стен, — работающих независимо или конструктивно объединенных в диафрагмы жесткости. В недеформированных, нерасчлененных трещинами толстостенных конструкциях существенное значение имеет и горизонтальная жесткость внешнего опорного контура, препятствующего действию распора совместно с вертикальными элементами жесткости (рис. 1).

В общем случае опрокидывающее действием распора H_c плоской многопролетной системы, приложенного к своему элементу жесткости на высоте h_c , должно быть меньше суммарной удерживающей реакции массы Q и нагрузки G данного элемента, приложенных с соответствующим плечом относительно точки (оси) опрокидывания. В противном случае при избытке распора равновесие системы должно поддерживаться работой затяжек, установленных в уровне пят подпружных арок, или

внешних дополнительных жестких элементов — пристроек, контрфорсов и т.п.

Следует заметить, что при нормальной, спокойной статике роль воздушных связей (затяжек) в обеспечении равновесия существующих крестово-купольных сооружений не является определяющей, хотя с развитием системы и увеличением перекрываемых пролетов она возрастает. Действительно, трудно привести пример опрокидывания или резкой деформации под действием распора системы, вдруг лишившейся воздушной связи. Податливость анкерных частей, температурная деформация (при морозах и пожарах), коррозия металла затяжек или гниение деревянных связей — все это позволяет считать воздушные связи второстепенным или, по крайней мере, временным звеном в системе древних распорных конструкций. Воздушные связи крестово-купольных систем на деле служат скорее профилактическими элементами, препятствующими взаимному смещению вертикальных (и горизонтальных) элементов жесткости либо в процессе строительства, либо при просадках и других деформациях стен и столбов. Такому представлению о функции связей вполне отвечают факты безаварийного состояния памятников с неработающими или срезанными (в процессе приспособления) связями. С другой стороны, наблюдаемые на некоторых памятниках значительные усилия в связях, как растягивающие, так и сжимающие, свидетельствуют лишь о нарушении начального равновесия системы и нерациональной работе конструкций, вызванной их повреждением, перегрузкой или просадочными процессами. Таким образом, начальная пространственная жесткость арочно-стоечных систем зависит в первую очередь от соблюдения рационального соотношения вертикальных и горизонтальных нагрузок, воспринимаемых жесткими элементами здания, т.е. от их устойчивости действию распора, и в гораздо меньшей степени от наличия воздушных связей, включающихся в активную работу лишь на стадиях деформаций.

Предпосылками длительного безаварийного существования арочных распорных систем из кладочного материала можно считать умеренные напряжения во всех элементах, отсутствие растягивающих усилий и малую чувствительность конструкций к влиянию внешней среды. Последнее обстоятельство предопределяется либо самим характером конструкции, либо природными условиями территории памятника. Практика возведения крестово-купольной системы выработала свои строительные методы, учитывающие сложные инженерно-геологические и климатические условия Среднерусской равнины, специфику строительных материалов, а также (в начальный период) и недостаточный строительный опыт.

Для большинства сохранившихся ранних русских памятников общими конструктивными признаками служат:

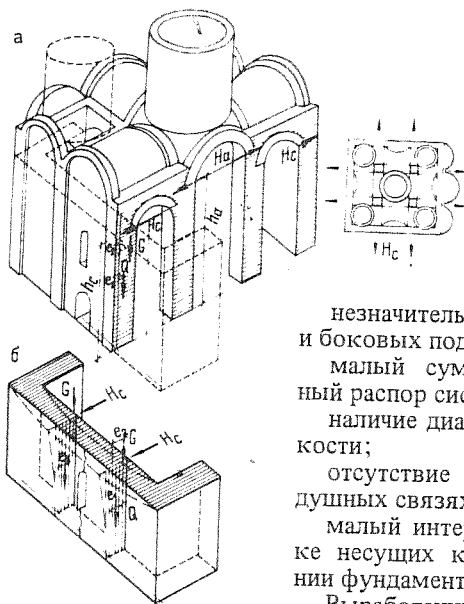


Рис. 1. Принцип работы крестово-купольной системы
 а — действие внутренних сил в плоской трехпролетной системе; б — работа вертикальных и горизонтальных элементов жесткости; H_a — составляющая суммарного распора подпружной арки и напуска

незначительные пролеты центральных и боковых подпружных арок;
 малый суммарный неуравновешенный распор системы;
 наличие диафрагм или модулей жесткости;
 отсутствие заметных усилий в воздушных связях;
 малый интервал напряжений в кладке несущих конструкций и в основаниях фундаментов.

Выработанные оптимальные параметры крестово-купольных сооружений начального и последующего периодов не были, конечно, гарантией надежности при их механическом перенесении в несвойственные "сферы", например, иной масштаб, материал или грунтовые условия. Известны многочисленные аварии — обрушения сводов, барабанов, падения столбов и др., происшедшие на объектах, которые конструктивно и даже внешне подобны своим длительно и безаварийно существующим прототипам. Напротив, дифференцированный подход к решению конкретных строительных задач допускал не только благополучную местную интерпретацию апробированных схем, но и принципиальные от них отступления, положившие в ряде случаев начало новым методам и направлениям.

Развитие крестово-купольной системы. Пути развития крестово-купольной системы (как впоследствии и других систем) диктовались многими условиями — градостроительными, идеологическими, утилитарными и другими, предъявляемыми к церковным постройкам в различные периоды, а также финансовыми возможностями. В течение 300–400 лет со времени возведения первых наиболее значительных и дорогих соборов Древней Руси вплоть до строительства московских кремлевских соборов в городах, монастырях и посадах строились, главным образом, сравнительно небольшие и недорогие храмы, одноглавые (редко трех- или пятиглавые), трехнефные, четырех-, шестистолпные.

По характерным конструктивным признакам их можно разделить на три основных типа:

рядовые, традиционные арочно-стоечные системы, перекрытые сводами в одном уровне с центральными подпружными арками; системы с повышенными центральными подпружными арками;

системы с опущенными углами.

В зданиях первого типа общий уровень подпружных арок и цилиндрических сводов перекрытия соответствует линейному однорядному расположению закомар на фасадах. Угловые части нефов в некоторых случаях перекрыты половинами цилиндрических сводов. Продольная ориентация угловых сводов (большинство перекрытий) способствует сбору нагрузок преимущественно на подпружные арки продольного направления, передающие распор на главные жесткостные элементы — апсиды.

Внутренними элементами жесткости служат диафрагмы, образуемые жестким соединением близко поставленных столбов и наружных стен с помощью двух ярусов арочных перемычек (перекрытия и хор) или сплошного заполнения. Пилоны апсид и восточных столбов часто объединяются в сплошные стенки с низкими проемами для прохода. В шестистолпных соборах дополнительную продольную жесткость образуют подпружные арки и столпы лишнего западного модуля (нартекса).

Для сравнительно крупных или высоких объемов XII–XV вв. характерны дополнительные внешние жесткости, например, высокие притворы с трех сторон против крыльев планового креста (церкви Параскевы Пятницы 1207 г. и Спаса на Ковалеве 1198 г. в Новгороде), лестничные башни (Георгиевский собор 1119 г. в Юрьеве монастыре) или наружные галереи и приделы (псковские постройки). В шестистолпном Спасском соборе в Чернигове (1036 г.) пространство между подкупольными столбами в направлении восток — запад заполнено двухъярусными арочно-стоечными диафрагмами. В грандиозных пятинефных Софийских соборах Киева (1037 г.) и Новгорода (1045 г.), строившихся, видимо, при участии византийских мастеров, пространственная жесткость обеспечивается также многопролетностью системы со ступенчатым снижением линии распора от высокой центральной части к более низким крайним нефам.

Снижение уровня распора системы. В силу того что подпружные арки, несущие цилиндрические своды планового креста, располагаются в любом случае ниже центральных подпружных арок, распор последних, приложенный в уровне шельг боковых арок, воспринимается ими как горизонтальная нагрузка, и суммарный распор трехпролетной системы опускается приблизительно на уровень пят боковых арок.

Это обстоятельство эффективно использовано в сооружениях второго типа, где своды креста и их подпружные арки значительно (на 1 м и более) опущены по отношению к главным подпруж-

ным аркам; на столько же снижен против обычного уровень приложения суммарного распора к элементам жесткости.

Другой способ снижения уровня общего распора системы заключается в передаче части распора сводов креста на угловые пониженные и, следовательно, наиболее жесткие части объемной конструкции. Перекрывающие их половинки цилиндрических сводов работают как "ползучие" арки или аркбутаны.

Солидное снижение уровня распора в системах второго и третьего типа позволило здчим заметно увеличить высоту зданий, по выражению П.Н.Максимова, "самое дорогостоящее измерение". Особый выигрыш в этом смысле давало сочетание повышенных центральных подпружных арок с пониженными углами, уровень распора системы снижался приблизительно в 1,5–1,8 раза. Что же касается возможности передачи нагрузки от высокоподнятого барабана непосредственно на наружные стены или опущенные углы, минуя центральные столбы, — это явление могло иметь место лишь при деформациях системы или просадках центральных столбов, как, например, в церкви Прокопия в Новгороде (см. гл. 4).

Храмы с пониженными углами имеют характерное треугольное или трехлопастное завершение фасадов, одну главу, одну—три апсиды, посводную или восьмискатную (на "мальчиках") кровлю. Повышенные подпружные арки могут декорироваться одним-двумя рядами кокошников или быть скрыты конструкцией кровли. Пониженные угловые своды нашли применение в памятниках Смоленска и Новгорода с конца XII в. (церковь Михаила Архангела, 1194 г., церковь Рождества в Пырьни ок. 1200 г.). Повышенные подпружные арки и ступенчатые своды впервые применены, видимо, в черниговской Пятницкой церкви и современных ей постройках Новгорода-Северского и Путивля, позднее в псковских и московских постройках. Наибольшее распространение обе системы имели в XIV–XV вв., когда были созданы такие выдающиеся произведения, как церковь Спаса на Ильине в Новгороде (1374 г.), Спасо-Преображенский собор Андроникова монастыря (конец XIV — начало XV в.), Рождественский собор Саввино-Сторожевского монастыря (1405 г.). Интересно заметить, что повышенные подпружные арки применены в Новгороде лишь в 1529 г. в церкви Прокопия.

С начала XVI в. в Москве и других городах Русского государства началось строительство крупных четырех-, шестистолпных, пятиглавых соборов крестово-купольной системы, перекрытых либо традиционными коробовыми сводами (Архангельский собор Московского Кремля, 1508 г., Успенский собор в Дмитрове, 1509 г., Смоленский собор Новодевичьего монастыря, 1522 г.), либо новыми в русской практике крестовыми сводами (Успенский собор Троице-Сергиевского монастыря, 1559 г., Софийский собор в Вологде, 1568–1570 гг.), впервые примененными в 1479 г. в московском Успенском соборе.

От предшествующих, да и современных им распространенных одноглавых храмов, они отличались в первую очередь значительно большими размерами (площади и высоты), что свидетельствовало об известном скачке в развитии строительной науки и освоении новых архитектурных методов.

Очевидно, что с увеличением габаритов классической трехнефной системы обеспечение равновесия становилось все более трудной задачей. При пропорциональном увеличении в n раз линейных размеров всех основных элементов напряжение в кладке и в основании центральных столбов возрастает приблизительно в n^2 раз, объем кладки и распор системы — в n^3 раз, опрокидывающее действие распора — в n^4 раз.

В соборах ХУТ–ХУП вв., лишенных традиционных элементов жесткости — диафрагм и пониженных углов, противодействие резко возросшему распору зодчие искали в облегчении конструкций перекрытия (крестовые своды в один кирпич), пригрузке угловых частей здания массой барабанов, включением в более активную работу элементов связевого каркаса, увеличением прочности кладки несущих конструкций. Использовалась и обстройка основного объема галереями.

Искусственное снижение уровня распора могло иметь место лишь в системах с коробовыми сводами, среди которых особо выделяются ступенчатые конструкции, например, перекрытие Спасского собора Прилуцкого монастыря (1537–1542 гг.). Неравносвешенный распор крестовых сводов так называемых паплатных систем (по типу московского Успенского собора) передавался на наружные стены практически на уровне пят самих сводов, так как подпружные арки работали в той же плоскости. Роль воздушных связей как элементов устойчивости распорной системы при этом резко возросла, получили распространение парные связи.

По высоте внутренний объем некоторых зданий стал делиться на два яруса — собственно церковь и подклет. Сводчатые перекрытия подклета, работая горизонтальным диском, снижали свободную длину центральных столбов, что давало возможность делать их более тонкими, не нарушая оптимального соотношения высоты и сечения.

Наружные стены, как основные элементы жесткости, выполнялись весьма большой толщины, особенно при крестовых сводах перекрытия. Нагрузка на фундаменты стен относительно возросла и за счет пригрузки их массой сводов первого яруса и примыкающих галерей.

Сдерживающими рост объемов факторами становятся не только проблемы статике, но и ограниченные возможности строительного материала — кирпича, белого камня, а также прочность основания. Если в сооружениях XIII–XV вв. напряжения в кладке обычно не превышали 0,2–0,3 МПа для стен, 0,4–0,45 МПа для подпружных арок и столбов, то в крупных

соборах XVI—XVII вв. оно достигло соответственно 0,45–0,5 МПа и 0,8–1,2 МПа. Последние значения близки к предельным для кладки из качественного кирпича и тесаного камня средней прочности. При внецентренном приложении нагрузок краевые напряжения в сечениях конструкций были еще выше.

Увеличение несущей способности кладки достигалось введением в ответственные зоны конструкций (в пяты и замки арок, опорные кольца барабанов, цоколи столбов) вставок более прочного материала, например, белого камня. В особо нагруженных кирпичных элементах каменные прокладки устраивались регулярными, через несколько рядов. Если весь объем выполнялся в смешанной кладке (что характерно для новгородских построек), то основные несущие конструкции выкладывались из однородного материала.

С ростом нагрузок напряжение под фундаментами стен и столбов достигло 0,3–0,6 МПа, что в лучшем случае было предельным, а в большинстве превышало в 1,5–3 раза несущую способность основания. Увеличение осадок и их неравномерность — одна из главных причин деформаций крестово-купольных систем (см. гл. 4) — вынуждала строителей искать способы выравнивания давления на основание.

При небольших размерах ранних церковных зданий участки стен и близко придвинутых к ним столбов нередко имели общую фундаментную подушку. Применялись и перекрестные ленточные фундаменты; их глубина (1–1,5 м) и характер кладки (бутовая или кирпичная кладка на известковом или известково-глинистом растворе) позволяли разнести давление центральных столбов на участок, равный по длине 2–2,5 h заглубления. В некоторых случаях напряжения выравнивались укладкой в основание бревенчатых лежней (Николо-Дворищенский собор в Новгороде, 1113 г.).

В сооружениях XVI—XVII вв. при возросших пролетах системы перекрестных фундаментных лент выкладывались по-прежнему из мелкоразмерных и слабо перевязанных элементов. Как распределительные элементы они были уже неэффективны. Выравнивание давления на основание осуществлялось за счет увеличения фундаментов под центральными столбами; к концу XVII ст. их площадь достигала 25 м² и более. Поскольку валунная или смешанная кладка не допускала равномерного разнеса давления больше, чем на 25–30° от вертикали, рациональная форма фундамента-штампа с большой площадью опирания требовалась, соответственно, большего заглубления. Соблюдение этого условия было не всегда выполнимо из-за резко возрастающего объема земляных и кладочных работ или высокого уровня грунтовых вод. При недостаточной высоте и жесткости фундамента его действительная площадь опирания не соответствовала расчетной, и отпор выдавливал или срезал края фундаментной подуш-

ки (например, в фундаментах астраханского Успенского собора, 1698 г.).

Равновесие системы "фундамент—основание" поддерживалось не только за счет увеличения площади фундаментов. В ряде случаев применялось искусственное укрепление слабого основания забивкой коротких (1–1,5 м) деревянных свай — способ, известный еще в древнерусском зодчестве. Сваи забивались под отдельные и ленточные фундаменты, а при строительстве особо высоких и массивных сооружений по всей площади застройки.

К концу XVII ст. были возведены наиболее крупные соборы России — Успенский в Рязани, Троицкий в Пскове, Успенский в Астрахани, представляющие технический предел развития крестово-купольной системы в условиях использования ручного труда и традиционных строительных материалов. Их размеры были перекрыты только два века спустя в эклектических подражаниях XIX ст. — Исаакиевском соборе и храме Христа Спасителя при наличии подъемно-транспортных механизмов, паровых копиров, механической обработки металла и камня, внедрения цементного раствора и армирования кладки.

В табл. 1 приведены параметры крестово-купольных систем XII—XVII вв., отличающихся типом перекрытия, общими габаритами и пропорциями основных элементов (рис. 2, 3, табл. 1).

Из таблицы следует, что с увеличением расчетного пролета главных подпружных арок от 2,6 до 7,5 м и высоты центрального барабана с 4,4 до 14,2 м (т.е. примерно в три раза) максимальный распор системы возрос с 32,5 до 630 Кн, а напряжение в кладке центральных столбов с 0,42 до 2 МПа.

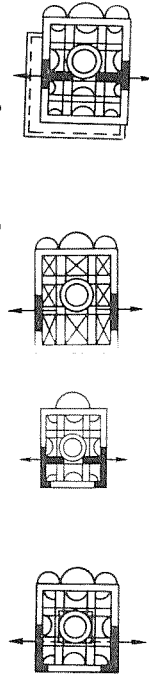
В таблице проведено сравнение максимального распора системы, равного теоретическому распору центральных подпружных арок H_a и так называемого "действительного" распора H_c , вычисленного с учетом монолитности кладки и фактической передачи части нагрузки непосредственно на центральные столбы, минуя подпружные арки, а также на примыкающие к аркам своды перекрытия. Разница между H_a и H_c тем выше, чем меньше отношение пролета к толщине арки, и чем больше жесткость кладки.

Сопоставление величин опрокидывающего M_a и восстанавливающего M_b моментов показывает, что запас устойчивости системы снижается по мере роста пролета и увеличения центральной нагрузки. Превышение опрокидывающего момента над восстанавливающим характерно для сооружений с тяжелым центральным барабаном или высоким уровнем приложения распора системы. Свидетельством потенциально неустойчивого (напряженного) равновесия систем, не исключающего активной работы воздушных связей, служит факт устройства многоветевых связей — в четыре нити на тульском и в пять нитей на астраханском Успенском соборах. Недостаточная устойчивость

Т а б л и ц а 1. Параметры крестово-купольных систем

Наименование параметров	Условные обозначения	Церковь Проклетия, 1529 г., Новгород	Церковь Рожденом поле, 1381 г., Новгород	Архангельский собор, конец XIV в., Рязань	Никольский собор на Ярославом дворе, 1113 г., Новгород
-------------------------	----------------------	--------------------------------------	--	---	--

Обозначения сводов перекрытия и элементов жесткости основной плоской радиальной системы поперечного направления



Площадь перекрываемого помещения (без апсид), m^2	F	43	70,5	155	215
Ширина центрального нефа в свету, м	A	2,13–2,35	2,8	4,14	4,2/3,6
Ширина бокового нефа в свету, м	δ	1,3	1,3	2,43	3
Высота основного объема, м:					
до шельги центральной подпружной арки	h_1	7,1	9	10,3	12,6
до купола центрального барабана	h_2		14,3	17,7	20,7
Высота столбов основного объема до плиты центральной подпружной арки, м	h_a	6	7,3	9	10,8
Высота центрального барабана, м	B	4,4		6,4	7,5

Сечение центральных столбов основного объема, m^2

$S_{ст.}$	0,62	1,21	1,50/1,96	1,69+0,42
-----------	------	------	-----------	-----------

Толщина наружных стен, м

δ	1	1	1,65	
----------	---	---	------	--

Уровень распора системы относительно уровня заделки (или промежуточной опоры) элемента жесткости, м

h_c	4,6	6	9	10
-------	-----	---	---	----

Комплексная геометрическая характеристика $K = AB/h_c$

K	39,4	74,5	240	353
-----	------	------	-----	-----

Параметры центральной подпружной арки:

расчетный пролет, м

расчетная стрелка, м

расчетное поперечное сечение, m^2

l_a	2,6	3,4	4,58	4,4
f_a	1,3	1,7	1,62	2
S_a	0,25	0,52	0,68	1,17

Теоретический распор центральной арки, кН

H_a	32	56	112	203
-------	----	----	-----	-----

Действительный распор системы, кН

H_c	21	48	96	190
-------	----	----	----	-----

Теоретический опрокидывающий момент центрального модуля

M_a	192	409	1008	2192
-------	-----	-----	------	------

$M_a = H_a \cdot h_a$, кН·м

Опрокидывающий момент системы

M_c	96	290	864	1900
-------	----	-----	-----	------

$M_c = H_c \cdot h_c$, кН·м

Восстанавливающий момент системы, кН·м

N	210	800	1380	1500
-----	-----	-----	------	------

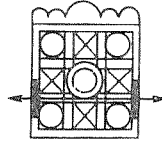
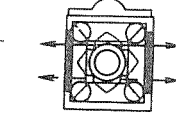
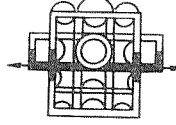
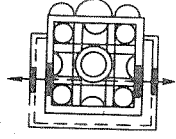
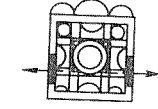
Усилия в воздушных связях недеформированной системы, кН

$\sigma_{ст.}$	0,3	—	0,44	0,77
----------------	-----	---	------	------

Напряжение в кладке (осевое), МПа:

σ_{θ}	0,25	—	0,25	0,38
-------------------	------	---	------	------

Наименование параметров	Основные обозначения				
	Троицкий собор Клоцкого монастыря, 1569 г., Новгород	Знаменский собор, 1682 г., Новгород	Успенский собор, 1158-1160 гг., Владимир	Успенский собор, конец XVII в., Тула	Успенский собор, 1698-1710 гг., Астрахань
Обозначения сводов перекрытия и элементов жесткости условной плоской распорной системы поперечного направления					



Площадь перекрываемого помещения (без апсид), м ²	210	344	328	448	514
Ширина центрального нефа в свету, м	5	5,8	5,85	5,88	6,3-6,7
Ширина бокового нефа в свету, м	3,05	4,2	2,5	4,55	5,8-6,05
Высота основного объема, м: до шельги центральной подпружной арки	14,4	14,2	20,4	16,3	23,2
до купола центрального барабана	22,3	23	34	27	38

Высота столбов основного объема до пяты центральной подпружной арки, м	12	11,6	17	13	20,3
Высота центрального барабана, м	6,1	7	8,5	9,8	14,2
Сечение центральных столбов основного объема, м ²	3,05	3,24	3,3	4	2,1-2,6/4,7
Толщина наружных стен, м	1,7	1,8	1,05	13	20,3
Уровень распора системы относительно уровня заделки (или промежуточной опоры) элемента жесткости, м	10,7	9,5	13,3	13	1,85-2,13
Комплексная геометрическая характеристика $K = ABH_c$	327	386	660	742	1940
Параметры центральной подпружной арки:					
расчетный пролет, м	5,5	6,4	7,15	6,5	7,5
расчетная стрелка, м	2,75	3	3,5	3,2	3,7
расчетное поперечное сечение, м ²	0,73	1,26	1,69		1,35
Теоретический распор центральной арки, кН	129	189	388	378	630
Действительный распор системы, кН	120	180	360	350	610
Теоретический опрокидывающий момент центрального модуля $M_a = H_a h_a$, кН·м	1548	2200	6600	4900	12 800

Наименование параметров	Основные обозначения				Обозначения сводов перекрытия и элементов жесткости условной плоской распорной системы поперечного направления			
	Троицкий собор Клопского монастыря, 1569 г., Новгород	Знаменский собор, 1682 г., Новгород	Успенский собор, 1158–1160 гг., Владимир	Успенский собор, конец XVII в., Тула	Успенский собор, 1698–1710 гг., Астрахань			

Опрокидывающий момент системы $M_c = H_c h_c$, кН·м	M_c	1280	1720	4780	4550	12 400
Восстанавливающий момент системы, кН·м	M_B	1970	2150	4000*	3200	8460
Усилие в воздушных связях недеформированной системы, кН	N	—	—	46 работают	104 работают	182 работают
Напряжение в кладке (осевое), МПа:						
столбов основного объема	$\sigma_{ст.}$	0,56	0,66	1	0,93	2
наружных стен	σ_n	0,32	0,38	0,53		0,96

* До обстройки 1185 г.

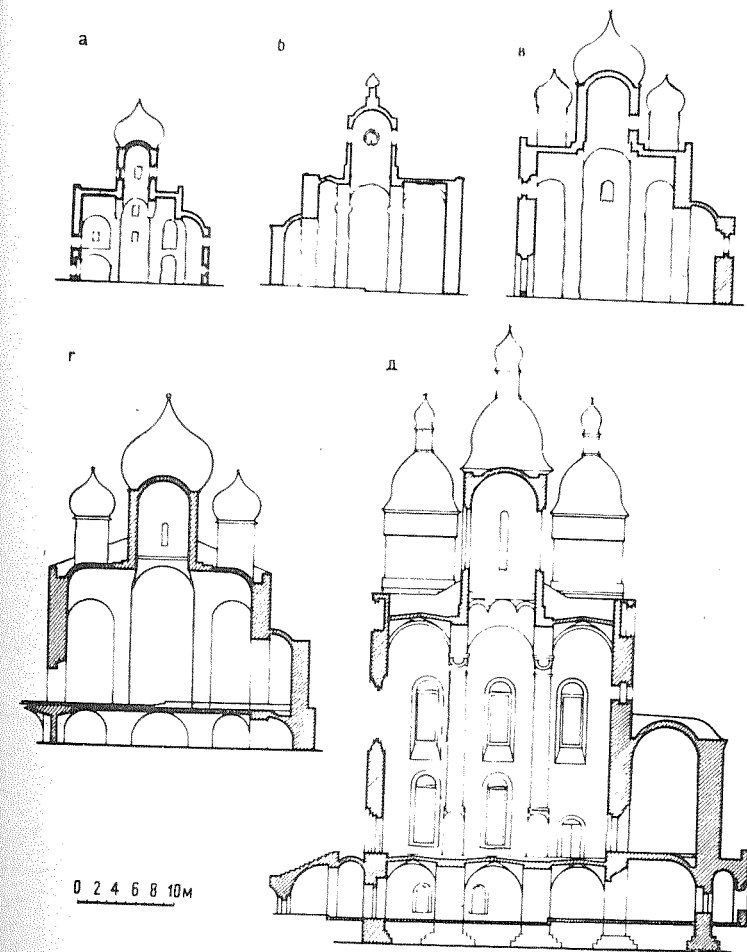


Рис. 2. Сравнение габаритов некоторых памятников крестово-купольной системы
а — церковь Рождества на Красном поле, Новгород, 1381; б — Архангельский собор, Рязань, XVI в.; в — Троицкий собор Клопского монастыря, Новгород, 1569; г — Знаменский собор, Новгород, 1682; д — Успенский собор, Астрахань, 1710

первоначального объема владимирского Успенского собора, не компенсированная наличием северного и южного притворов, подтверждается обстройкой собора в 1185 г.

Зависимость между внутренними усилиями (распором, опрокидывающим моментом и др.) и основными габаритами кресто-

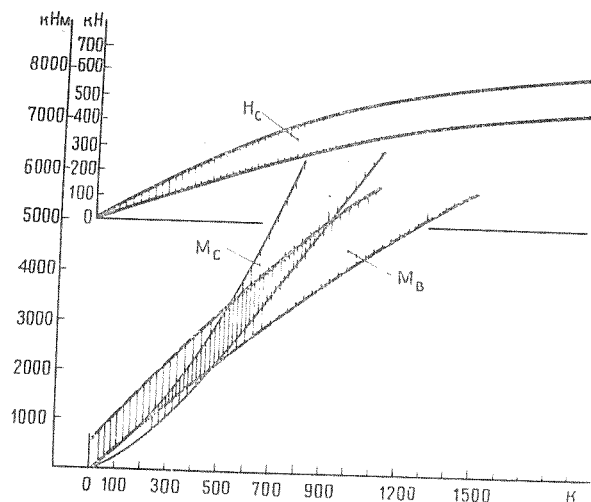


Рис. 3. График зависимости между внутренними усилиями и основными габаритами крестово-купольных систем

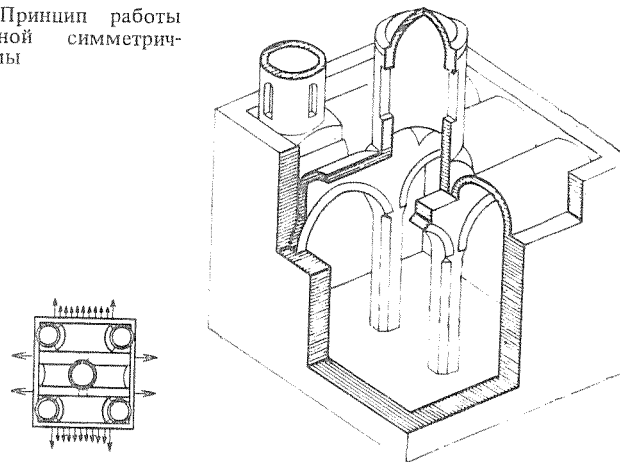
во-купольных сооружений показана на рис. 3, где каждому значению "комплексной" геометрической характеристики ($K = ABh_c$) соответствует определенный диапазон значений данного параметра, заключенный между верхней и нижней кривой и отражающий индивидуальные конструктивные особенности отдельных систем, например, наличие или отсутствие диафрагм жесткости, различную толщину вертикальных несущих конструкций и др.

В стремлении расширить помещение и сократить число промежуточных опор русские зодчие пришли к созданию новых форм сводчатых перекрытий церковных и других сооружений — двухстолпных, одностолпных, комбинированных и бесстолпных.

Двухстолпные конструкции, в целом довольно редкие, имели распространение в ХУГ и ХУП вв. на северо-востоке России. Видимо, впервые они применены в Благовещенском соборе Сольвычегодска (1560 г.) и Спасо-Преображенском соборе Соловецкого монастыря (1565 г.); далее — в Прилуцком и Кирилло-Белозерском монастырях, Вологде, Костроме и Подмосковье.

Перекрытие северных двухстолпных храмов обычно представляло систему трех параллельных коробовых сводов, опирающихся на две пары главных подпружных арок, перекинутых с центральных столбов на восточную и западную стены. Система имела две конструктивные разновидности — симметричную и несимметричную.

Рис. 4. Принцип работы двухстолпной симметричной системы



В симметричной системе, к которой относятся пятиглавые вологодские церкви — Николы (1669 г.) и Спасо-Преображения (1670 г.) — большой световой барабан располагается над центром между столбами и опирается с помощью парусов на разрезанный световым проемом осевой свод. Малые барабаны располагаются над угловыми вырезами боковых сводов и частично опираются на углы стен (рис. 4). Направление главных подпружных арок ориентирует их сосредоточенный распор вдоль продольной, более жесткой оси здания. Благодаря большому подъему подпружных арок распор системы приложен значительно ниже уровня пят сводов перекрытия. Продольные стены (южная и северная) испытывают равномерно распределенный небольшой распор боковых сводов.

Симметричное расположение сосредоточенных нагрузок от центрального и малых барабанов вблизи опор главных подпружных арок исключительно целесообразно: во-первых, пролетные части арок не несут сосредоточенной нагрузки; во-вторых, распоры арок, сходящиеся на центральных столбах, уравновешены. Но нагрузка на центральные столбы вдвое выше, чем в обычной трехпролетной четырехстолпной системе (при равных габаритах перекрываемого помещения).

В несимметричной системе световой барабан опирается на восточную пару продольных подпружных арок, поперечную арку, соединяющую столбы, и либо на край осевого коробового свода, разрезанного световым проемом (Введенский собор в Серпухове), либо непосредственно на восточную стену (Спасо-Преображенский собор на Соловках). Опорами барабану могут служить и стенки-ребра, разделяющие глубокие апсиды.

В подмосковных двухстолпных постройках — Никольской

церкви в Урюпине (1665 г.) и Казанской церкви в Марьине (1672–1680 гг.) световой барабан располагается в центре перекрытия, представляющего сложную систему цилиндрических и сомкнутых сводов, поддерживаемых подпружными арками и консольными полуарками, столбы сдвинуты к западу. При неравных пролетах главных подпружных арок или неравных на них нагрузках центральные столбы испытывают действие неуравновешенного распора, нагрузка же на столбы несколько меньше, чем в симметричной системе.

Повышенная нагрузка на столбы всех видов двухстолпных конструкций создавала еще большие, чем в четырехстолпных сооружениях, трудности с решением проблемы центральных фундаментов. Видимо, поэтому большинство двухстолпных храмов не отличается грандиозными размерами. Исключение составляют Соловецкий Спасо-Преображенский собор с его сверхмощными конструкциями подклета, выравнивающими все неравномерности нагрузок первого яруса и Благовещенский собор в Сольвычегодске.

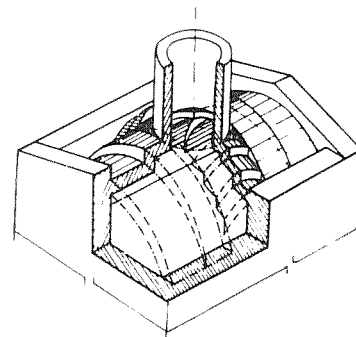
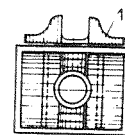
Бесстолпные конструкции перекрытия. Бесстолпные формы перекрытия храмов применялись еще в ранние периоды русского каменного зодчества, однако до наших дней дошли лишь Ильинская церковь в Чернигове (XI в.) с подпружными арками, опирающимися на столбы-пилястры, и Спасо-Преображенский собор Мирожского монастыря (1156 г.) — крестообразный в плане, перекрытый цилиндрическими сводами "со стены на стену".

В XV–XVI вв. получили некоторое распространение бесстолпные перекрытия в виде простых или ступенчатых цилиндрических сводов, опирающихся на продольные стены и имеющих в ряде случаев неширокую поперечную прорезь для устройства светового барабана. Барабан опирается, таким образом, на края разрезанного основного свода, а также на поперечные арки (сводики), ступенчато перекрывающие прорезь. Такие перекрытия применены в храмах Пскова (придел церкви Богоявления с Запсковья), Гдова (церковь Успения, XV в.), Кирилло-Белозерского монастыря (церковь Владимира, 1554 г. и Епифания, 1645 г.) и в приделах Преображенской церкви села Остров (XVI в.).

Незначительный, низко приложенный распор гасится массой продольных стен и их пригрузкой; при ступенчатых главных сводах часть распора передается на поперечные стены (рис. 5).

С XVI в. для перекрытия небольших объемов начали применять так называемые **крещатые своды**, представляющие собой сочетание двух пар пересекающихся цилиндрических арок, несущих световой барабан, с угловыми частями сомкнутого свода, причем арки могут быть конструктивно не выделены. Проемы между арками, составляющие $1/5$ – $1/3$ пролета, оконтурены

Рис. 5. Бесстолпное перекрытие в виде ступенчатого цилиндрического перекрытия свода
1 — зтиора распора



стенками и перекрыты простыми или ступенчатыми цилиндрическими сводами (рис. 6, 7).

Давление и распор системы сосредоточены главным образом в плоскости центральных арок, которые всегда соединяются двумя парами перекрестных воздушных связей. Распор системы вследствие подъемности свода ($f \geq \frac{1}{2}$) приложен низко. Стены, несущие свод, выполняются значительной толщины с пилястрами под пятнами арок.

Простыми крещатыми сводами перекрывались пролеты от 4 до 9 м; в Введенском соборе Сольвычегодска (1689–1693 гг.) сложной разнovidностью крещатого свода с двухъярусными связями перекрыто помещение 13,5x13,6 м. Общее число храмов с крещатыми сводами невелико — в Москве и области их сохранилось около полутора десятков. Фасады имеют либо трехлопастное завершение (церковь Трифона в Напрудном, начало XVI в., церковь Антипия "у Государевых Больших конюшен", 1950 г.), либо пирамидальную систему кокошников (церковь Троицы в Хорошеве, 1598 г., Малый собор Донского монастыря — 1591–1593 гг.).

Подавляющее большинство бесстолпных храмов и церковных помещений XVI–XVIII вв. перекрыто сомкнутыми и лотковыми сводами. В отличие от ранее перечисленных сводов и систем они использовались не только для перекрытия основного объема, но и как конструкции междуэтажных перекрытий. Распор лотковых и сомкнутых сводов в нижних ярусах гасится нагрузкой на стены (от верхних ярусов), встречным распором смежных сводчатых перекрытий или наружными элементами жесткости. Связи устанавливаются в случае больших сосредоточенных нагрузок на свод (например, стен, столбов), а также в многоярусных или большепролетных сооружениях с относительно тонкими стенами.

Сомкнутые своды верхнего яруса, несущие массу конструкций завершения — световых и глухих барабанов, — создают зна-

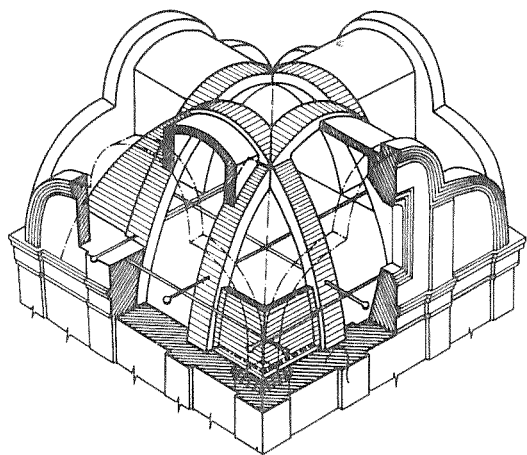


Рис. 6. Конструкция простого крещатого свода

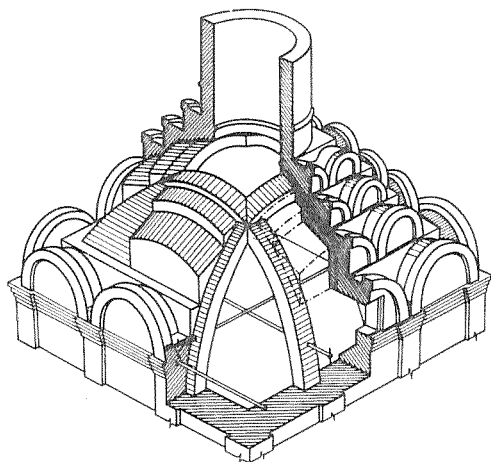


Рис. 7. Крещатый свод с перекрытием проемов ступенчатыми сводами

чительный распор, который может быть погашен или собственной жесткостью опорного контура или работой связевого каркаса и частично загрузкой пазух (в подъемистых сводах). Концентрация распора и давления при нормальной сплошной кладке сомкнутого свода приходится на среднюю треть каждого лотка и несущей его стены, т.е. на наиболее податливые действия распора части объемной конструкции. Для "ужесточения" формы лотки больших сводов выкладывались с центральными грунтами; в уровне наибольших деформаций противоположные лотки соединялись воздушными связями. Относительное выравнивание давления между средними и угловыми частями лотков достигалось различными конструктивными приемами, напри-

Рис. 8. Сомкнутый свод, усиленный гуртами. Собор Даниловского монастыря в Москве $L = 10,2$ м; $f = 8,6$ м

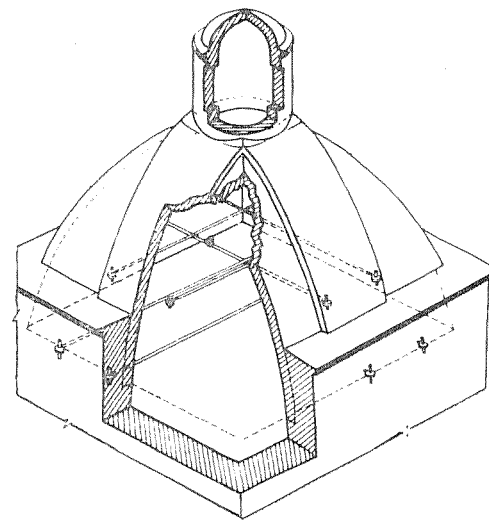
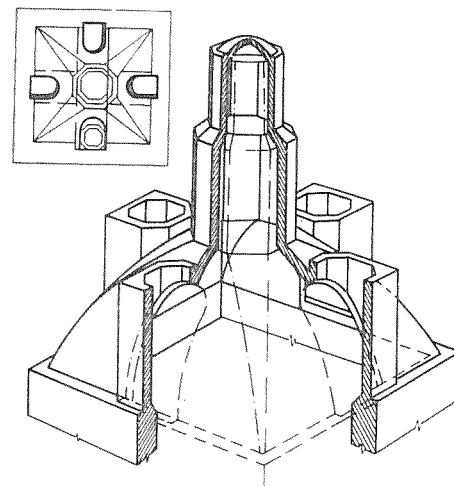


Рис. 9. Сложный сомкнутый свод с угловыми клиновидными вставками и осевыми вырезами лотков. Церковь Рождества в Нижнем Новгороде, 1703 г.



мер, "вспарушенностью" лотков, устройством дополнительных клиновых вставок (Смоленская церковь в с.Гордеевке, Рождественская церковь в Нижнем Новгороде) или специальных конусных "приливов" под центральный барабан (церковь Введения в Барашах); применялся и особый способ кладки лотков "в елку". При пятиглавом завершении выравнивающим давление фактором служила масса угловых барабанов (рис. 8-10).

Применялся также способ искусственного переноса давления на более жесткие угловые части опорного контура, для чего в середине лотков устраивались в один-два яруса разгрузочные проемы. Перенесенные в углы распоры в этом случае гасились как в крестовых сводах, т.е. совместной работой угловых элементов жесткости и стеновых связей (рис. 11).

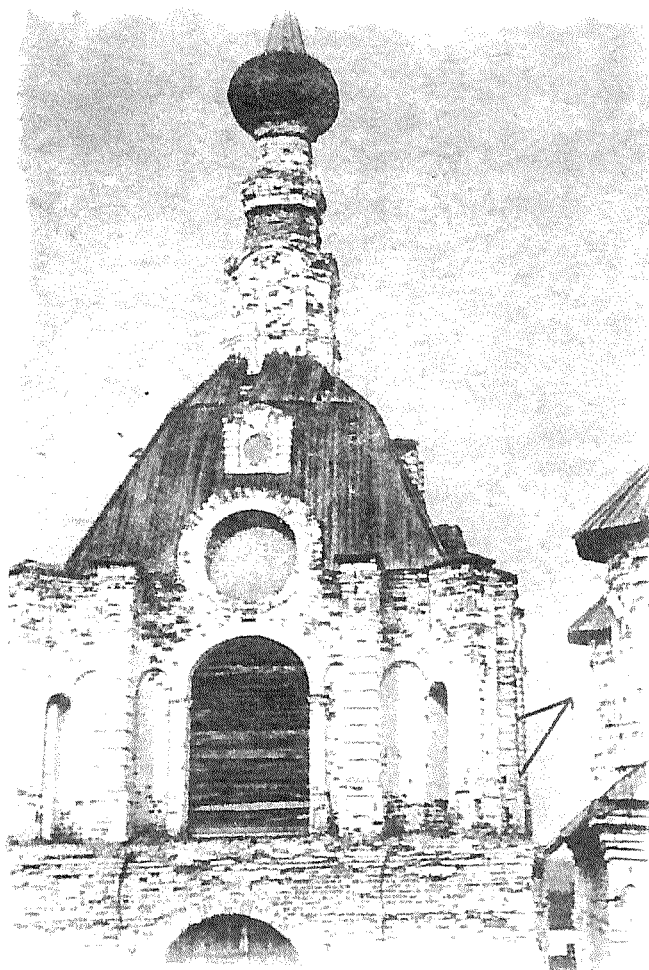
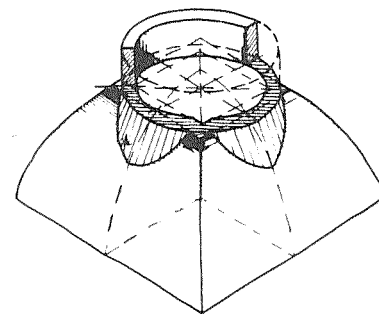


Рис. 10. Сомкнутый свод с конусными "приливами" под центральный барабан



Сомкнутыми и лотковыми сводами обычно перекрывались пролеты от 6 до 9 м, иногда до 12—13,5 м.

Равномерно нагруженные своды небольших толстостенных помещений выполнялись пологими ($f/l \approx 1/3 - 1/5$). Большепролетные своды верхних ярусов, несущие тяжелые центральные

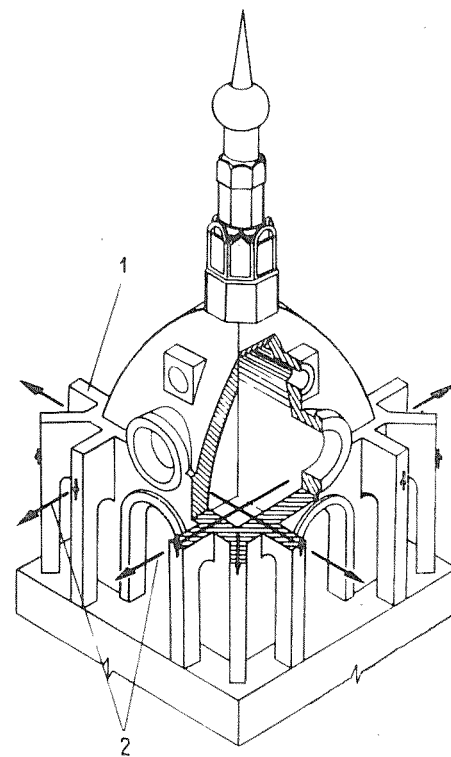


Рис. 11. Сомкнутый свод с разгрузочными отверстиями в лотке и угловыми аркубутанами. Натурная фотография и схема работы свода
1 — аркубутаны; 2 — направление действия распора

нагрузки, имели, как правило, значительный подъем ($f/l \geq 1/2$) и форму, близкую к параболической.

Бесстолпные монастырские и посадские храмы, перекрытые сомкнутыми и лотковыми сводами, могли иметь одну, пять, реже три симметрично расположенные главы, четырехстолпное или посводное покрытие (в том числе и с декоративными кокошниками). Существовали и нетиповые виды завершений, например, в Соловецкой Никольской церкви (1833 г.), где несимметричный внецентренно нагруженный свод и примыкающая к нему малая разгрузочная камера скрыты общей, якобы посводной, кровлей.

С увеличением числа граней разница между осевым и периферийным давлением лотков сокращается, т.е. сомкнутый свод приближается по работе к куполу. Шести-, восьмигранными (и более) сводами перекрывались (с ХУІІІ в.) помещения круглой и прямоугольной формы (на парусах) пролетом до 12 м. Равномерный распор гасился кольцевыми или ломаными в плане стеновыми связями; при неравных лотках большие (более нагруженные) из них соединялись и воздушными связями.

К сомкнутым сводам с малой кривизной лотков близки **шатровые конструкции**, применяемые в ХУІ—ХУІІ ст. для перекрытий основных объемов и колоколен храмов, а также крепостных башен. Благодаря большой высоте шатров их распор гасился, в основном, собственной массой, которая была значительно больше, чем у обычных сомкнутых сводов, перекрывающих аналогичные площади и пролеты.

Общим свойством большинства бесстолпных перекрытий является малая (относительно арочно-стоечных систем) уязвимость действию просадочных процессов, так как их опорные конструкции — массивные замкнутые стены — допускают перераспределение как нагрузок, так и отпора основания. В этом смысле более "капризными" являются крестовые своды, концентрирующие давление на угловые части стен или пилоны, и, видимо, крещатые своды.

С конца ХУ ст. для перекрытия больших, приблизительно квадратных в плане, помещений палатного типа стали применяться сводчатые системы с одной, реже с двумя или более центральными опорами. Различают следующие основные разновидности классических одностолпных конструкций:

системы четырех цилиндрических сводов с распалубками или без распалубок (Трапезная палата Успенской церкви Соловецкого монастыря 1557 г.);

системы четырех крестовых сводов — простых или впаруженных, на подпружных арках, перекинутых с центрального столба на наружные стены (Трапезная палата астраханского Троицкого собора ХУІ в.).

В первом случае давление и распор сводов равномерно передаются на большую часть длины стен, угловые же части остаются

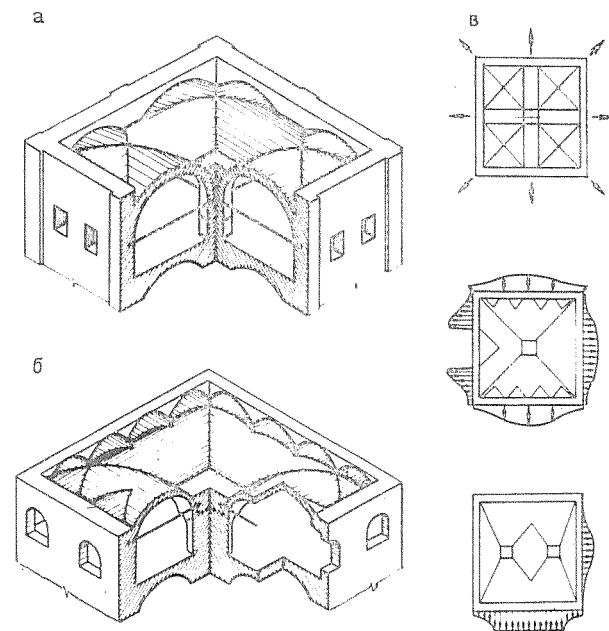


Рис. 12. Одностолпные конструкции перекрытия
а — система крестовых сводов; б — система цилиндрических сводов с распалубками; в — схемы распределений усилий

ся ненагруженными, как в сомкнутых сводах (см. гл. 2). Во втором случае давление и распор концентрируются в угловых и центральных частях стен; кроме того, стены испытывают продольное растяжение от действия составляющих углового распора. Диагональный распор, приложенный к центральному столбу во втором случае вдвое меньше, чем в первом, давление на столб одинаковое (рис. 12).

Равномерное рациональное размещение нагрузок (эксплуатационной и собственной массы с забутовкой) позволило перекрывать одностолпными системами пролеты до 9—10 м и площади до 400 м² и более (Грановитая палата Московского Кремля ~500 м²).

Распор сводов при нормальном состоянии стен всегда гасился собственной их жесткостью. Воздушные связи, устанавливаемые выше пят сводов и подпружных арок, предназначались большей частью для снижения деформативности самих сводов (как и забутовки пазух) или имели профилактическое значение.

Концентрация нагрузки и напряжений в кладке центральных столбов, а также под их фундаментами создавала те же проблемы, что и в других арочно-стоечных системах, рассмотренных выше.

С поярусным увеличением нагрузки соответственно увеличивалось сечение центральных столбов, фундамент выполнялся со значительным уширением. В некоторых случаях столб нижнего яруса заменялся сплошной стеной, разделяющей помещение надвое (Чоботная палата Соловецкого монастыря). Система сводов в таком случае могла быть различной в каждом ярусе. Двухстолпные и многостолпные палаты XVI—XVII вв. с линейным расположением столбов отличаются от одностолпных в основном лишь введением дополнительного модуля перекрытия.

ГЛАВА 2. ПРИНЦИП РАБОТЫ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

1. АРОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПЕРЕКРЫТИЙ

Ниже кратко рассматривается работа отдельных элементов (блоков) описанных выше систем, как самостоятельных конструкций, в аспекте их "нормальной" статики, деформативности и несущей способности на разных стадиях работы.

Типы конструкций. Сводами обычно именуются арочные распорные конструкции сплошного сечения, протяженность которых в направлении, перпендикулярном оси, соизмерима с пролетом. Многие виды современных оболочек, будучи распорными системами, не являются арочными формами и сводами не считаются. Арки представляют собой частный случай свода, его плоскую модель. Каждый тип свода может быть представлен как система элементарных арок или полуарок, образующих форму свода и несущих "свою" часть нагрузки. Распределение нагрузок по элементам на любой стадии работы соответствует возможностям каждого отдельного элемента — его сечению, относительной (погонной) жесткости, устойчивости формы, состоянию материала и т.д., т.е. его несущей способности. В распределении нагрузок между элементами большое значение имеет и расположение элементарной арки по отношению к точке или плоскости приложения нагрузки к системе. Работа отдельных элементов может происходить независимо или во взаимодействии со смежным элементом. Независимая работа элементарных арок под действием распределенных (собственная масса, балласт) или сосредоточенных нагрузок отражает, в принципе, работу как идеальной модели свода, так и реальной недеформированной конструкции и позволяет судить о величине внутренних усилий в каждой точке свода на стадии его нормальной работы.

Цилиндрический (коробовый) свод. Рабочая схема простого цилиндрического свода может быть представлена как система

независимых параллельных арок. Если нагрузка вдоль свода не меняется, то о его несущей способности и деформациях можно судить по работе одной элементарной арки (шириной "единица"), являющейся, таким образом, рабочей схемой свода.

Если нагрузка вдоль свода меняется ступенчато или существуют местные поперечные утолщения свода в виде гуртов и подпружных арок, то каждой ступени нагрузки или сечения должна соответствовать своя элементарная арка, символизирующая отдельный деформационный блок (рис. 13).

При наличии распалубок распор и давление упирающихся в них "элементарных" арок передается на опору свода вдоль ребер распалубок, обжатых подобно ребрам крестового свода. Часть распора может передаваться непосредственно вдоль оси распалубки, если ее образующие касательны оси арки. В общем случае рабочую схему цилиндрического свода с распалубками можно представить либо как систему арок, разветвляющихся вокруг распалубки симметрично ее оси, тогда полоса сбора нагрузки на арку равна шагу распалубок или простенков; либо как систему обычных элементарных арок с шагом "единица", упирающихся в условные арочные элементы, ооконтуривающие распалубку. На практике очертание ооконтуривающих "арок" определяется качеством перевязки кладки лотка и распалубки, т.е. жесткостью ребра. Плохая перевязка и слабый раствор предполагают, в частности, очень "острое" огибание распалубки, как если бы это был вырез в своде; то же касается любого другого специально не ооконтуренного отверстия в своде (см. ниже). В любом случае усилия и напряжения в кладке концентрируются вокруг распалубок, увеличиваясь по мере приближения к опоре свода в простенках. Распалубки используются в цилиндрических сводах как средство местной нагрузки несущих стен и переноса давления на соседние участки при устройстве всевозможных проемов. Регулярное расположение распалубок позволяет в некоторых случаях перенести давление и распор свода на отдельные столбчатые опоры. В целом же сосредоточенная передача опорных реакций характерна для крестовых сводов, представляющих комбинацию четырех распалубок.

Крестовый свод. Рабочей моделью крестового свода является система "элементарных" арок, образующих распалубки и передающих давление и распор на диагональные ребра. Существуют своды, где диагональные ребра как основные несущие элементы выполнены из более прочного, чем распалубки, материала, имеют постоянное сечение и выделены на поверхностях нервюрами. Для подавляющего большинства сводов ребра служат жесткостными элементами лишь в силу естественного утолщения кладки при сопряжении смежных распалубок. Сечение и ширина таких ребер — величина переменная и может быть определена по характеру преобладающих напряжений и деформаций

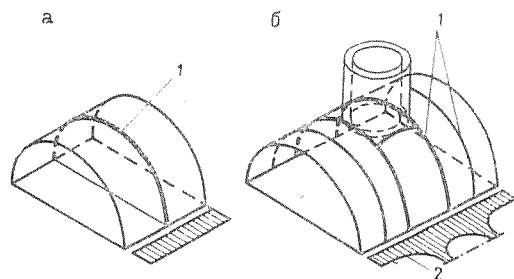


Рис. 13. Рабочая схема цилиндрического свода
а — простого; б — с центральной сосредоточенной нагрузкой; 1 — элементарная арка; 2 — эпюра распора

кладки, участвующей одновременно в работе диагонали и элементарных арок распалубки (рис. 14).

При рациональной форме свода (см. ниже) центры тяжести сечений диагонали лежат вблизи кривой давления от данной нагрузки. Диагональ испытывает неравномерное, нарастающее к пятам вертикальное давление, соответствующее опорным реакциям элементарных арок распалубок, и горизонтальную нагрузку от их распоров, направленную к углам свода, т.е. растягивающую диагональ.

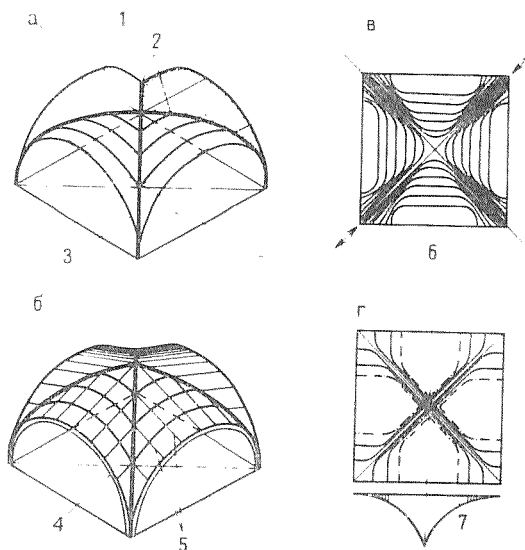
Суммарное действие этих двух видов нагрузки создает неравномерное обжатие сечений диагонального ребра — большое на опорном участке и очень малое в замке. Слабое обжатие замковых сечений диагоналей и, соответственно, всей центральной зоны является характерной особенностью плоских крестовых сводов, вследствие чего они неспособны нести большие сосредоточенные центральные нагрузки.

В крестовом вставленном своде к системе "элементарных" арок добавляются еще плоские полуарки перпендикулярного в плане направления. Их распоры, приложенные к диагонали, направлены к центру свода, т.е. сжимают ребро. Полуарки снимают с диагоналей часть вертикального давления и передают его (вместе с распором) на контурные элементы свода — подпружные арки или ограждающие стены. Элементарные полуарки, таким образом, способствуют более равномерному распределению внутренних усилий в своде, причем их участие в работе системы тем выше, чем больше вставленность свода.

Сомкнутый свод. Рабочая схема сомкнутого свода может рассматриваться в общем случае как система элементарных полуарок, образующих лотки и передающих распор на условные диагональные ребра свода, а при наличии центрального светового барабана и на его опорное кольцо. Нижней опорой (пятой) "элементарные" полуарки передают распор и грузовое давление на опорный контур свода.

Диагональные ребра сомкнутых сводов образуются как элементы формы при сопряжении (смыкании) лотков и основными несущими (тем более опорными) элементами не являются. Рас-

Рис. 14. Рабочая схема крестового свода
а — с горизонтальными распалубками; 1 — распалубка; 2 — диагональ; 3 — элементарные арки; б — вставленного; 4 — подпружная арка; 5 — элементарные полуарки дублирующей схемы; в, г — модели напряженного состояния основной и дублирующей схемы; 6 — сосредоточенный распор диагонали; 7 — эпюра распора полуарок



поры смежных лотков, сходясь на диагональном ребре, вызывают его обжатие, которое увеличивается от пят к шельге свода по мере роста значений элементарных распоров и их суммирования. Наиболее обжатой частью сомкнутых сводов является поэтому их центральная часть, способная, в отличие от крестовых сводов, нести тяжелую сосредоточенную нагрузку, например, массу центрального барабана. В то же время угловые части обжаты мало, так как смыкание там слабое.

Опорное давление и распор "элементарных" полуарок растет от углов к центру лотка в соответствии с пролетом и нагрузкой по различным законам. Для сводов, нагруженных только распределенными нагрузками, эпюра давления лотка имеет вид простого или выпуклого треугольника, а эпюра распора — параболического (вогнутого в разной степени) треугольника — в соответствии с подъемистостью свода и способом распределения нагрузки (рис. 15). При действии больших центральных нагрузок значения элементарных давлений и распоров резко увеличиваются (в 2 раза и более); пригрузка углов свода может несколько выровнять эти значения. Вид эпюр элементарных давлений и распоров характеризует степень нагруженности той или иной точки опорного контура, а площадь эпюр — испытываемое им суммарное давление или распор от одного лотка.

Центральная часть многих сомкнутых сводов образует плоскую или слабовыпуклую зону, где диагональные ребра не выражены явно. Элементарные полуарки, упирающиеся в эти зоны, практически служат продолжением друг друга. При близкой гео-

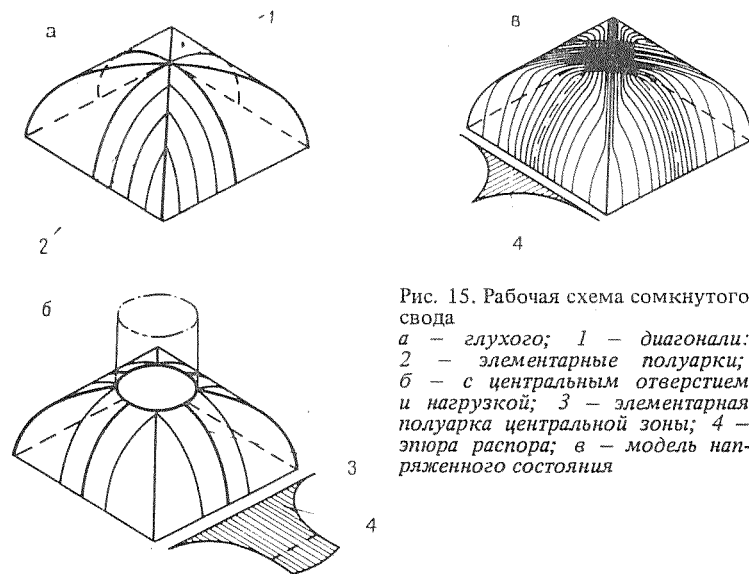


Рис. 15. Рабочая схема сомкнутого свода

а — глухого; 1 — диагонали; 2 — элементарные полуарки; б — с центральным отверстием и нагрузкой; 3 — элементарная полуарка центральной зоны; 4 — эпюра распора; в — модель напряженного состояния

метрии и нагрузках они могут быть объединены в условные укрупненные перекрестные арки, собирающие нагрузку с центральных полос лотков. На практике ширина таких полос с приблизительно равными значениями опорного давления и распора может составлять $1/5-1/4$ ширины лотка или равняться диаметру светового барабана. Угловые части свода при этом работают как диагональные ребра-полуарки, нагруженные распором угловых элементарных полуарок. Таким образом, сомкнутый свод с полой центральной частью или световым барабаном может быть представлен как система четырех условных лотковых и четырех диагональных полуарок, обжимающих центральную зону свода — "зеркало", или опорное кольцо барабана. По аналогии лотковый свод может рассматриваться как система одной или нескольких лотковых арок, собирающих нагрузки с цилиндрической части свода, и четырех диагональных полуарок торцевых лотков (рис. 16).

Крещатый свод может быть представлен либо как система двух пар главных пересекающихся арок, несущих тяжелую центральную нагрузку, и четырех диагональных полуарок, собирающих нагрузку с угловых частей свода, либо как система полуарок сомкнутого свода с центральными распалубками, разрезающими лотки до уровня "зеркала" или опорного кольца барабана (рис. 17). Вторая схема, видимо, показательнее для случая, когда центральные арки и угловые части не выделены технологически — утолщением арок или швом. Ширина неявных главных

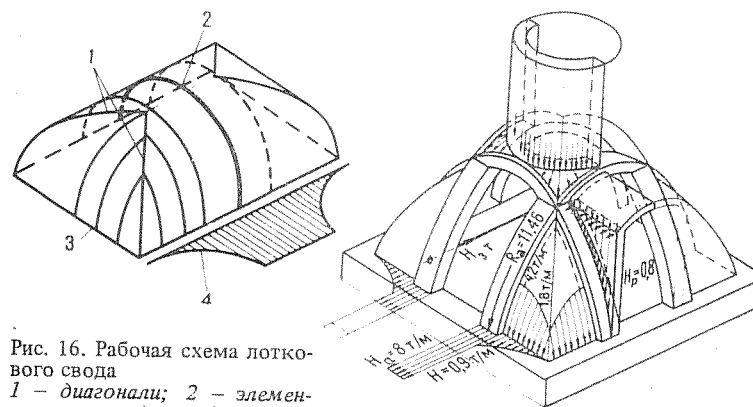


Рис. 16. Рабочая схема лоткового свода

1 — диагонали; 2 — элементарная арка цилиндрической части; 3 — угловые элементарные полуарки; 4 — эпюра распора

Рис. 17. Рабочая схема крещатого свода

полуарок в этом случае может быть определена по характеру нагрузки и другим конструктивным признакам, выделяющим центральный деформационный блок. На практике она приблизительно равна удвоенному расстоянию от края центрального проема до заделки в лоток воздушной связи. Вторая схема может быть применима для любого сомкнутого свода с распалубками, люкарнами и другими отверстиями, разгружающими центральные зоны лотков и опорного контура.

Графическое изображение напряженного состояния. Если количество сжимающего напряжения в кладке, происходящее на единицу длины сечения, нормального к направлению действия внутренних сил, представить в виде определенного числа силовых линий, проходящих через данное сечение, то общий характер распределения усилий в своде может быть отражен на модели напряженного состояния различной плотностью силовых линий, совпадающих с направлением внутренних сил. На рис. 13—17 представлены модели напряженного состояния основных типов сводов при действии различных нагрузок.

Основные и дублирующие рабочие схемы. Каждому состоянию свода —начальному, промежуточному или критическому (близкому к обрушению) соответствует своя конструктивная (рабочая) схема — основная или одна из дублирующих. Дублирующая схема может в некоторых случаях существовать параллельно с основной, будучи заложена в самом характере конструкции. Например, крестовый вспарушенный свод, имеющий сплошной опорный контур, потенциально способен работать и вдоль оси распалубок, передавая давление и распор на середины контура, а сомкнутый свод, сложенный в елку частично пере-

давать давление на углы, подобно крестовому своду. Однако в силу различия начальных несущих способностей арок элементов (основного и дублирующего направления) их участие в совместной работе очень неравнозначно. Роль дублирующей схемы может в этом случае возрастать постепенно, по мере деформации (выхода из работы) элементов основного направления. Подробный расчет крестового впаушенного свода центрального нефа Успенского собора Московского Кремля показал, например, что при имеющих место критических деформациях распалубок их устойчивость в значительной степени объясняется дублирующей работой в продольном направлении.

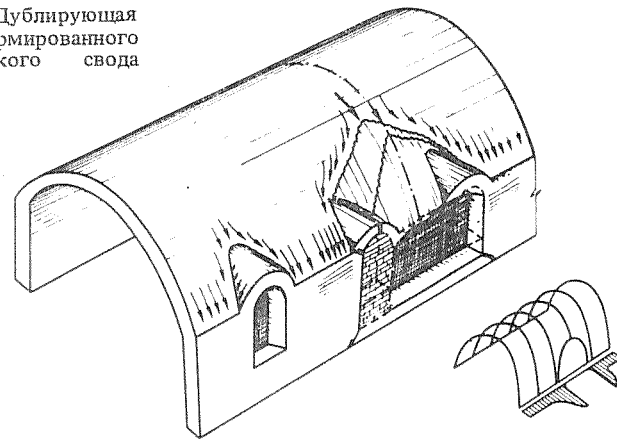
Приведенный пример показывает возможность весьма контрастной перестройки рабочей схемы, не противоречащей теории идеального свода, при которой давление передается нормально к швам кладки, продольным или поперечным. Во многих случаях изменение основной схемы, даже незначительное, происходит за счет косої ступенчатой передачи усилий на смежную зону, т.е. под некоторым углом к швам любого направления, что возможно лишь в перевязанной кладке, воспринимающей усилия сдвига вдоль швов. Перевязка кладки существенно влияет на распределение усилий и независимость работы отдельных элементов при изменениях внешних нагрузок или иных воздействиях на свод, деформирующих или просто перенапрягающих отдельные зоны конструкции. Причем влияние перевязки тем сильнее, чем выше прочность и монолитность кладочного материала кладки; напротив, разрозненная слабоперевязанная кладка не способствует перераспределению нагрузок и совместной работе смежных элементов.

Сцепление раствора, даже невысокой марки, в сочетании с силами трения по шву позволяет безболезненно разносить давление вокруг участков, где сплошность кладки свода или несущих его стен нарушена проемами, растесками и т.п. Характер дублирующей и основной схем при этом примерно одинаков; наблюдается лишь концентрация напряжений (усилий) в зонах, соседствующих с перерезанными или потерявшими опору элементами арками (рис. 18).

Менее всего чувствительны не только к местным повреждениям, но зачастую и к обрушениям крупных блоков лотков, просадкам несущих стен и столбов лотковые, коробовые и сомкнутые своды, не создающие точечных концентраций давления и распора. Способность сомкнутых сводов к перераспределению усилий использовалась при устройстве распалубок, люкарн, проемов, отверстий световых барабанов, а также для переноса давления и распора с центральной части опорных конструкций на углы.

Ниже представлены для сравнения дублирующие схемы сомкнутого свода при обрушениях угла, лотка и центральной замковой части. В первом случае отделение углового блока, являюще-

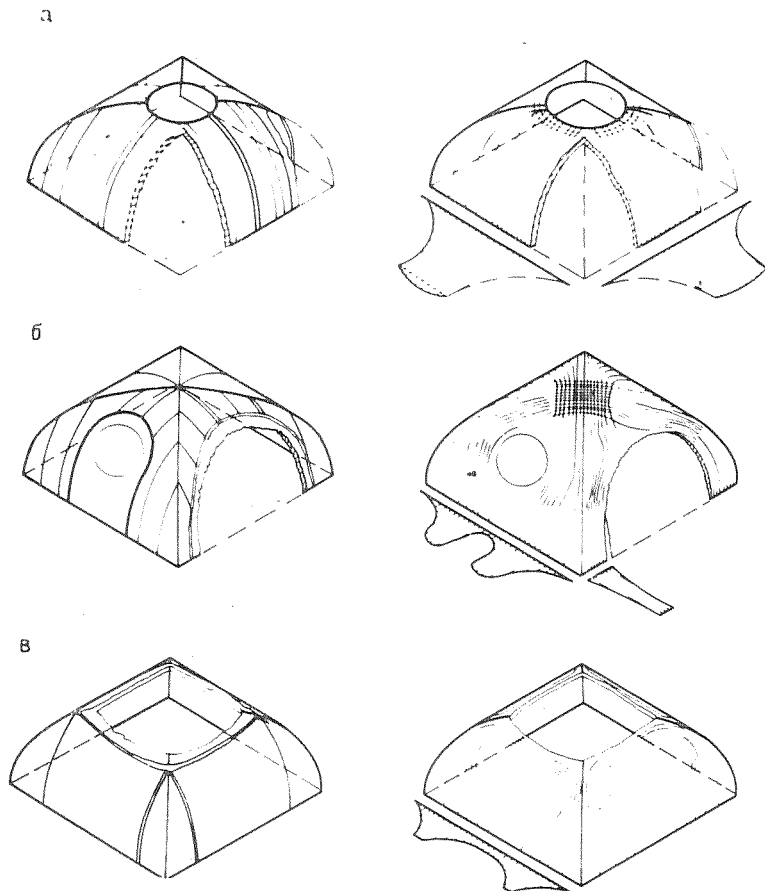
Рис. 18. Дублирующая схема деформированного цилиндрического свода распалубкой



гося наименее работающей частью свода, не оказывает заметного влияния на устойчивость всей конструкции и характер рабочей схемы (рис. 19, а). При обрушении центральной части лотка участки смежных лотков, лишенные верхней опоры, т.е. встречного уравнивающего распора, способны, не участвуя в работе свода, удерживать равновесие за счет: противодействия распору необрушенной части лотка, примыкающего к ребру (рис. 19, б); сцепления (перевязки) с кладкой работающей зоны; работы небольшим пролетом по консольной схеме (рис. 20, 21).

Аналогичным образом может сохраняться равновесие свода при обрушении замковой части (или зеркала), однако наиболее неустойчивые центральные части лотков, примыкающие к отверстию (вывалу), поддерживаются в данном случае и за счет продольного обжатия составляющими диагонального распора, не встречающего противодействия встречного ребра. Пример на рис. 19, в иллюстрирует состояние конструкции не только при обрушении замковой части, но и при возведении ее без опалубки в незаконченном состоянии. Равновесие систем в случаях б, в возможно главным образом для подъемистых сводов небольшого пролета, если при этом монолитность (жесткость) кладки позволяет работать элементам сводов как безраспорным конструкциям, в том числе и по консольной схеме. Растягивающие усилия в кладке от изгиба тогда могут гаситься сцеплением раствора. При снижении прочности раствора — выветривании, размораживании будет происходить постепенное обрушение консольных участков до уровня следующего временного равновесия (без изменения принципа дублирующей схемы).

При очень высокой прочности раствора и монолитности кладки дублирующие схемы способны формироваться в конструк-



циях, теоретически не допускающих никаких отступлений от основной схемы, например, в крестовых и парусных сводах со столбчатыми опорами. На рис. 22–24 показаны возможные стадии разрушения крестового свода при просадке или сдвиге опоры вплоть до образования устойчивой, приблизительно треугольной в плане формы, где изгибающему действию распора h_i сопротивляется, подобно балке, краевой элемент D . Равновесие такой системы сохранится, видимо, до тех пор, пока внутренние возмущения крестового свода, т.е. силы сцепления раствора по швам в сочетании с небольшим продольным сжатием от распора h_a целой диагонали способны гасить растягивающие и сдвигающие напряжения в кладке от изгиба.

Рис. 19. Дублирующие схемы и модели напряженного состояния деформированного сомкнутого свода

а — при обрушенных углах;
б — при повреждении лотка;
в — при обрушении замковой части



Рис. 20. Сохранение формы сомкнутого свода при обрушении лотка. Костромская область, Авраамиев монастырь. Фото. Е.Пашкина

Случаи сохранения формы крестовых сводов при обрушении распалубки, диагонального ребра или половины свода имели место, например, в Преображенском соборе в Холмогорах (рис. 25) и Благовещенском соборе в Горьком (см. рис. 47). Есть примеры существования систем крестовых или коробовых сводов с центральной опорой, оторвавшейся от сводов в результате деформации основания.

Перечисленные примеры показывают, что жесткая кладка позволяет и значительно поврежденным арочным системам в течение определенного времени сохранять начальную форму при отсутствии своего "распорного содержания". Слабо перевязанная, пластичная кладка, напротив, не терпит резких разрушающих повреждений главных элементов распорных систем — опор, диагональных ребер и др. Но при постепенных деформациях она практически сохраняет основную рабочую схему даже при сильном искажении начальных форм. Например, при просадке центрального столба Большой Трапезной палаты Астраханского кремля, составляющей приблизительно 40 см, опирающиеся на него подпружные арки приняли вид скорее ползучих арок и местами отделились от сводов, получивших, в свою очередь, также одностороннюю деформацию, но несколько меньшую в силу пространственной жесткости сводов (рис. 26).

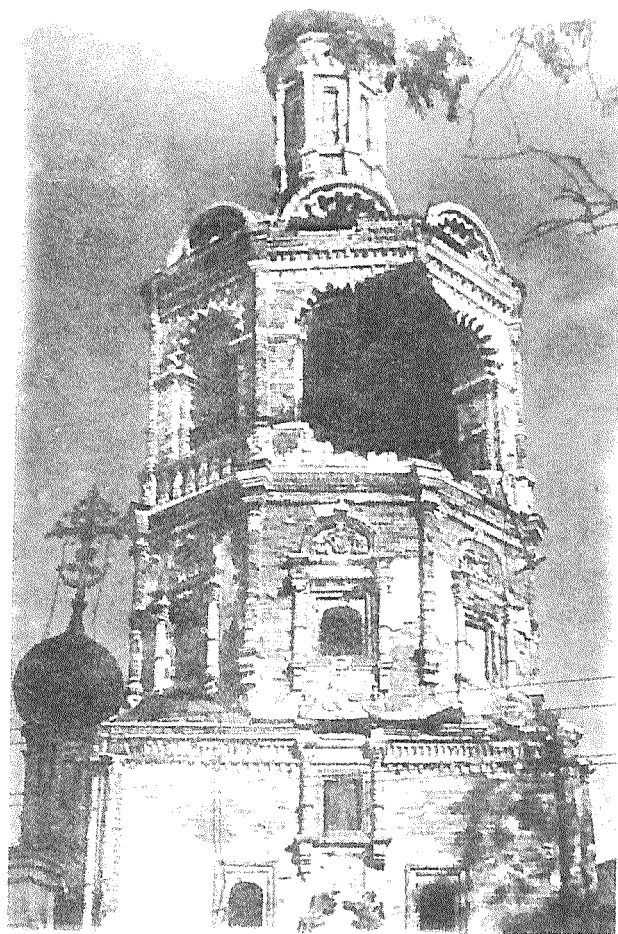


Рис. 21. Сомкнутый свод с обрушенной угловой опорой. Рождественская церковь в селе Дединово. Натурная фотография и схема обрушения

Действительный распор кирпичных и каменных арок. Способность кладки воспринимать растягивающие усилия за счет сцепления раствора дает возможность кладочным конструкциям оказывать внутреннее сопротивление действию изгибаю-

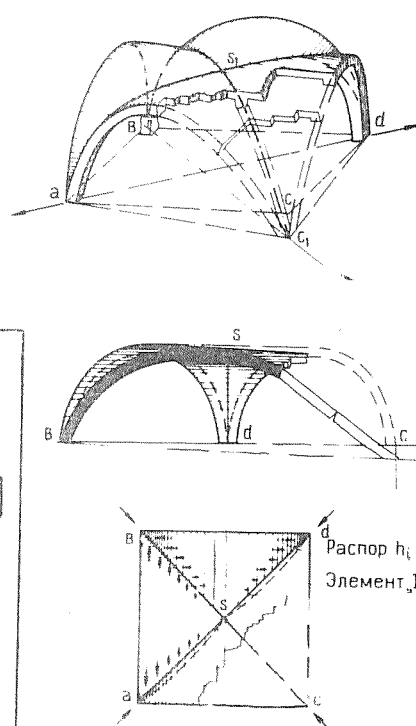
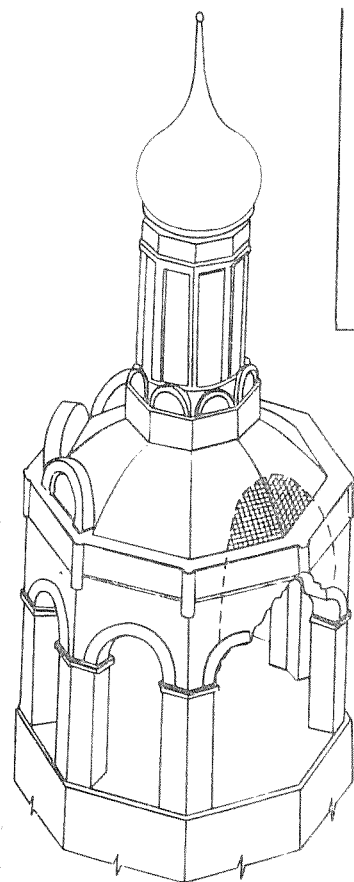


Рис. 22. Дублирующая схема крестового свода. Аксонометрия, разрез, план

щего момента, т.е. работать в большей или меньшей степени по балочной схеме. Другими словами, кирпичная арка способна воспринимать определенную вертикальную нагрузку, не оказывая горизонтального давления на опоры, как простая балка криволинейной формы. В общем случае распор, создаваемый кирпичной аркой, сложенной на растворе, может быть меньше теоретического распора за счет погашения части балочного момента действием внутренней пары $M' = h_p R_p Z$, где h_p — высота условной растянутой зоны сечения, R_p — расчетное сопротивление растяжению раствора при изгибе по перевязанному сечению, Z — плечо внутренней пары (см. рис. 27).

Действительный распор кирпичной арки может быть представлен формулой $H' = \frac{M_B - M'}{f}$, где M_B — балочный момент от нагрузки; f — расчетная стрела арки.

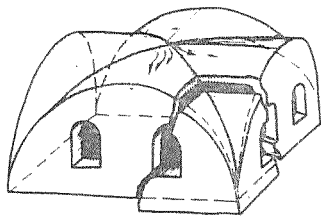


Рис. 23. Возможные формы существования крестового и парусного свода

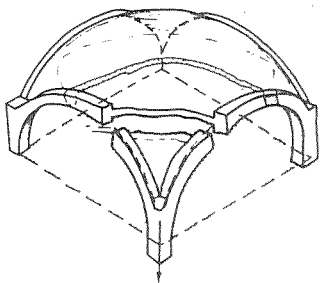
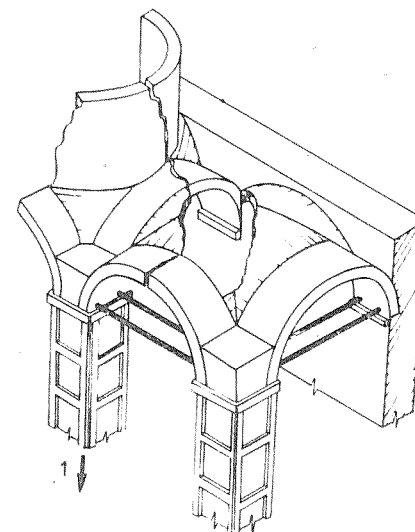
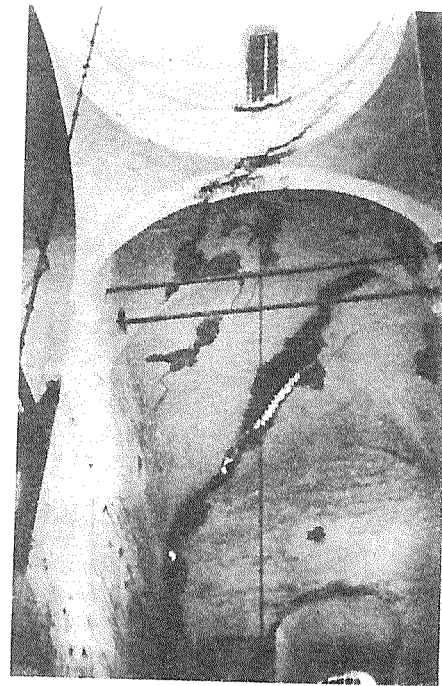


Рис. 24. Консольный участок свода



Следовательно, действительный распор тем меньше теоретического, чем выше значения внутренней пары M' . Расчеты и практика показывают, что при небольших пролетах (до 2,5–3 м) и нагрузках сцепление раствора высоких марок (М10 и выше)

Рис. 25. Сохранение формы крестового свода при выпадении ребра. Спасо-Преображенский собор в Холмогорах. Натурная фотография и схема 1 – просадка фундамента



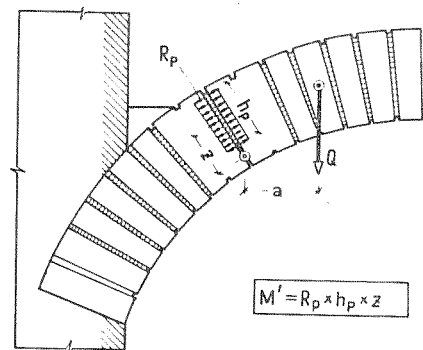
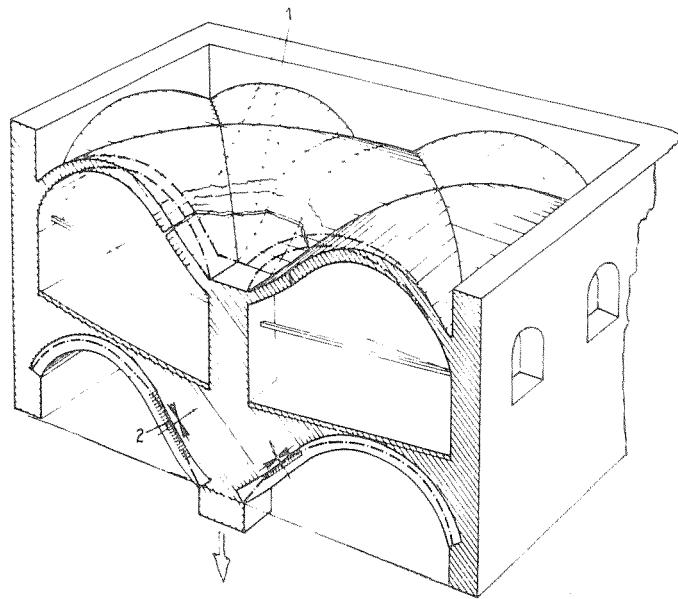


Рис. 26. Пластическая деформация системы крестовых сводов
1 — система трещин, сопровождающих просадку столба; 2 — участки с минимальной высотой сжатой зоны

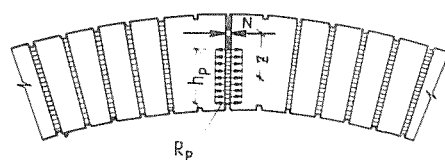


Рис. 27. Снижение теоретического распора

способно не только погасить распор кирпичной арки, но и допустить существование и арокных консолей. Сравнительные значения теоретических и действительных распоров центральных

подпружных арок крестово-купольных систем представлены в табл. 1.

Рабочие, инертные и висячие зоны кладки. Сравнивая плотность силовых линий геометрически подобных сводов с различными видами нагрузок, нетрудно заметить, что напряженная зона перемещается в каждом случае в район приложения сосредоточенной нагрузки, накладываясь на зону больших или меньших постоянных напряжений, вызванных собственной массой кладки свода. При рациональном размещении сосредоточенных нагрузок плотность силовых линий может быть достаточно ровной, т.е. все элементы свода работают в приблизительно равном режиме сжатия кладки. Случайное, нерациональное размещение нагрузки (например, при перестройке объема и приспособлении помещения) приводит к большой концентрации напряжения в какой-то одной зоне, в то время как соседние зоны практически не работают. Это обстоятельство весьма характерно и для сомкнутых, лотковых и крещатых сводов завершений бесстолпных одноглавых систем, где тяжелая конструкция центральной главы в сочетании с собственной массой высокой центральной части свода создает большие напряжения в основном в средней трети лотка. Ненагруженные зоны, слабо участвующие в работе свода при каком-либо одном (данном) приложении нагрузки, но способные включиться в активную работу при изменении нагрузки или рабочей схемы, могут именоваться инертными зонами, в отличие от нагруженных рабочих зон и не участвующих в работе распорных конструкций "висячих" или "мертвых" зон.

Следует заметить, что висячей зоной свода не обязательно является "консольная" кладка вокруг вывала или пространство под разгрузочным проемом (или люкарной). Такой зоной следует считать в первую очередь участок кладки, не испытывающий нормального обжатия, что, собственно, служит основным условием существования кладочных распорных конструкций.

Висячие зоны удерживаются в системе свода только за счет сцепления раствора в швах, как в случаях, разобранных выше. Часто не выделяясь среди других, разрозненных трещинами или пустыми швами, но обжатых (!) блоков кладки, они являются исключительно опасными элементами, грозящими падением в любую минуту. Такие зоны площадью до 2 м² были выявлены расчетом в трех распалубках центрального свода московского Успенского собора вблизи примыкания к подпружным аркам (рис. 28), в сводах подклета новгородского Знаменского собора и на других объектах.

Висячие зоны образуются при деформациях свода, связанных как с повреждением его главных элементов и нарушениями начальной статики, так и с действием нагрузки, приводящей к выполаживанию или (при несимметричном приложении) к волнообразному искривлению поверхности свода с образованием местной кривизны обратного знака. В любом случае обра-

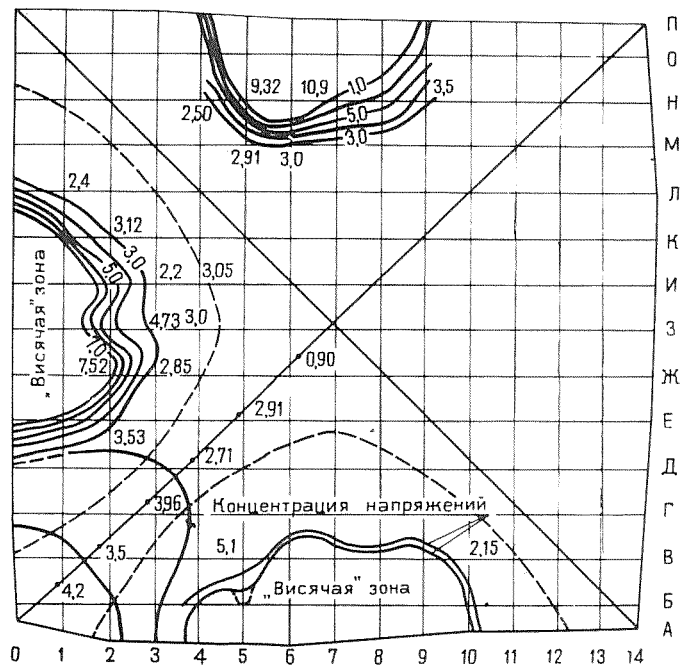


Рис. 28. "Висячие" зоны крестового свода. Успенский собор Московского Кремля

зование висячих или очень слабо обжатых зон отражает нерациональное соотношение данной арочной формы и нагрузки, при котором часть свода испытывает преимущественно растягивающие усилия, что недопустимо для конструкций из кладочного материала. Естественно, что существование необжатых висячих зон возможно только лишь в пространственных арочных конструкциях, где имеется возможность перестройки начальной рабочей схемы и переориентации внутренних усилий в обход данного участка.

Рациональная форма свода. Форма арки или свода, при которой любое сечение под действием нагрузки работает в наиболее рациональном для кладки режиме, т.е. симметрично обжато, является наиболее рациональной и отвечает условию $M_x = Hf_x$, т.е. безмоментной кривой. Буквальное выполнение этого условия означало бы необходимость следования формы свода эпюре так называемых балочных моментов, которая в зависимости от расположения нагрузок может иметь различные сложные, в том числе и несимметричные очертания.

На практике большинство построенных сводов в силу техно-

логических и эксплуатационных причин, а также из чисто эстетических соображений не бывают абсолютно рациональными, их сечения обжаты несимметрично или испытывают напряжения разных знаков. Растянутая часть сечения в работе не участвует, хотя при наличии упругого раствора способна воспринимать незначительные растягивающие напряжения от 0,02 до 0,15 МПа. Растянутая часть сечения может располагаться как с внутренней, так и с наружной поверхности свода в соответствии с характером эпюры моментов данной арочной формы. При центральной нагрузке на свод растяжение кладки обычно наблюдается в центральной трети пролета на нижней поверхности и в боковых третях на верхней. Глубина растянутой части сечения растет пропорционально уменьшению высоты работающей сжатой зоны. Если в своде, сложенном в полтора или два кирпича, глубина растянутой зоны в нескольких смежных сечениях достигает высоты одного кладочного ряда, то при отсутствии раствора в швах может иметь место выпадение отдельных кирпичей и целых блоков с нижней поверхности свода.

В полтора и два кирпича, причем нередко без нормальной перевязки рядов, выкладывались коробовые своды ранних построек XII—XV вв., а впоследствии большепролетные цилиндрические и лотковые своды или системы сводов над подклетами. Вообще же в русской архитектуре для сводов, перекрывающих пролеты до 6—7,5 м, была характерна кладка в один кирпич. Поэтому даже при минимальной высоте сжатой зоны и почти полном раскрытии швов выпадение целых камней из работающих участков сводов наблюдается редко.

Высота сжатой зоны сечения является основным показателем устойчивости и работоспособности арочной конструкции, сложенной из кирпича или камня. Для любого внецентренно сжатого сечения свода высота сжатой зоны приблизительно равна удвоенному расстоянию от точки приложения нормальной силы до ближайшего края сечения, т.е. $h_c = (\frac{h}{2} - e)2$ (рис. 29), где h_c — высота сжатой зоны; h — полная высота сечения; $e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет приложения нормальной силы относительно центра сечения.

Начальная высота сжатой зоны может сокращаться при любой деформации свода, например, при его выполаживании. В незначительной степени это происходит уже при разопалубливании возводимой конструкции, когда обжимается и частично выдавливается из швов незатвердевший раствор. Главным образом, выполаживание связано со смещением пят сводов, длительным действием тяжелой нагрузки и старением строительного материала.

С уменьшением высоты сжатой зоны сечения напряжение в ней увеличивается, в то время как устойчивость арочного контура уменьшается. Эта зависимость выражается формулой $\sigma = \frac{N}{F_c \psi}$,

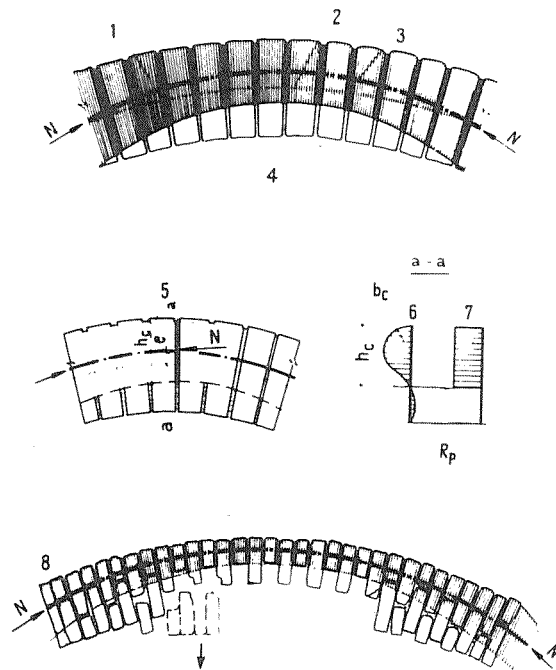


Рис. 29. Высота сжатой зоны сечения
1 — сжатая зона; 2 — геометрическая ось свода; 3 — рациональная ось свода; 4 — растянутая зона; 5 — высота сжатой зоны при внецентренном сжатии сечения; 6 — эпюра напряжений в сечении а-а для жесткой кладки; 7 — эпюра напряжений в сечении а-а для слабой кладки; 8 — выпадение кладочных элементов из растянутой зоны при отсутствии сцепления раствора

где F_c — площадь сжатой зоны сечения; ψ — коэффициент, учитывающий внецентренное сжатие сечения.

Минимальная высота сжатой зоны, при которой конструкция еще сохраняет равновесие (устойчивость), зависит от многих факторов, в частности, от величины нагрузки и сжимающей нормальной силы N , пролета свода, качества строительного материала и др. Очевидно, что умеренно нагруженные своды из прочного материала, например пиленого белого камня, способны существовать при относительно меньшей высоте сжатой зоны, чем перегруженные конструкции, выполненные из низкосортного кирпича или в нерегулярной кладке.

Выполненные расчеты различных сводов показали, что высота сжатой зоны сечений на участках, соответствующих максимальным значениям положительных и отрицательных изгибающих (арочных) моментов, редко превышает половину высоты

сечения, а зачастую составляет всего 6–8 см при напряжениях в кладке от 0,3 до 0,8 МПа. На менее ответственных участках напряжение обычно не превышает 0,2–0,4 МПа (для пролетов 6–8 м). Приведенные данные свидетельствуют, с одной стороны, о большом трех-четыре-кратном начальном запасе сечения, с другой — о реальной возможности быстрой потери несущей способности сводов при поверхностном разрушении кладки, например ее размораживании, резко снижающем действительную высоту сжатой зоны.

В сводах Никольской церкви Соловецкого монастыря, не защищенных в течение нескольких десятилетий от действий дождя и снега, морозное разрушение кладки составило 3–6 см в глубину на обеих поверхностях. Эти конструкции, не будучи перегружены или деформированы, потеряли от 15 до 80% (и более в зависимости от толщины кладки) своей первоначальной несущей способности.

Вычисленную теоретически высоту сжатой зоны сечения иногда представляется возможным проконтролировать измерением (зондированием) глубины раскрытых швов, что, например, было выполнено на уже упомянутых сводах Большой Трапезной палаты Троицкого собора Астраханского кремля, на некоторых новгородских и московских объектах. Так, для свода Успенского собора Московского Кремля зафиксированная глубина пустых швов (будучи несколько меньше высоты растянутой зоны сечения) составляла от 9 до 24 см при толщине свода в 1 кирпич (28,5–30 см). Наименьшая высота сжатых сечений и наибольшие напряжения в кладке отмечены вблизи границ "висячих" зон, причем возрастание напряжений с 0,3 до 0,7–1,0 МПа происходит в пределах "пограничных полос" шириной 0,3–0,5 м.

2. ДЕФОРМАТИВНОСТЬ РАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Деформативность и жесткость, будучи противоположными конструктивными понятиями, отражают различную степень сопротивляемости строительных конструкций и составляющих их элементов деформирующему действию нагрузки. Каждому типу конструкции свойственны определенные виды деформаций, заложенные в характере рабочей схемы. С изменением рабочей схемы или состояния строительного материала вид деформаций и деформативность меняются.

В общем случае деформативность распорных систем из кладочного материала зависит от их конструктивных особенностей, величины и характера нагрузки и свойств строительного материала. Под конструктивными особенностями подразумеваются: деформативность или жесткость опор (опорного контура); геометрические характеристики — кривизна, пролет и толщина свода;

наличие параллельной рабочей схемы, например, для сводов двоякой кривизны;

наличие местных ужесточающих элементов — воздушных связей, нервюр, подпружных арок и т.п.;

характер кладки.

Деформативность опорного контура означает степень его податливости действию распора в горизонтальном направлении и опорному давлению по вертикали. В гл. 1 при изложении принципа работы крестово-купольных и других распорных систем функции опорного контура и отдельных опор как элементов жесткости, обеспечивающих устойчивость системы, уже частично рассматривались.

Действительно, жесткость опорного контура — основное условие существования распорных конструкций, причем в большей степени это требование относится к горизонтальной жесткости. Однако влияние деформативности опор на рабочие и "инертные" части сводов различно. Так, например, основные рабочие элементы крестового свода — диагональные ребра — нагружают распором и давлением угловые части стен или пилоны, поэтому деформативность крестовых сводов связана в основном с устойчивостью угловых конструкций или с состоянием соединяющих их связей. Роль ограждающих стен и подпружных арок в качестве действительных опор, крестовых сводов в целом незначительная и встречается лишь в случаях, когда распалубки способны создавать и воспринимать торцевое давление, т.е. в системах вспарушенных крестовых сводов.

Сомкнутые и крещатые своды для своей нормальной работы требуют повышенной устойчивости средней части несущих стен, под наиболее нагруженными зонами лотков, а цилиндрические — всей протяженности стен или простенков между распалубками.

При стабильной жесткости опор деформативность сводов зависит только от действия внутренних факторов — нагрузки, формы и других факторов в их различных сочетаниях.

Геометрические параметры сводов имеют большое влияние на устойчивость формы, что особенно заметно при действии несимметричных нагрузок. Образованная односторонним нагружением волна весьма чувствительна для тонких (относительно пролета) конструкций, где не исключается возможность выхода кривой давления за пределы сечений свода, т.е. образования необжатого участка. Относительно толстые своды способны гасить значительные колебания нагрузки.

Один из способов снижения деформативности сводов — их нагружение тяжелым равномерно распределенным балластом, намного превосходящим по массе временные эксплуатационные и постоянные несимметричные нагрузки. Известно, что при раскрытии пазух сводов в процессе реставрации их деформативность (зыбкость) резко увеличивается. Забутовка глубоких пазух подъемистых сводов препятствует возможным дефор-

мам опорных участков наружу, т.е. действует подобно связи. Деформативность цилиндрических, лотковых и сомкнутых сводов обычно снижается устройством частых распалубок с одновременной забутовкой или закладкой пространств между ними.

В тех случаях, когда пазухи отсутствуют, например в высоких сомкнутых сводах верхнего яруса, снижение деформативности осуществляется частично глубокой заделкой опорных частей свода в кладку стен (что несколько снижает свободную длину расчетной кривой) и устройством воздушных связей (см. гл. 4). Под тяжелую центральную нагрузку иногда устраивались местные утолщения кладки — в виде нервюр или гуртов с наружной поверхности лотков и ребер, т.е. со стороны наибольшей потенциальной деформации. При опирании на своды междуэтажных перекрытий поперечных стен и других конструкций своды укреплялись снизу подпружными арками.

Равномерное распределение нагрузки вдоль цилиндрической части свода обеспечивает каждому его сечению (или элементарной арке) одинаковый режим работы, т.е. аналогичные напряжения и деформации, в силу чего взаимное влияние смежных участков не проявляется. Сосредоточенная нагрузка, деформирующая данный участок (полосу) свода, включает в совместную работу и соседние полосы, причем ширина подключения находится в прямой зависимости от толщины свода и жесткости кладки.

Характерные для любого типа сводов деформационные трещины или раскрытия швов располагаются в зонах с максимальными растягивающими или сдвигающими напряжениями. Первый тип трещин ориентируется (в плане) приблизительно перпендикулярно плоскости деформаций, второй — вдоль контактов между различными деформационными блоками, по технологическим швам или слабым перевязкам. Применительно к основным типам сводов и основным видам деформаций можно выделить следующие характерные расположения трещин:

в цилиндрических сводах и их системах — вдоль шельги на нижней поверхности, по линии контакта с распалубками; в системах — по линии смыкания в угловых частях и вокруг центральных столбов при их просадках;

в крестовых сводах и системах — вдоль оси распалубок, вокруг замковой части при ее провисании; перпендикулярно к диагональному ребру (вблизи опор), поперек подпружных арок, вдоль ребра (с последующим выпадением части распалубки) — при просадке и сдвиге опор;

в сомкнутых сводах — вдоль образующих на внешней поверхности лотков на уровне $\frac{1}{3} + \frac{1}{2}f$ от пяты свода; по линии смыкания в угловых слабообжатых частях; по контактам с распалубками, как в цилиндрических и лотковых сводах;

в крещатых сводах — на внешней поверхности центральных арок (на расстоянии $\frac{2}{5} + \frac{1}{2}f$ от уровня опоры) при от-

сутствии воздушных связей; по линии сопряжения между центральными арками и угловыми сомкнутыми частями свода.

Хрупкие деформации, свойственные сухой кладке на обычных известковых и сложных растворах, соответствующих маркам М10 — М25, сопровождаются образованием хорошо выраженных "классических" трещин или раскрытых швов. Упругие деформации жесткой кладки на высокопрочных растворах могут не проявляться длительное время, но с наступлением усталости перенапряженного материала возрастают скачкообразно. Влажная, пластичная кладка может деформироваться без образования трещин с постепенным раскрытием швов в растянутой зоне. В этом случае расклинка отдельных камней или блоков кладки, обеспечивающая существование свода, будет иметь место и при очень сильном выполаживании, вплоть до предельного сокращения сжатой зоны сечений свода, потери устойчивости и обрушения.

3. РАБОТА ВОЗДУШНЫХ СВЯЗЕЙ

Воздушные связи арочных конструкций, будучи расположены в разных уровнях относительно пят, могут иметь неодинаковые функции и по-разному формировать внутренние усилия в арках. Ниже рассматриваются схемы работы связей.

Затяжки в уровне пят арок и сводов могут воспринимать: полный распор, если опорные конструкции способны нести лишь вертикальную нагрузку (стойки открытых павильонов и галерей, перекрытых цилиндрическими сводами на распалубках и подпирных арках или крестовыми сводами);

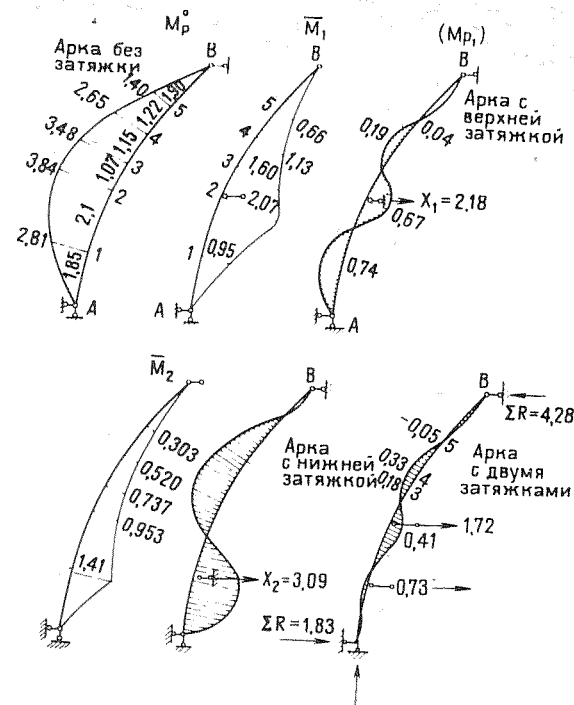
излишек распора, не воспринимаемый опорными конструкциями в силу их недостаточной устойчивости (крестово-купольные и другие арочно-стоечные системы при значительных пролетах сводов и умеренных толщинах несущих стен и столбов).

Затяжки в уровне пят могут быть поставлены и конструктивно (как элементы объемного связевого каркаса) в сооружениях, где распор гасится совместной работой вертикальных и горизонтальных элементов жесткости.

В перечисленных случаях воздушные связи служат либо основными, либо главным образом вспомогательными элементами, обеспечивающими несмещаемость опор арок и сводов по горизонтали при просадках и других деформациях вертикальных опорных конструкций.

Затяжки выше уровня пят сводов воспринимают лишь часть теоретического полного распора, т.е. самостоятельно не гарантируют неподвижность пят сводов. Невоспринятая часть распора передается на опорные конструкции. В качестве внутренних (дополнительных) связей затяжки препятствуют деформации наружу боковых участков сводов и провису замковой части

Рис. 30. Влияние воздушных связей на изгибающие моменты в арочных конструкциях



что имеет место при симметричной центральной нагрузке. Постановка затяжки существенно корректирует характер изгибающих моментов, действующих при данной нагрузке в арке (сечении свода) без связи, в частности, сдвигает вверх зону максимального отрицательного момента. Абсолютные значения моментов при этом снижаются в 2 раза и более, соответственно уменьшается величина эксцентриситетов $e = \frac{M}{N}$ и напряжений в кладке. Наиболее эффективна постановка воздушных связей в уровне действия максимального отрицательного момента, вычисленного для начальной схемы арки. На практике это соответствует интервалу отметок $\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} f$, считая от уровня опорного сечения. В некоторых случаях затяжка ставится в двух уровнях для погашения моментов от больших сосредоточенных сил в очень подъемистых сводах (рис. 30). Затяжки выше пят характерны для цилиндрических, сомкнутых и крещатых сводов средних и больших пролетов.

Конструкции связей. Воздушные связи арочных конструкций обычно выполнялись из металлических кованых стержней, иногда из деревянных брусков или бревен. Заделка концов деревянных связей осуществлялась поперечной врубкой в пояса стено-

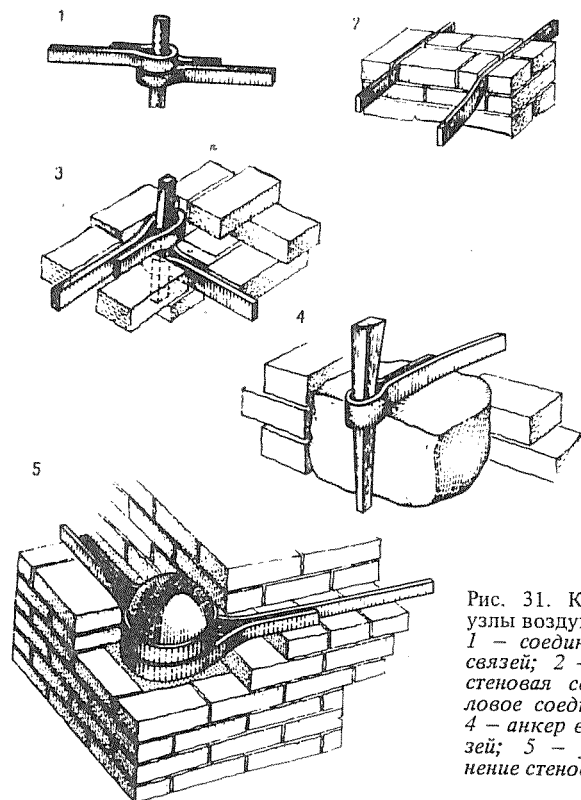


Рис. 31. Конструктивные узлы воздушных связей
1 — соединение стеновых связей; 2 — двухветвевая стеновая связь; 3 — угловое соединение связей; 4 — анкер воздушных связей; 5 — угловое соединение стеновых

вых связей, уложенных в специальные каналы. Поскольку расположение поясов не всегда совпадает с рациональным уровнем восприятия распора сводов, систему деревянных связей можно, видимо, рассматривать и как строительный каркас, препятствующий поперечной деформации кладки стен на стадии возведения. По окончании строительства стеновые связи включались в работу распорной системы как анкерные и распределительные элементы воздушных связей.

В начальный период существования деревянные связи могли быть достаточно эффективны, причем не только как затяжки, но благодаря большой жесткости и как распорки. В дальнейшем по мере обматывания врубок, загнивания и разрушения материала деревянные связи постепенно выходили из строя и в первую очередь как затяжки.

Продолжительность жизни деревянного связевого каркаса зависела от качества древесины, плотности и влажности кладки, особенностей эксплуатации помещения и других причин. При

раскрытии зондажей иногда встречаются сравнительно хорошо сохранившиеся части стеновых связей XIV—XVII вв.; в целом же к настоящему времени деревянные стеновые связи либо дощили сильно деформированными, либо полностью распались, оставив на своем месте пустые каналы, ослабляющие кладку. Воздушные связи повсеместно утрачены и иногда заменены на металлические.

Металлические связи XII—XIX вв. выполнялись из брусков кованого железа прямоугольного профиля или полос сечением от 10 до 50 см². Короткие отдельные элементы воздушных связей соединялись так называемым свариванием, т.е. расковкой в горячем состоянии наложенных концов двух стержней, а звенья стеновых блоков — аналогично или с помощью поперечных штырей, заводимых в концевые проушины. Концы воздушных связей заделывались (анкерились) в кладке несущих конструкций, причем анкеровка могла быть наружной (шплинт виден на фасаде) или внутренней. Воздушные связи в сооружениях конца XIX в. имели анкеры различных типов, в том числе и натяжные.

Большие усилия в связях приводили к местному смятию, продавливанию кладки под анкерными частями, поэтому под шплинты анкеров нередко подкладывались блоки белого камня, распределяющие реакцию заделки связи на большую площадь (рис. 31, 1). Блоки белого камня и валуны иногда использовались как самостоятельные анкерные элементы (рис. 31, 2). В Московском Успенском соборе воздушные связи второй очереди (XVII в.), прорезающие распалубки сводов центрального нефа, закреплены, например, за хомуты, охватывающие угловые барабаны.

Шарнирный тип соединения и малая жесткость металлических связей исключали возможность их работы в качестве распорок или изгибаемых распределительных элементов распорных систем, однако как строительный каркас (см. выше) металлические связи использовались; причем в XVIII—XIX вв. стены зданий часто имели двухветвевую каркас с симметричным расположением поясов вблизи внутренней и наружной поверхности (на глубине 14—15 см). Стеновые связи закладывались в расширенные вертикальные швы, образуемые сколом или раздвижкой кирпичей.

О работе металлических воздушных связей. Металлические связи могут испытывать растягивающие напряжения, вызванные различными видами нагрузок — действием распора арки или свода, деформациями (просадкой, поворотом) опорных конструкций, температурными деформациями металла, а также подвеской к связям сосредоточенных грузов — люстр, блоков и т.п. Доля каждого вида нагрузки зависит от конкретных конструктивных и эксплуатационных особенностей памятника и может быть заведомо преобладающей. Например,

тяжелый груз, подвешенный к связи как к балке, может полностью исчерпать ее возможности как затяжки. Преобладающим видом нагрузки во многих случаях может быть температурная деформация, вызываемая колебаниями температур. Как известно, температурное напряжение в металлической (железной) связи определяется формулой $\sigma_t = E \alpha \Delta t^\circ$, где Δt° — интервал температур (в материале связи); α — коэффициент линейного расширения железа $\alpha = 0,000012$; E — модуль деформации железа $E = 200\,000$ МПа.

Если, к примеру, затяжка установлена и закреплена в теплое время года, то к зимним месяцам реальный перепад температур 40°C (от $+20$ до -20°C) может вызвать растягивающее напряжение в связи около 100 МПа, что является пределом для старого кованого металла. Расчеты показывают, что в неотапливаемых помещениях воздушные связи умеренного пролета (до 6 м), не используемые для подвески грузов, способны работать как чистые затяжки в среднем не более чем на 30% возможностей материала; до 70% несущей способности связей расходуется на сопротивление температурным деформациям. Другими словами, напряжения, вызываемые полезными нагрузками — распором или смещением опор, не должны превышать 30–35 МПа для связей, работающих в стадии упругой деформации, если расчетное сопротивление материала составляет 100 МПа. При резком возрастании нагрузок на систему затяжки способны временно существовать за счет пластической деформации металла или податливости анкерных частей; дальнейшее увеличение нагрузок приводит к разрушению более слабого звена конструкции — выдергиванию (подвижке) анкера или обрыву связи. Выключение из работы анкера возможно при выпадении или разрушении наружного шпильника, разрыве проушины, образования трещины в кладке при коррозии металла анкера, ползучести кладки на слабых растворах. Металл анкерных частей корродирует во влажной кладке на известковом растворе. Анкерные части и узловые соединения пересекающихся связей выходят из строя и при резких просадках столбов арочно-стоечных систем. Обрывы связей происходят как в пролете, так и в анкерных частях по слабому сечению, например, по внутренним кавернам или по трещине в металле, или по наиболее напряженному сечению изгибаемых (нагрузкой или собственным весом) связей. Перегрев связи при пожаре вызывает ее удлинение — необратимую, обычно волнообразную деформацию, после чего связь выключается из работы.

ГЛАВА 3. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ИХ РОЛЬ В СОХРАНЕНИИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

Памятники древнерусской архитектуры представляют собой массивные жесткие сооружения, по своим конструктивным особенностям более соответствующие геологическим условиям Византии и Италии, откуда заимствовались образцы каменных сооружений в годы становления Русского государства, чем условиями Среднерусской равнины. Многие из этих зданий создавали нагрузки на грунт 0,5–0,6 МПа, что значительно больше допустимых давлений по современным нормам. Основания для таких зданий по необходимости улучшались путем забивки деревянных свай под ленточным фундаментом. В течение веков приспособление древних зданий к грунтовым условиям сопровождалось незатухающими неравномерными осадками, вызвавшими крен сооружений и образование трещин в стенах и сводах.

Под инженерно-геологическими условиями подразумевается необходимый объем сведений о свойствах взаимосвязанных компонентов геологической среды, позволяющих оценить устойчивость и эксплуатационную сохранность памятников архитектуры.

Памятники архитектуры, находясь под влиянием окружающей природной среды, а также испытывая действие факторов, связанных с инженерно-хозяйственной деятельностью человека, испытывают это воздействие в двух направлениях. Первое связано с разрушением материала кладки памятника и, как следствие, с деформацией основных конструкций; второе направление разрушения памятников развивается в скрытой форме и связано с изменением состояния и свойств грунтов основания. В последнем случае разрушение особенно интенсивно проявляется при активизации этих изменений от хозяйственной деятельности человека. Именно этот фактор все чаще становится губительным при сохранении памятников архитектуры и со временем его воздействие (если не принимать никаких мер) будет усиливаться. В связи с этим возникла проблема исследования влияния антропогенных факторов на сохранность памятников архитектуры для установления диагноза деформаций их конструкций, при назначении правильного, по словам Д.С. Лихачева [10], курса "лечения" и дальнейшего частичного или полного выздоровления. Такое лечение может быть неправильным, и тогда действие антропогенных факторов не только не ослабнет во времени, но и усилится. Игнорирование действия этих факторов, что часто наблюдается при реставрационных работах из-за незнания, связано с отсутствием каких-либо методических указаний, положений, учитывающих проявления антропо-

генных факторов на сохранность памятников. С проявлением этих факторов приходится сталкиваться только на заключительной стадии процесса разрушения памятника.

Диагностика причин деформирования памятников архитектуры требует четкого представления о свойствах и структуре той части геологической среды, которая по Г.К.Бондарнику составляет подсистему "сфера взаимодействия" геологической среды с памятником архитектуры [3]. Таким образом, появляется необходимость иметь инженерно-геологическую информацию, содержание и объем которой позволили бы решить вопрос о нахождении причинного объяснения исследуемых явлений деформации памятников архитектуры.

Ниже рассматриваются причины разрушения памятников архитектуры, сохранившихся на территории европейской части России — территории, где сосредоточены основные памятники отечественной архитектуры. В связи с этим приводится общая инженерно-геологическая характеристика грунтов, распространенных в пределах Среднерусской равнины.

Основанием подавляющего большинства памятников архитектуры на рассматриваемой территории чаще всего служат осадочные отложения четвертичного периода, представленные рыхлыми несвязными (пески, гравелистые грунты и др.) и мягкими связными глинистыми грунтами — супеси, суглинки, глины.

С точки зрения инженерно-геологической оценки эти грунты характеризуются особым составом, свойствами и значительной изменчивостью физического состояния. Как отмечает В.Д.Ломтадзе [11], среди них встречаются различия с повышенной плотностью, рыхлые и мягкие с пониженной плотностью и прочностью, а некоторые глинистые грунты характеризуются предельно малой прочностью. Построенные на рыхлых несвязных и особенно на глинистых грунтах памятники архитектуры могут испытывать значительные по величине и продолжительности осадки, сдвиги, вызывающие деформации основных конструктивных элементов памятников.

Ниже приводится краткая инженерно-геологическая характеристика глинистых, песчаных и грубообломочных грунтов, а также приводятся примеры описания характерных деформаций памятников, построенных на этих грунтах. Описаны наиболее распространенные генетические типы грунтов: ледниковые отложения, лессовые и аллювиальные грунты.

1. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА НЕКОТОРЫХ ТИПОВ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ПАМЯТНИКОВ

Ледниковые отложения. Основной причиной, определившей условия формирования поверхностных отложений на большей части Европейской России, были стадии оледенения, приведшие

к образованию моренных отложений. Из всех фаций ледниковых отложений наибольшее распространение получила основная или донная морена. Условия ее образования связаны либо с эродирующим воздействием ледника на подстилающие его породы, либо моренный материал первоначально был включен в толщу ледника и затем откладывался за счет вытаявания.

На состав основной морены и, следовательно, на ее физико-механические свойства оказывало заметное влияние обогащение морен материалом подстилающих пород. Так, в районах развития скальных пород морена обогащалась грубообломочным материалом (дресва, гравий, галька и валуны), а на территориях, где ледник двигался по породам осадочного происхождения — мелкими, часто глинистыми фракциями. Имея в виду разнообразие литологического состава пород, подстилавших ледник, можно сделать вывод, что инженерно-геологическая изменчивость морен должна носить случайный характер.

Статистическая обработка большого фактического материала по физико-механическим свойствам морен, распространенных в северной половине европейской части СССР (в Прибалтике, Белоруссии и Центральных районах), подтверждает это предположение.

На основании сопоставления показателей физико-механических свойств морены, распространенной в различных местах этой территории, можно сделать вывод о том, что по составу и свойствам морена оказывается в достаточной степени выдержанной независимо от возраста и района распространения, что некоторая закономерная инженерно-геологическая изменчивость морены выявляется только при сопоставлении областей северных (Карелия, Кольский полуостров), Прибалтики, Белоруссии, Центральных районов и южных областей.

Так, с севера на юг, от области развития скальных пород к областям распространения рыхлых и лессовых пород уменьшается количество грубообломочного материала (валунов, гальки и гравия) и увеличивается глинистость моренного материала. В пределах же Прибалтики, Белоруссии и Центральных областей все показатели физико-механических свойств морены характеризуются большой выдержанностью свойств.

Неоднородность моренных отложений усиливается наличием линз, прослоев и карманов водонасыщенных песчаных пород, заключающих напорные воды и проявляющих себя как плывуны. Иногда внутриморенные напорные воды гидравлически связаны через окна с напорными подморенными водами. Такая гидрогеологическая ситуация, например, наблюдается в Ростове Великом, где эти воды имеют также гидравлическую связь с водами озера Неро. Последнее обстоятельство стало решающим в принятии решений по гидротехническим преобразованиям в бассейне озера. Они не должны никоим образом касаться гидрогеологической обстановки в сфере взаимодействия памятников ар-

хитектуры Ростовского кремля, Спасо-Яковлевского и Авраамиева монастырей. Даже незначительные понижения на этой территории уровня грунтовых вод (например, в результате дренирования) могут привести к серьезным и необратимым процессам.

Условия образования основной морены обусловили формирование ее свойств. Высокая плотность моренных отложений объясняется уплотнением за счет массы и движения ледника или за счет высыхания моренных отложений после вытаявания. Повышенная плотность моренных отложений может быть объяснена также неоднородностью гранулометрического состава этих отложений, приближающегося к оптимальному. Максимальные значения плотности отмечены у моренных супесей и суглинков и в меньшей степени — у глин. Объемная плотность этих грунтов обычно колеблется в пределах от 1,8–1,9 до 2,2–2,3 г/см³, пористость мала и составляет в среднем около 30%.

Высокая плотность моренных отложений обусловила их значительную несущую способность. В табл. 2 приведены значения расчетных сопротивлений грунтов (МПа), содержащих до 15% грубообломочного материала [24]. Модуль деформации грунтов основной морены в зависимости от состава изменяется от 40 до 15 МПа.

Таблица 2. Расчетные значения допускаемых нагрузок на глинистые грунты моренных отложений, МПа

Наименование грунта	Коэффициент пористости	Состояние грунта			
		твердое	тугопластичное	пластичное	мягкопластичное
Моренная супесь	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2
	0,45	0,4	0,35	0,3	0,2
	0,4	0,5	0,4	0,35	—
Моренный суглинок	0,45	0,5	0,35	0,3	0,2
	0,37	0,6	0,4	0,35	0,2
	0,3	0,7	0,45	0,4	—

Высокая плотность моренных отложений предопределила их низкую водопроницаемость. Обычно водовмещающими отложениями являются песчаные линзы и прослои, глинистые грунты вблизи них находятся в слабоувлажненном состоянии. Иногда вода, находящаяся в линзах и прослоях, имеет напорный градиент.

Водопроницаемость гравийных и галечных прослоев и линз также невелика. Поскольку основная морена имеет состав частиц, близкий к оптимальному, она является суффозионно устойчивой. Важным в оценке моренных отложений является выявление способности супесей разуплотняться под влиянием гид-

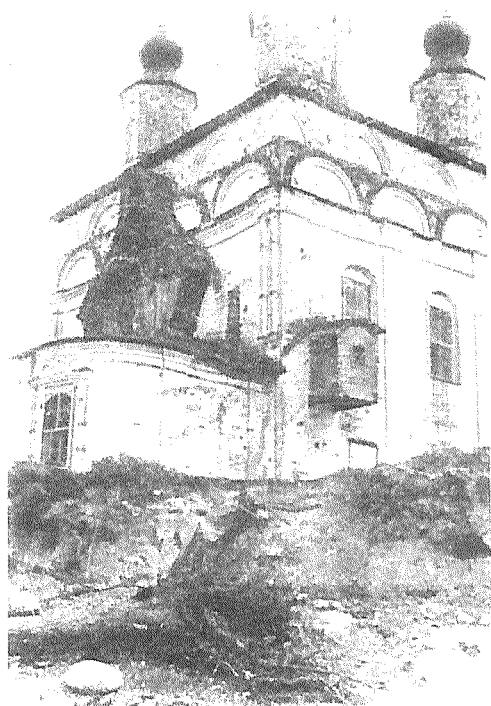
родинамического давления и затем переходить в суффозионное состояние. Обычно подобные условия для развития механической суффозии возникают на склонах и берегах рек, сложенных моренными отложениями, в местах выхода грунтовых вод при наличии крутых гидравлических уклонов, превышающих 0,05 [8]. Суффозионный вынос тонкодисперсного материала приводит к разуплотнению грунта, возникновению суффозионных пещер, полостей, что в свою очередь обуславливает деформацию склонов, образование просадок и пр.

Развитие этих явлений на склонах часто сопровождается деформациями в стенах памятников в виде расширенных по всей длине вертикальных трещин. В качестве примера суффозионного выноса супесчаного материала из толщи моренных отложений с последующим развитием деформации склона можно привести памятник архитектуры начала XVIII в. церковь Николы Набережного в Муроме. Появление трещин в памятнике, связанных с развитием указанных процессов, привело к необходимости устройства на склоне к юго-востоку от храма подпорной стенки к контрфорса у апсиды.

Несмотря на то что моренные отложения характеризуются высокой плотностью и прочностью, они легко размокают, размываются и обладают способностью к морозному пучению при неглубоком залегании грунтовых вод. Эта способность моренных суглинков и глин иногда служит причиной деформаций и разрушений памятников архитектуры.

Вот уже несколько лет идет активный процесс эрозионного размыва моренных суглинков, слагающих правый берег реки Сухоны в Великом Устюге. В последние годы подмываемый берег приблизился на 7–8 м к Дмитриевской церкви Дымковской слободы (начало XVIII в.). Уже сейчас над памятником нависла угроза, связанная с размывом суглинков, залегающих в основании Дмитриевской церкви. На фотографии (рис. 32), сделанной в 1979 г., зафиксирован результат эрозионного размыва (размытый берег, поваленные и сползшие к реке деревья). Если в ближайшие годы не будут проведены на берегу Сухоны укрепительные работы, то уникальный памятник архитектуры исчезнет.

При обследовании многих памятников архитектуры, построенных на грунтах основной морены и имеющих в сфере взаимодействия водонасыщенные песчаные линзы и прослои, отмечены типовые деформации угловых частей зданий. Эти деформации развиваются в результате пучения глинистых грунтов в процессе промораживания и потери прочности после последующего оттаивания. На рис. 33 показаны разрушения угловых элементов памятников архитектуры. Чаще они наблюдаются при повышенном замачивании грунтов основания атмосферными осадками из-за отсутствия отмосток или ливневочных труб, при уклонах поверхности земли в сторону памятника.



В деформации угловых частей памятников можно выделить следующие этапы:

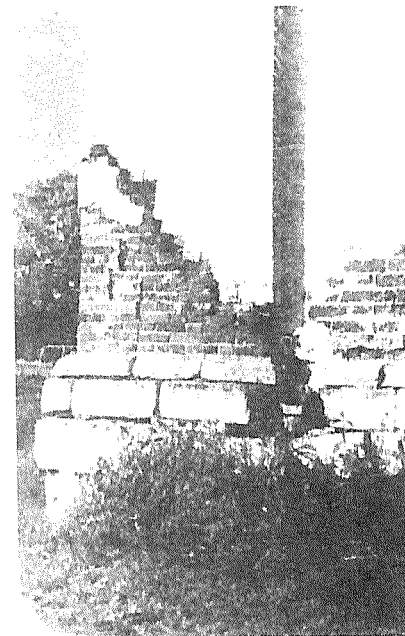
1) замачивание атмосферной влагой грунтов оснований под фундаментами угловых частей здания с последующим их промораживанием;

2) развитие скалывающих напряжений в результате морозного пучения, отрыв блоков кладки цокольной части и фундамента здания в виде трехгранных призм;

3) разрушение оторванного блока кладки многократными процессами пучения и оттаивания грунтов, приводящее к повышению напряжений в основании под угловыми элементами здания и их дополнительной осадке и образованию трещины отрыва, отчленивающей угловую часть здания;

Рис. 32. Размыв берега Сухоны вблизи Дмитриевской церкви в Дымковской слободе. Великий Устюг

Рис. 33. Типовой характер разрушения угловых элементов памятников при промораживании и оттаивании грунтов основания



4) развитие опрокидывающего момента в результате сокращения площади опирания угловых частей здания, приводящего к их выпадению и разрушению.

Этапы разрушения памятников архитектуры под влиянием процесса пучения показаны на рис. 34.

В отмеченных примерах опасность для сохранности памятников определяется отношением глинистых грунтов к воде в процессе их размывания и промораживания, частичного или полного замачивания грунтов. Но несмотря на это, моренные отложения наиболее устойчивы к воздействию факторов внешней среды по сравнению с другими генетическими типами грунтов четвертичных отложений. Деформации памятников по инженерно-геологическим причинам, построенных на грунтах основной морены, довольно редки, развиваются медленно и не доводят памятник до аварийного состояния. Можно привести несколько примеров, показывающих, что памятники, построенные в XVII в. и ранее, на грунтах основной морены при отсутствии нарушений естественного гидрогеологического режима не испытывали разрушений. К их числу можно отнести многочисленные памятники архитектуры XVII–XVIII вв. в Торопце, Тотме, Сольвычегодске и др.

В толще основной морены встречаются прослои, линзы и слои мягкопластичных глин ленточного типа, известные в инженерно-геологической практике как ленточные глины. Это своеобразные песчано-глинистые толщи с четко выраженной слоистостью, образовавшиеся в приледниковых озерах, в которые материал горных пород сносился при разном в течение года режиме стока. Условия формирования этого типа моренных отложений предопределили их физико-механические свойства. Во-первых, они являются недоуплотненными грунтами с высокой пористостью (60–65%) и, во-вторых, обладают очень высокой естественной влажностью. Эти грунты характеризуются анизотропией в проявлении ряда свойств. Например, водопроницаемость вдоль слоистости значительно выше, чем в направлении, нормальном слоистости.

Поскольку эти грунты обладают значительной пористостью, для них характерны большие значения осадок при нагрузках от памятников архитектуры. Для них также характерно нарушение естественной структуры при переходе из скрытотекучего в текучее состояние — при этом в глинистых грунтах наблюдается снижение сцепления до нуля [24].

Примером деформаций на ленточных глинах может служить трапезная церковь в Тихвинском Большом монастыре. Столбы и стены памятника имеют значительные осадки, определившие образование значительных трещин в сводах и стенах. В подклет церкви постоянно проникает вода из тонких водонасыщенных песчаных прослоев. Активно протекают процессы морозного выветривания нижней части стен и кладки фундаментов.

С отложениями основной морены связано образование водно-ледниковых отложений (флювиогляциальных), сложенных песком, гравием, галькой и отложения талых вод по периферии ледника, которые отличаются широким распространением на большой площади (зандровые поля) и представленных хорошо отсортированными песками, гравием, галечником. Мелко- и тонкозернистые, пылеватые пески в водонасыщенном состоянии обладают типичными плавунными свойствами. Все остальные водно-ледниковые отложения имеют среднее и плотное сложение и служат хорошим основанием для памятников архитектуры. Примером хорошей сохранности памятников архитектуры, построенных в XVII–XVIII вв. на плотных водно-ледниковых отложениях, могут служить постройки Солотчинского монастыря.

С моренными отложениями часто связаны озерные отложения, представленные илами, супесями, суглинками, глинами с большим содержанием органических остатков. Эти отложения занимают, как правило, незначительную площадь, зависящую от размера озерного водоема и рельефа примыкающей территории. Озерные отложения невыдержаны по простиранию и залегают в виде слоев и линз небольшой мощности. Отличительной их особенностью является высокая пористость и естественная

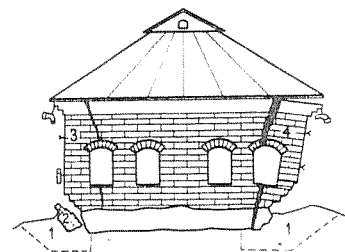


Рис. 34. Этапы разрушения памятника от пучения грунтов основания

1 — зоны развития сил морозного пучения; 2 — отделившиеся блоки кладки под действием процессов пучения и оттаивания; 3, 4 — оторвавшиеся и опрокидывающиеся угловые части здания

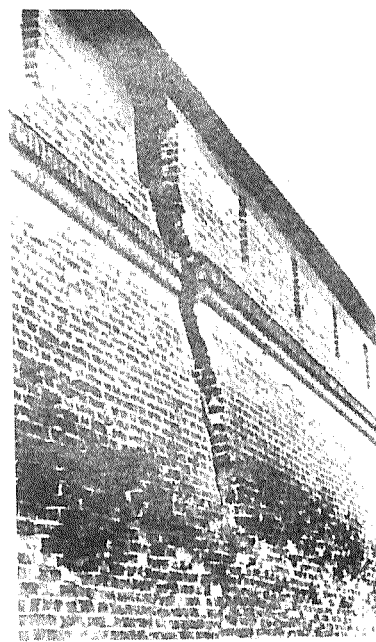


Рис. 35. Характер деформации стен Кириллово-Белозерского монастыря

влажность, обуславливающие большую сжимаемость и низкие значения показателя сопротивления сдвигу [11].

Этот тип грунтов весьма неблагоприятен, поскольку под нагрузкой от несущих конструкций памятников испытывает значительные по величине и длительные по времени осадки. Особенно снижаются их свойства при повышении естественной влажности. Е.М.Михайловский [17] приводит основные этапы деформаций крупнейшего и уникального памятника древнерусского зодчества — Успенского собора в Рязани, построенного на озерных отложениях. Многочисленные работы по укреплению конструкций и стабилизации осадок этого памятника до сих пор не привели к положительным результатам. Даже подведенный в 1953–1954 гг. новый фундамент с заглублением его подошвы на 1 м не исключил развитие дальнейших осадок.

Один из лучших памятников крепостного зодчества — Кириллово-Белозерский монастырь — также построен на отложениях этого генетического типа. Давно известны деформации стен из-за неравномерных осадок грунта вдоль их протяжения и во многих наиболее древних сооружениях этого монастыря, как результат длительной консолидации глинистых грунтов озерных отложений. Эти деформации проявлялись в виде вертикальных трещин с максимальным раскрытием до 10–15 см с последую-

щей неравномерной поперечной осадкой и разворотом деформируемой части стены (рис. 35). Для стабилизации сооружений при подобных деформациях применяли контрфорсы. На рис. 36 показаны контрфорсы установленные для укрепления южного прясла стены монастыря. Именно на этом участке расположенные вдоль берега Сиверского озера крепостные сооружения имеют наиболее значительные деформации. Залегающие в виде прослоев и линз переувлажненные, с остатками органики, супеси и суглинки под фундаментами стен, башен, Преображенской надвратной церковью на глубине 0,8–1 м при взаимодействии с природными факторами привели к развитию двух процессов. Первый связан с консолидацией глинистых грунтов, приводящей к появлению трещин, второй — с промерзанием и оттаиванием грунтов, сопровождающимся деформацией кладки фундамента, ее отрыва от стены и просадки (рис. 37).

Аллювиальные отложения широко представлены в пределах современных речных долин и за их пределами на всей равнинной территории европейской части СССР. Это различные отложения, слагающие древние и современные террасы речных долин и занимающие важное место, поскольку наибольшее число памятников архитектуры сосредоточено в старых городах, построенных по берегам рек. К числу сооружений, возведенных на аллювиальных грунтах, можно отнести и монастыри, и отдельные памятники, разбросанные вдоль крупных рек в пределах Среднерусской равнины и Русского Севера.

Эти отложения характеризуются определенной закономерностью пространственного размещения различных фаций, заключающейся в смене грунтов различного состава, а следовательно, и свойств в пределах речных долин. В состав аллювиальных отложений входят три группы фаций: русловые, пойменные и старичные. В их состав входят различные грунты — от галечников до иловатых и глинистых осадков. Содержание грунтов этих фаций, входящих в состав речных террас, бывает различным. Как правило, в долинах равнинных рек преобладающую роль играют песчаные грунты, состоящие из кварца (70–80%) и пологого шпата (20–30%).

Пойменные и старичные фации представлены глинистыми и иловато-глинистыми отложениями (супеси, суглинки, глины) и образуют современные пойменные террасы. При этом старичные фации, как правило, приурочены к границе пойменной и надпойменной террас.

Для пойменных отложений характерно наличие погребенных почв, линз и прослоев других пойменных образований. Все это придает им неоднородность строения и анизотропность свойств. Наличие в составе глинистых грунтов органики придает им повышенную гидрофильность, влажность, сжимаемость и пониженное сопротивление сдвигу. В связи со значительными колебаниями уровня грунтовых вод в толще этих отложений (до 1,5–

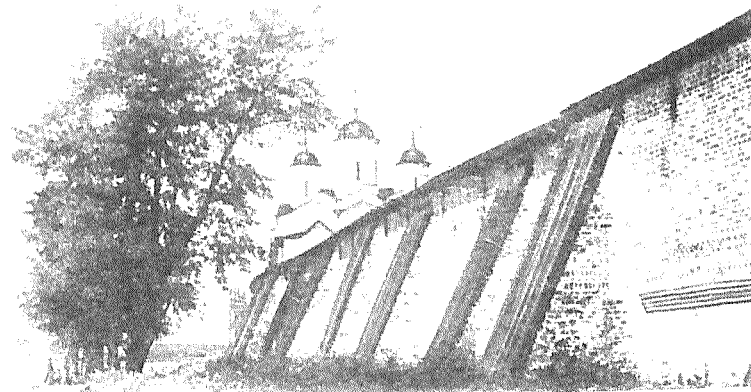


Рис. 36. Укрепление контрфорсами стен Кириллово-Белозерского монастыря



Рис. 37. Деформация валунного фундамента в результате промерзания и оттаивания глинистых грунтов основания

2 м в течение года) пойменные грунты могут подвергаться подсыханию, что приводит к их уплотнению и повышению прочности [11].

Русловая фация представлена в нижней части долин гравийно-галечным аллювием с песчаным крупнозернистым заполнителем и выше — крупными, средними и мелкими песками с линзами и прослоями глинистых грунтов, покрывающими их сверху.

Таким образом, в толще руслового аллювия прослеживается закономерное изменение его гранулометрического состава от грубого в нижней части к более тонкому материалу в верхней части разреза.

Во многих речных долинах Среднерусской равнины отмечают переуглубленные участки речных долин, выполненных глинистым, песчано-галечным или глыбовым материалом [11]. Эти переуглубления могут сыграть значительную роль в сохранении па-

мятников архитектуры. Наличие переуглублений обуславливает открытую гидравлическую связь грунтовых вод с нижележащими водоносными горизонтами. Региональное понижение уровня водоносных горизонтов может привести к резкому изменению гидрогеологических условий в сфере взаимодействия памятников, размещенных в местах переуглублений речных долин.

С точки зрения оценки инженерно-геологических свойств этих отложений как оснований памятников архитектуры следует отметить следующее. Стабильность свойств грунтов этой фациальной группы, как системы, во многом зависит от стабильности ее гидравлической связи с основным водным потоком.

Если эта связь стабильна в верхней части сферы взаимодействия, где размещаются, например, деревянные сваи, то это безусловно предопределяет хорошую работу грунтов основания и сохранность памятника архитектуры. Следует отметить, однако, что условия взаимодействия природных факторов в этом случае весьма сложны и неоднозначны. И вряд ли можно рекомендовать в этом случае какие-либо готовые рецепты. Например, при сезонном понижении уровня грунтовых вод и обнажении деревянных свай влажность многих глинистых грунтов редко снижается ниже полной капиллярной влагоемкости (около 60% полной влагоемкости). А это исключает проникание в сваи кислорода, анаэробных организмов, и, следовательно, обеспечивают условия для их сохранения. Следовательно, простое понижение уровня грунтовых вод в пределах пойменной фации аллювиальных отложений не может служить основанием для ухудшения условий устойчивости памятника архитектуры.

Особенно характерна изменчивость состава и свойств аллювиальных отложений, слагающих речные террасы. В вертикальном направлении в пределах выделяемых террас снизу вверх наблюдается укрупнение гранулометрического состава грунтов, причем в пределах каждой террасы эта тенденция меняется — укрупнение частиц грунта прослеживается сверху вниз [8]. Эта особенность строения речных террас обуславливает изменение физико-механических свойств грунтов этой фации. Как правило, в направлении от высоких террас к пойме понижается прочность грунтов и их устойчивость, возрастает обводненность и амплитуда колебаний уровня грунтовых вод.

Давая инженерно-геологическую оценку аллювиальным отложениям, следует отметить, что наиболее благоприятны в отношении сохранения несущих конструкций памятников архитектуры песчаные грунты высоких террас. Естественная структура подсистемы сферы взаимодействия обеспечивает длительную, стабильную устойчивость памятника архитектуры. И только значительные по масштабу природные и антропогенные факторы, нарушающие стабильность естественного взаимодействия, приводят к значительным деформациям. Характер изменения структурных связей между конструктивными и природными

элементами в системе "памятник — среда" под влиянием этих факторов будет рассмотрен ниже.

Примеров надежной устойчивости памятников архитектуры, имеющих типовые конструктивные решения (объемные жесткие элементы конструкций, бутовые фундаменты с заглублением более 1,5–2 м, деревянные сваи) и расположенных в пределах высоких террас (плотные крупные пески, с незначительным колебанием уровня грунтовых вод), можно привести немало. Это церкви — Троицы в селе Хорошево (XVI в.), в селе Троицкое-Лыково (XVII в.), в селе Уборы (XVIII в.), Покрова в Филях (XVIII в.) и многие другие; монастыри — Новоспасский, Даниловский, Донской, Новодевичий в Москве и многие другие памятники архитектуры. И, наоборот, при изменении инженерно-геологических условий нарушается сложившаяся структура взаимосвязанных конструктивных и природных элементов и памятники начинают испытывать значительные деформации. Это Воскресенский монастырь в Угличе, оказавшийся в сфере влияния обходной фильтрации воды из Угличского водохранилища; это Ипатьевский монастырь в Костроме, попавший в зону подтопления водохранилища Горьковской ГЭС, это Макарьевский монастырь, испытывающий влияние подтопления после подъема воды в водохранилище Чебоксарской ГЭС. Ниже будут подробно описаны подобные деформации некоторых из этих памятников.

Лессовые грунты. Образование этих грунтов связано с деятельностью ветра и водных потоков. Эти отложения залегают почти сплошным покровом на юге европейской части СССР, окаймляя территорию распространения ледниковых отложений.

В пределах Среднерусской равнины мощность лессов возрастает от первой надпойменной террасы к водоразделам и колеблется от нескольких сантиметров до нескольких метров.

Особенность лессовых отложений — их макропористость при общей пористости до 60%, механическая и фильтрационная анизотропия, легкая размокаемость в воде и просадочность. Последнее свойство лессов — наиболее важная инженерно-геологическая особенность этих грунтов. Явления просадочности лессов связаны с изменением их плотности под влиянием переувлажнения.

Просадки лессовых грунтов чаще всего протекают быстро и вызывают серьезные деформации и разрушения зданий. Деформации сопровождаются наклоном, искривлением несущих конструкций, выпучиванием стен и широким развитием в них трещин с раскрытием до 10–12 см. В ленточных фундаментах под стенами памятников архитектуры часто возникают трещины в зонах максимального прогиба при неравномерной просадке лессовых грунтов.

В последние годы активизация процессов просадочности связана с подтоплением городских территорий. В связи с этим



Рис. 39. Отрыв северо-западного угла Сретенской церкви Свенского монастыря

возникает необходимость исключить замачивание и переувлажнение лессовых грунтов в основании памятников. Развитие деформаций в этих случаях может повторяться при неодно-

кратных замачиваниях с различной скоростью в зависимости от продолжительности и величины замачивания лессов.

Примером деформации памятников архитектуры в зоне распространения лессовых грунтов может служить Сретенская церковь (XVII в.) Свенского монастыря, расположенного на правом коренном склоне реки Десны вблизи Брянска. Здание церкви имеет значительные деформации. Трещины наблюдаются на первом и во втором ярусах памятника. Особенно значительным деформациям подвергся северо-западный угол.

Фундаменты церкви непосредственно расположены на лессовидных макропористых суглинках мощностью 4,2–6,4 м, под которыми залегают флювиогляциальные суглинки с линзами песка. На глубине 10–12 м четвертичные отложения подстилаются меловыми опоквидными глинами (рис. 38).

В 10 м к северо-западу от здания церкви расположен отстойник размером 2х2 м и глубиной 2 м, вода из которого инфильтруется в грунт. В результате значительного нарушения условий нормального поверхностного стока и утечек воды из отстойника лессовидные суглинки оказались в переувлажненном состоянии. Исследования этих грунтов подтвердили, что грунты, уплотнившиеся при увлажнении и под давлением северо-западной части и двухэтажной пристройки XIX в., потеряли в значительной мере свои просадочные свойства. Коэффициент относительной просадочности при нагрузке 0,25 МПа для этих грунтов составляет 0,006–0,022 и относит их к первому типу просадочности.

Потеря просадочных свойств сопровождалась просадкой лессовидных суглинков и деформацией памятников архитектуры, которая проявилась в отрыве и опускании угловой части здания на 10–12 см и одновременном отклонении от вертикали на 5–6 см (рис. 39).

2. ВЛИЯНИЕ АНТРОПОГЕННЫХ ИЗМЕНЕНИЙ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ НА СОХРАННОСТЬ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

Из компонентов, определяющих окружающую памятник природную среду, наибольшую роль для сохранности несущих конструкций играет геологическая среда, являющаяся основанием любого памятника архитектуры. Именно геологическая среда наиболее полно аккумулирует и истощает энергию в связи с инженерно-строительной деятельностью человека. В этом отношении его деятельность следует рассматривать как важный геологический фактор, обуславливающий развитие многочисленных антропогенных процессов и явлений в сфере взаимодействия памятника архитектуры.

На рубеже последних двух столетий и особенно в последние десятилетия деятельность человека стала несоизмеримой с возможностями окружающей геологической среды сопротивляться воздействию изменений в природной обстановке.

Старые города и памятники архитектуры представляют сложившуюся равновесную систему между сооружениями и их окружающей геологической средой, которая под воздействием техногенеза резко ухудшает свое состояние.

Города, где сосредоточены основные памятники архитектуры, — "экономический каркас" занимаемой территории, представляют огромную силу ее преобразования. Известно, что города, например, в связи с процессами, развивающимися в результате их подземной урбанизации, создают крайне неблагоприятную обстановку для сохранения окружающей геологической среды. Это определяет исключительную важность задачи формирования необходимого режима для геологической среды в сфере взаимодействия памятников архитектуры.

В наши дни, когда реконструкция исторически сложившихся древних русских городов стала настоятельной необходимостью, особенно остро встали проблемы, связанные с сохранением надежности оснований памятников архитектуры. Все это приобретает сейчас еще большую актуальность в связи с решением "перекроить" планы более 600 городов в связи с необходимостью уплотнения застройки и повышения этажности строительства. В число этих городов попадает много городов-памятников, например, Псков, Новгород, Смоленск, Вологда, Каргополь, Кострома, Ярославль, Елец и др.

Старые города и памятники архитектуры следует рассматривать как сложившуюся равновесную систему между ними и их окружающей геологической средой. Для большинства этих городов и памятников архитектуры существует проблема оснований. Еще более 200 лет назад М.В.Ломоносов обращал внимание строителей на необходимость обеспечения прочности грунта "во рвах для зданий".

Это связано с тем, что мелкодисперсная система грунтов оснований Среднерусской равнины является очень динамичной и чувствительной ко всякого рода изменениям внешней среды.

В связи с планетарным характером воздействия человека на окружающую природную среду нарушение равновесия между устойчивостью памятников и средой сказывается даже при незначительных изменениях, вносимых человеком в геологическую среду.

Это определяет исключительную важность задачи сохранения городских ансамблей, а также целых городов (Ростов Великий, Новгород, Переславль-Залесский и др.), где даже незначительное изменение геологических условий может привести к резкому изменению равновесия в системе "памятник — среда".

Поэтому в городах-памятниках широкому строительству или различным мероприятиям, способствующим резкому изменению геологической среды, должен предшествовать детальный анализ возможных изменений инженерно-геологических условий, спо-

собных поставить под угрозу существование памятников архитектуры.

Воздействие человека на природу в городах проявляется наиболее интенсивно. Города, особенно старые, под воздействием техногенеза становятся ареной значительных изменений природных условий. При этом следует иметь в виду, что эти изменения могут протекать с различной скоростью и отношение к ним должно складываться по-разному: как к изменениям, устанавливающим свое влияние на сохранность памятников архитектуры в данный момент времени, и как к изменениям, накапливаемым в геологической среде в скрытой форме и в любой момент способным проявить себя спонтанно.

Изменения, вносимые человеком в природную обстановку городов, становятся причиной развития целого ряда неблагоприятных процессов, таких, как истощение водных ресурсов городских районов, самоподтопление территории, изменение химического состава поверхностных и подземных вод, изменение напряженного состояния грунтов оснований и т.п.

Ф.В.Котлов [8], анализируя основные инженерно-геологические процессы в Москве, возникновение и развитие которых приводит к деформациям различных сооружений, в том числе памятников архитектуры, выделяет следующие: неравномерное уплотнение грунтов, гидростатическое и гравитационное сжатие и уплотнение, развитие ползучести, разрушение структуры грунтов, снижение их прочности, набухание глинистых грунтов, механическая и химическая суффозия, термоусадка грунтов, промерзание грунтов, поверхностный эрозионный размыв, гниение деревянных свай, разложение органического вещества в грунтах.

Вот почему к изменениям естественных условий в городах-памятниках архитекторы-реставраторы должны отнестись с большим вниманием и осторожностью. Необходимо в проектах детальной планировки центров старых городов предусматривать технические решения, исключающие последствия перечисленных процессов.

Поэтому в понятие охраны городов-памятников и городских ансамблей должна входить и охрана городских природных условий от отрицательного воздействия антропогенных изменений. Антропогенные изменения геологической среды — это изменения, внесенные деятельностью человека в окружающий мир. Около 70% всех деформаций и аварийного состояния памятников архитектуры связано с антропогенными изменениями в окружающей геологической среде. Человек сейчас рассматривается как один из основных геологических факторов, а вооруженный современной техникой он представляет огромную геологическую силу. И тогда, когда человек неразумно пользуется этой силой, природа мстит ему; она мстит и тогда, когда мудрые предупреждения остаются без внимания.

Достаточно вспомнить закливание Ле Корбюзье не губить Венецию промышленными предприятиями, высказанное им более 25 лет назад, тогда, когда люди еще не могли себе представить тех тяжелых последствий, к каким привели изменения гидро-геологических условий города.

С каждым годом человек все глубже проникает в земные недра. Результаты его хозяйственной деятельности в первую очередь сказываются на состоянии водных ресурсов, так как вода является самым подвижным компонентом литосферы.

Важно знать влияние антропогенных явлений на формирование и режим подземных вод, так как водный баланс многих районов дефицитен. При этом подземные воды должны рассматриваться и как объект защиты, и как элемент среды, изменение которого влияет на течение многих процессов на Земле. Сохранение памятников архитектуры и целых городских ансамблей зависит от стабильности гидрогеологических условий. Для Новгорода, например, это во многом зависит от законсервированности первого водоносного горизонта. Современный Новгород и памятники архитектуры покоятся на культурном слое, сформированном в IX–XIV вв., и если произойдет резкое понижение уровня грунтовых вод в культурных отложениях, которые содержат большое количество органических остатков, то в условиях их окисления вся территория города будет испытывать неравномерное уплотнение грунтов культурного слоя, и очень многие памятники могут прийти в аварийное состояние.

Изменения уровня грунтовых вод в результате строительства должны заблаговременно учитываться, так как в противном случае возможны повреждения как отдельных памятников, так и целых городских ансамблей. Например, дополнительное увлажнение при подъеме уровня грунтовых вод неизбежно вызовет при грунтах неустойчивой структуры (лессы, моренные суглинки) новые деформации памятников, а понижение уровня грунтовых вод, наблюдаемое в городах после устройства водозаборных сооружений, благоустройства дворов, асфальтирования улиц и площадей, нарушающих водный баланс верхних водоносных горизонтов, приводит к уплотнению грунтов, осадкам дневной поверхности.

Необходимо при реконструкции и составлении проектов детальной планировки (ПДП) центров старых городов, имеющих, как правило, слабые грунты основания, учитывать все возможные последствия.

Появление грунтовых вод на отметках более высоких, чем предусмотрено в проекте, приводит к нарушению нормальной работы оснований. Особенно опасно, если при этом происходит изменение химического состава в сторону повышения его агрессивности.

Изучение явления подъема грунтовых вод показало, что оно может быть вызвано двумя обстоятельствами: во-первых, пло-

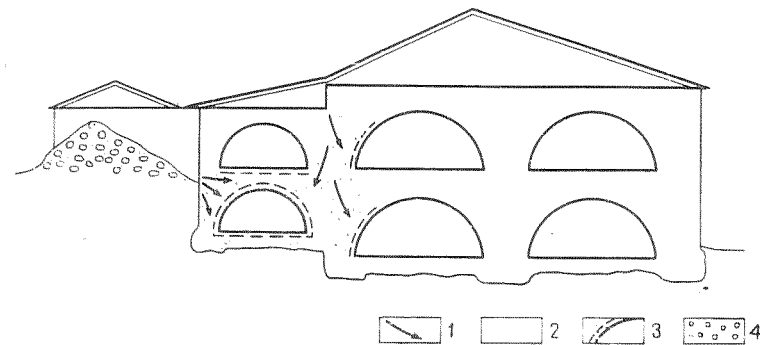


Рис. 40. Замачивание восстановленных элементов памятника в процессе его реставрации

1 — пути передвижения влаги; 2 — увлажненная кладка; 3 — участки морозного выветривания кладки; 4 — строительный мусор

хим качеством строительных работ (отсутствие вертикальной планировки площадок, оставление на длительные сроки незакрытых котлованов, скопление строительного мусора, утечка воды); во-вторых, причинами, связанными с изменением естественных условий площадок и нарушением структуры напластований, вызываемыми их перерезкой подземными коммуникациями, уменьшением поверхности испарения из-за асфальтирования и т.п.

Из опыта проведения реставрационных работ можно привести пример восстановительных работ на памятниках Крестного Кийского монастыря. В течение нескольких лет в процессе реставрационных работ вблизи памятников архитектуры (трапезная и кельи с Надкладезной церковью) скопилось огромное количество строительного мусора. В результате этого восстановленные части из-за скопления воды непосредственно под памятниками пришли в течение одного-двух сезонов вновь в аварийное состояние (рис. 40). Казалось бы, мелкая деталь — отвод поверхностных вод от реставрируемых памятников, однако она приводит к нежелательным результатам. В этом отношении интересна история башни Сююмбеки в Казанском кремле, которая начала резко наклоняться в результате захламливания территории вблизи этого памятника. И когда 15 лет назад было проведено благоустройство окружающей территории, башня не только прекратила наклон, но даже несколько приблизилась к вертикальному положению [14].

Покрытые асфальтом значительные площади вблизи памятников архитектуры существенно изменяют влажностный режим грунтов оснований и фундаментов.

Примером может служить здание Центрального совета Общества по охране памятников истории и культуры в Москве

(Высоко-Петровский монастырь). Это здание XVIII в., вокруг которого в результате асфальтирования примыкающей территории резко изменились условия естественного испарения грунтовых вод, поэтому в настоящее время подвалы здания служат фильтром, через который проходит влага при испарении грунтовых вод, что приводит к резкому переувлажнению не только интерьера, но и фасадов и стен. Такая же картина происходит с церковью Большое Вознесение в Москве (XIX в.), которая окружена со всех сторон толстым бетонным панцирем.

Переувлажнение грунтов под бетонным покрытием настолько значительно, что создает условия для роста кустарника в трещине между зданием и покрытием и приводит к замачиванию цоколя памятника при капиллярном подсосе влаги.

Выше были рассмотрены отдельные памятники, но они составляют часть городского ансамбля. И причины ухудшения состояния отдельных памятников могут быть распространены на всю городскую территорию. Поэтому в настоящее время вопросам изменения влажности грунтов оснований, как следствию нарушения естественных гидрогеологических условий территорий, примыкающих к памятникам архитектуры, уделяется все возрастающее внимание.

Повышение уровня грунтовых вод может происходить по следующим причинам:

1. Нарушение установившегося веками баланса между количеством осадков и испарением в результате сокращения площадей испарения и изменения естественного рельефа местности.

2. Утечка воды из сети канализации и водоснабжения. Эти утечки в крупных городах достигают значительных масштабов.

В качестве примера можно привести деформации Успенского собора в Дмитрове, рассматривающиеся ниже.

Давно назрела необходимость разработки гидрогеологических проблем старых городов, выявления и оценки значения всех факторов, влияющих на общий баланс подземных вод.

Хотя изучение рассматриваемых явлений только начинается, можно высказать некоторые предварительные соображения по этому вопросу.

Там, где происходит процесс повышения уровня грунтовых вод в районе концентрации памятников архитектуры, необходимо закладывать дренажные сети, как делалось в старину. Примером таких дренажных сооружений могут служить дренажные системы на территории архитектурных ансамблей Кускова, Останкина, Марфина, где еще сохранились остатки дренажных систем, обеспечивающих ранее оптимальный режим грунтовых вод.

Кроме того, необходимо регулирование поверхностного стока. В этом отношении можно воспользоваться разумным опытом наших предков на примере Торжка и Павловска, где до сих

пор сохранились элементы ливнесточных систем, с помощью которых производилось регулирование поверхностного стока.

Следует также остановиться на некоторых инженерно-геологических процессах, которые развиваются в последнее время в связи с антропогенными изменениями геологической среды. К их числу можно отнести влияние изменения термического режима грунтов в основании памятников архитектуры. С колебаниями температуры оснований памятников архитектуры связано изменение свойств грунтов и развитие нежелательных процессов (морозное пучение, термопросадка, солифлюкция и др.). Эти процессы длительные и не могут быть зафиксированы в течение кратковременных наблюдений, но они однозначны и имеют место на территории старых городов. Повышение температуры приводит к уменьшению влажности грунта, при которой в глинистых грунтах происходит уменьшение объема, появление трещин усыхания.

Зимой по мере охлаждения грунтов тепловой поток вследствие температурного градиента направляется снизу вверх, водяные пары под действием сил упругости тоже мигрируют вверх, повышая влажность верхних слоев. В результате термовлагооборота парообразная вода переходит в свободную. При высоком положении грунтовых вод в глинистых грунтах эти процессы приводят к резкому увеличению влажности и как следствие — к морозному пучению.

В последние годы довольно часто архитекторы стараются в своих проектах реконструировать дневную поверхность XVII—XVIII вв. В целом ряде случаев это оправдано, но делать вертикальную планировку надо весьма осторожно, предварительно выяснив глубину заложений фундаментов от дневной поверхности последних лет, глубину залегания грунтовых вод, тип грунта и его естественную влажность (рис. 41). Без учета этого вертикальная планировка приводит к тяжелым последствиям. Примером могут служить палаты XVIII в. в Калуге (палаты Коробовых). Несколько лет назад рядом с палатами были проложены тротуары, для чего предварительно на прилегающей территории был снят слой грунта мощностью 0,5 м. Одновременно увеличилась глубина сезонного промерзания, что привело к морозному пучению грунта, и впервые за почти трехсотлетнее существование палат по углам дома появились трещины. При морозном пучении структура грунта трансформируется, и при подтоке влаги снизу объем грунта увеличивается на 15–20%, что равносильно рыхлению грунта плугом.

Большие изменения грунтов в городах вызывают гидродинамические факторы. Эти факторы связаны с гидродинамическими напорами из-за утечки воды из водохранилищ, изменения уклонов грунтовых потоков и т.д. К этим нежелательным процессам относится суффозия, подземный эрозийный размыв и др.

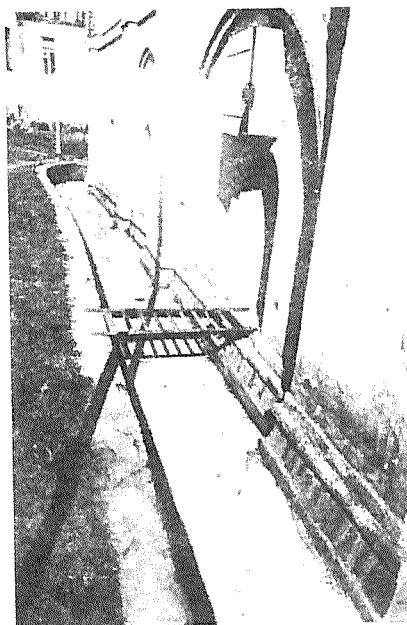


Рис. 41. Один из способов реконструирования дневной поверхности. Церковь Николая Надеина в Ярославле, ХУІІ в.

В результате этих процессов происходят довольно значительные изменения состояния основания, что приводит к деформации памятников архитектуры. В качестве примера можно привести довольно сильное разрушение стены Андреевского монастыря в Москве на Воробьевых горах. Утечка воды из водопровода в течение двух-трех лет привела к тому, что было размыто основание этого памятника [8].

Изменения, связанные с резким изменением напряженного состояния пород поверхности, также приводят к деформациям памятников архитектуры. Наиболее ярким примером таких деформаций являются памятники Московского Кремля. Значительные изменения напряженного состояния пород Кремлевского холма привели к деформациям нескольких памятников архитектуры, расположенных в его пределах.

Наконец, в связи с широким развитием в городах транспортных артерий возникают изменения, вызванные динамическими нагрузками. Динамические нагрузки, по наблюдениям, развиваются до глубины 75 м. Они приводят к тому, что неравномерно уплотняются грунты оснований памятников архитектуры, что влечет за собой резкое изменение состояния грунтов оснований и деформацию памятников архитектуры. В гл. 5 приводится пример подобной аварийной ситуации в здании Государственного музея изобразительных искусств им. Пушкина.

В связи с тем, что в последние годы большое внимание уделяется использованию подземного пространства крупных городов, это может привести к серьезным последствиям, которые сейчас уже можно прогнозировать в связи со строительством метро и подземных сооружений в крупных городах.

Прокладка коллектора р.Неглинки под Китай-городом привела к разрушению юго-западного угла Гостиного двора в Москве. В Ленинграде после сооружения Василеостровской линии метрополитена на участке пересечения трассы с р.Мойкой произошли значительные деформации гранитной набережной и расположенных вблизи памятников архитектуры ХУІІІ в. В Самуиловом корпусе в Ростове Великом на глубине заложения фундаментов были проведены канализационные и водопроводные коммуникации, утечка воды из которых привела к деформации Самуилова корпуса и Белой палаты. Резкие и довольно значительные отклонения от вертикали башни Биг-Бен в Лондоне произошли в результате строительства подземного гаража в непосредственной близости от этого памятника, вызвавшего деформации грунта.

Назрела настоятельная необходимость обобщить большой опыт по подземным сооружениям в крупных городах, где уже построены подземные сооружения, проанализировать нежелательные последствия с тем, чтобы, приступая к проектированию подземных сооружений в крупных городах, предусмотреть все возможные отрицательные последствия, которые могут привести к утрате памятников архитектуры и даже целых ансамблей, и учитывать их при составлении проектов подземных сооружений.

Какие бы причины не ухудшали состояние грунтов в сфере влияния памятника и приводили его в аварийное состояние, главным остается соответствие во времени между несущей способностью грунта основания и нагрузкой от памятника. Поэтому во всех случаях надо стремиться исключать влияние нежелательных антропогенных факторов, снижающих несущую способность грунтов в сфере взаимодействия памятника архитектуры. В тех случаях, когда это соответствие нарушается, необходимо прибегать к искусственным мероприятиям по укреплению грунтов оснований памятников, дренажированию и др.

ГЛАВА 4. ВИДЫ И ПРИЧИНЫ РАЗРУШЕНИЯ РАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Любому виду разрушения деформации конструктивных элементов обычно предшествует целая цепь взаимосвязанных причин, действующих в определенной последовательности и

затрагивающих, по мере приближения к непосредственной причине и следствию, многие промежуточные связи. Одна и та же причина может являться началом нескольких связанных или независимо действующих разрушающих процессов с собственными максимальными проявлениями на различных временных отрезках. Так, например, подъем уровня грунтовых вод на участке памятника может вызвать высокое капиллярное поднятие (подсос) влаги, сопровождаемое солевым и морозным разрушением кладки, коррозией заложенного в кладку металла, в том числе анкеров воздушных связей, последующим выходом из строя связевого каркаса и повышением деформативности пространственной распорной конструкции (4). Одновременно может происходить:

активизация температурно-деформационного процесса, расчленяющего объемную конструкцию на отдельные блоки;

разуплотнение или разрушение материала затопленных фундаментов (сложенных, к примеру, из ожезленного известняка или низкомарочного кирпича) с постепенной потерей устойчивости несущих конструкций, особенно столбов (1);

снижение несущей способности оснований и, в связи с этим, повышение неравномерности осадок отдельных конструкций (1);

изменение температурно-влажностного режима здания, намокание и отслоение штукатурно-красочного слоя (1) и т.д.

Цифрами в скобках обозначено число промежуточных "ступеней" причин, отделяющих исходную причину от конечного результата каждого выделенного процесса. Исходная причина может быть, таким образом, не только первой ступенью длительного "многоходового" процесса, но и почти непосредственной причиной разрушений, деформаций и других дефектов.

Не занимаясь глубоким анализом причинно-следственных связей в процессах разрушения памятников, ограничимся в данной главе рассмотрением случаев непосредственного влияния тех или иных факторов на техническое состояние отдельных конструкций и их системы.

Практически все виды разрушений и деформаций сводов являются следствием невыполнения одного или нескольких условий существования распорных конструкций, рассмотренных выше. Речь идет, естественно, не о преднамеренном повреждении конструкций, последствиях войн и стихийных бедствий.

Своды и их системы разрушаются при потере устойчивости арокных форм, причиной тому могут явиться:

1. Горизонтальная подвижка опор (опорного контура), как следствие:

а) недостаточной начальной жесткости стен, столбов, диафрагм и других вертикальных конструкций, несущих своды, — их податливостью действию распора;

б) снижения общей начальной жесткости при расчленении единой объемной конструкции на отдельные деформационные блоки;

в) подвижки (с просадкой) вертикальных несущих конструкций при смещении, наклоне или местном разрушении фундаментов;

г) разрушения или перестройки конструкций смежного объема, ранее уравнивающего распор рассматриваемого свода, например, замены арочного перекрытия плоским;

д) разрушения или подвижки контрфорсов;

е) частичного или полного разрушения связевого каркаса, разрыва воздушных связей, выхода из строя их анкерных частей.

2. Вертикальное перемещение пяты свода, что возможно при просадке или разрушении опоры (центрального столба, стены), а также при растеске большого дополнительного проема под пятой свода, например, уничтожении простенка между распалубками.

3. Нерациональная форма применительно к данной нагрузке.

4. Недостаточная толщина и зыбкость свода.

5. Превышение допустимой нагрузки на свод или неправильное размещение нагрузки.

6. Разрушение или старение строительного материала — камня, кирпича, раствора, металла связей.

Ниже приведено несколько примеров разрушений и деформаций распорных систем, объединенных тематически по характеру главной причины (или причин) разрушения.

1. ГОРИЗОНТАЛЬНАЯ ПОДВИЖКА ОПОР ПРИ ПЕРЕГРУЗКЕ СВОДОВ

Одним из наглядных примеров горизонтальной подвижки опор служит обрушение свода ризницы Никольской церкви Соловецкого монастыря (рис. 42).

Лотковый свод, перекрывающий так называемую Ризничью палату Никольской церкви имеет пролет от 9 до 10,2 м, отношение f/l приблизительно 0,3 и выполнен в 1,5 кирпича (45 см). Общая длина его составляет 28 м; поперечные подпружные арки разрезают цилиндр свода на три независимо работающих блока, отличающихся характером нагрузки и деформативностью опорного контура. Несущие лишь массу подпольной засыпки или небольшую симметричную нагрузку восточный и средний блоки благополучно сохранились до наших дней, несмотря на длительное бесхозное состояние памятника. Западный участок свода длиной около 14 м, на который опиралась в продольном направлении (приблизительно в четверти пролета) наружная стена "библиотеки" и деревянные строительные конструкции

покрытия, обрушился в 1929 г. Основным недостатком упавшего свода, помимо тяжелой несимметричной нагрузки, было отсутствие воздушных связей при явно недостаточной жесткости опорного контура. Простенки южной стены свода, не пригруженные массой вышележащих конструкций (в отличие от других участков несущих стен), работали практически по консольной схеме. Участие стеновой связи в обеспечении устойчивости опорного контура как изгибаемой распором кирпичной балки не могло быть существенным.

Расчет показал, что при погонном распоре 62 кН приведенный распор, конструктивно приложенный в центре простенков, составлял 200 кН, а момент в заделке условной консоли 400 кН·м (см. схему). Высота сжатой части сечения составляла приблизительно 16 см (т.е. 12% полной высоты), напряжение в сжатой зоне — 1,8 МПа, что в три раза выше нормы для данной кладки.

При постоянном снижении прочности кладки, особенно поверхностной зоны, равновесие рассматриваемого участка не могло поддерживаться только за счет внутреннего перераспределения сил. Оно обеспечивалось, главным образом, включением в работу соседних участков стены, имеющих более жесткую рабочую схему.

Начальная горизонтальная деформация гибких простенков в уровне приложения распора могла составлять 18 мм (при марке кирпича М50, раствора М10 и модуле деформации $E_0 = 1050$ МПа). В дальнейшем, по мере раскрытия швов в растянутой зоне кладки и уменьшения рабочего сечения, наклон простенков и, соответственно, горизонтальные смещения пят увеличивались, вплоть до потери устойчивости свода и его обрушения. Податливость угловых опорных участков относительно невелика, чем и объясняется сохранение концевых частей свода при полном разрушении его середины.

Следует заметить, что деформируясь и выдавливая наружу слабое (южное) звено опорного контура, свод простоял с момента возведения около 100 лет (с 1833 по 1929 г.), причем деформация его носила плавный характер, без образования трещин, что свойственно для пластичной влажной кладки. Остаток свода, примыкающий к подпружной арке, свидетельствовал о несимметричном, волнообразном искривлении формы поперечного сечения свода под действием тяжелой нерациональной нагрузки. При реставрации Никольской церкви над сводом, выложенным заново в 1980 г., во избежание повторения деформации была проложена железобетонная балка, снимающая с него сосредоточенную нагрузку от конструкций "библиотеки"; сам свод укреплен постановкой воздушных связей и армированием кладки по периметру стен в уровне бывших стеновых связей.

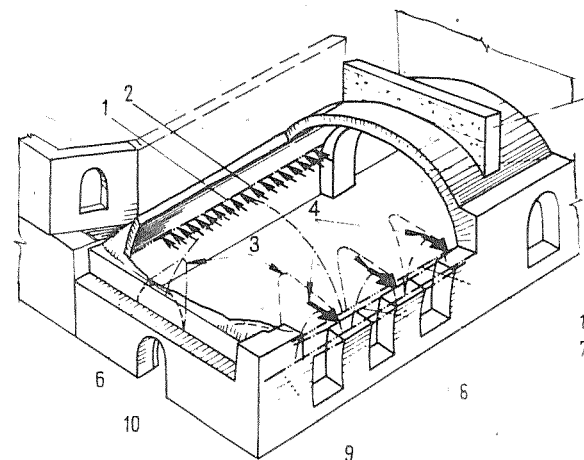


Рис. 42. Обрушение свода ризницы Никольской церкви Соловецкого монастыря

1 — опорный контур; 2 — распределенный распор; 3 — контур распалубок; 4 — сосредоточенный распор; 5 — блок западной стены паперты; 6 — сохранившийся участок свода; 7 — деформированный опорный контур; 8 — южная стена; 9 — граница обрушения свода; 10 — перекладка 1977 г.

Другим примером служит деформация системы сводов перекрытия над Золотой Царицыной палатой Большого Кремлевского Дворца.

Расположенная во втором ярусе Верхоспасского собора Золотая Царицына палата представляет собой бесстолпное помещение размером 9,7х10,3 м, перекрытое сомкнутым сводом, выложенным в один кирпич. Выше первоначально существовал второй, видимо, кровельный свод, разобранный в середине XVII ст. в процессе надстройки третьего яруса собора — церкви Спаса "За Золотой решеткой" с приделом Иоанна Белгородского.

Для восприятия давления от внутренних стен церкви Спаса над основным тонким сводом палаты был возведен пологий цилиндрический свод пролетом 10,7 м, толщиной 0,45 м, ориентированный по оси восток—запад. При этом восточная стена церкви была выложена непосредственно по своду, усиленному поперечным гуртом высотой 15 см, а стена, разделяющая церковь и придел (ориентированная вдоль оси свода), по прослойке строительного мусора с известью. Сосредоточенная полосовая нагрузка на свод от массы стен и вышележащих конструкций составляла соответственно 108 и 138 кН·м. Пол церкви Спаса устроен по засыпке из строительного мусора толщиной от 0,7 до 2 м (в паузах). Свод был

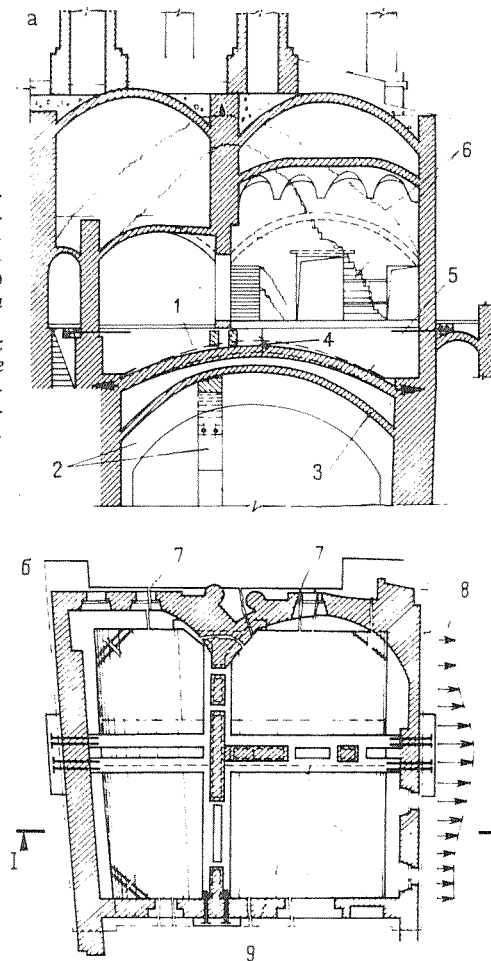
выложен по земляной опалубке с минимальным зазором от основного нижнего свода около 0,5 м в шельге. Деформируясь под нагрузкой и сжимая слой земляной засыпки опалубки, он частично включал в работу нижний свод. Причем степень включения в работу нижнего свода зависела от равномерности заполнения зазора между сводами и сжимаемости материала засыпки как упругого основания верхнего свода. Зондаж выполненный в 1978 г., показал, что материал засыпки — черная земля с большим количеством органики, а заполнение между-сводного пространства весьма неплотное. Материал заполнения, следовательно, не мог постоянно служить упругой прослойкой, равномерно воспринимающей деформацию и включающей в совместную работу верхний и нижний своды, но в первое время после возведения дублирующего свода и обжатия земляной формы такое явление могло иметь место, особенно в центральной части сводов.

В период совместной работы основного и дублирующего сводов подъемистый сомкнутый свод, как более жесткий, воспринимал большую часть нагрузки. Именно к этому периоду относится устройство перекрестных арок в Царицыной палате, подведенных под свод (приблизительно под проекцию внутренних стен церкви Спаса, т.е. в зоны максимальной возможной деформации свода). К числу конструктивных усиления объема, выполненных в конце ХУП в., относится и сооружение мощного портала, приложенного к восточному фасаду Царицыной палаты и выполнявшего до известной степени функции контрфорса, противодействующего возросшему распору нижнего свода.

Введение дополнительных элементов не обеспечило, однако, эффективной совместной работы конструкций. Перекрестные арки, не прилегающие, а выложенные с зазором и расклиненные в свод палаты снизу, постепенно выключились из работы из-за разрушения, усушки или выпадения клиньев. По мере гниения органики и уплотнения засыпки между сводами снижалось участие в работе нижнего свода и, напротив, возрастала нагрузка на верхний свод.

Перераспределение нагрузок сопровождалось увеличением распора верхнего свода, который при восприятии сводом полной нагрузки (около 2000 кН, не считая собственного веса) мог составить не менее 250–280 кН·м. Под действием распора произошло смещение опорных конструкций свода — северной и южной стены, а в торцевых растаявших стенах образовались вертикальные трещины — разрывы по ослабленным сечениям. Подвижка опор свода, судя по ширине раскрытия этих трещин, составила 6–8 см в угловых частях, а в средней особо нагруженной части была еще больше. При подвижке опор были разорваны или выдернуты из кладки слабые угловые связи, заложенные над углами свода. Обычных воздуш-

Рис. 43. Деформация системы сводов перекрытия над Золотой Царицыной Палатой
а — разрез 1–1; б — план перекрытия; 1 — разгрузочные балки; 2 — арки укрепления 1682 г.; 3 — сомкнутый свод Золотой Царицыной палаты; 4 — провис 15 см; 5 — дублирующий свод ХУП в.; 6 — уровни просадочных блоков; 7 — разрыв торцевых стен; 8 — действие распора; 9 — разгрузочные балки укрепления 1978–1979 гг.



ных связей в силу специфики возведения свод не имел. Следует заметить, что при подвижке опор дублирующего свода выключались из работы воздушные связи основного свода, анкера которых попали в зону трещин разрыва торцевых восточной и западной стен.

Неравномерная седлообразная деформация свода сопровождалась просадкой опирающихся на него стен с образованием нескольких уровней характерных просадочных трещин (рис. 43); основные просадки и деформации произошли, видимо, уже в первые десятилетия существования свода и

надстроек, о чем свидетельствуют выполненные в XVIII в. укрепительные работы в интерьере Спасской церкви — вычинка и перекладка разорванных трещинами простенков.

Приведенный пример иллюстрирует сложный случай деформации двухслойной системы сводов, вызванной горизонтальным смещением общих опор под действием чрезмерной нагрузки на верхний свод.

2. ДЕФОРМАЦИИ АРОЧНО-СТОЕЧНЫХ СИСТЕМ ПРИ ПРОСАДКАХ ОПОР

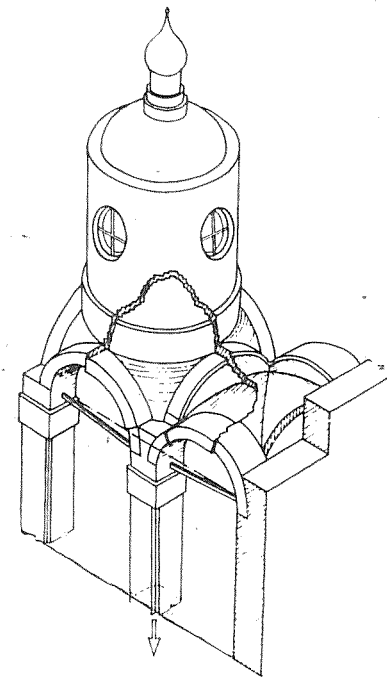
Деформации крестово-купольной и других систем при вертикальных подвижках опор чаще всего связаны с естественной разностью осадок ленточных и столбчатых фундаментов несущих конструкций, развивающих неодинаковые напряжения в основании. Как отмечалось в гл. 1, фундаментные подушки более нагруженных центральных столбов не всегда могли быть выполнены с развитием, обеспечивающим равное удельное давление с фундаментами стен; обычно напряжения в основаниях стен и центральных столбов и соответствующие осадки фундаментов отличаются в 1,3–2 раза. Абсолютная разность осадок тем выше, чем больше центральная нагрузка, или чем ниже несущая способность основания. Следовательно, разность осадок растет, например, при замачивании грунта или при равномерном разрушении органических частиц основания. Просадки столбов происходят и при местном разрушении материала фундаментов под действием агрессивных грунтовых вод, и при суффозии частиц основания, и по ряду других причин.

Характерным внешним признаком просадки центральных столбов являются косые падающие трещины в боковых подпружных арках и наклоненные к середине воздушные связи. При пластичной кладке трещины могут не раскрываться; при жесткой кладке просадка столбов происходит со ступенчатым смещением или двойным переломом боковых подпружных арок. Раскрытия трещин и даже вывалы наблюдаются в сводах боковых нефов, — большей частью это относится к крестовым сводам.

Влияние неравномерности осадок на работоспособность арок систем зависит от типа конструкций и их жесткости. Небольшие осадки центральных столбов, наблюдаемые почти на всех памятниках, в принципе не меняют их рабочую схему даже в случае формального расчленения трещинами трехпролетной системы на центральный и боковые блоки, так как вслед за просадкой одной из опор следует наклон или сдвиг под нагрузкой арок консолей до их плотного смыкания и обжатия сечения арки.

В 1979 г. при подводке фундамента под северо-западный столб Рязанского Архангельского собора произошла его просадка на 10–11 см с наклоном до 7 см, вызванная прорывом водяной линзы в суглинистом основании на площади раскрываемого шурфа.

Рис. 44. Деформация подпружных арок крестово-купольной системы при просадке столба. Архангельский собор в Рязани



Просадка сопровождалась разрывом и смещением всех опирающихся на столб подпружных арок и примыкающих крестовых сводов. Воздушные связи получили наклон, а в уровне заделки их общего анкера в кладку столба образовалась трещина отрыва. В световом барабане над просевшим столбом раскрылась замкнутая сквозная трещина вывала, обозначившая блок просадки. До проведения укрепительных мероприятий барабан фактически поддерживался на трех столбах. В этот период давление на просевший столб и распор системы уменьшились, так как сломанные подпружные арки несколько разгрузились за счет переноса давления барабана ближе к опорам на смежные столбы (рис. 44). Самозаклинивание разорванных арок произошло со смещением блоков по вертикали на 5–7 см, что, конечно, снизило несущую способность арок, но не настолько, чтобы исключить их из работы системы. Поэтому в процессе укрепления арки были вновь нагружены с помощью расклинки и зачеканки трещин отрыва барабана; соответственно выровнялась нагрузка на столбы.

В некоторых случаях просадки центральных столбов могут существенно влиять на статику сооружений, перераспределяя нагрузки между элементами системы или даже исключая их из работы.

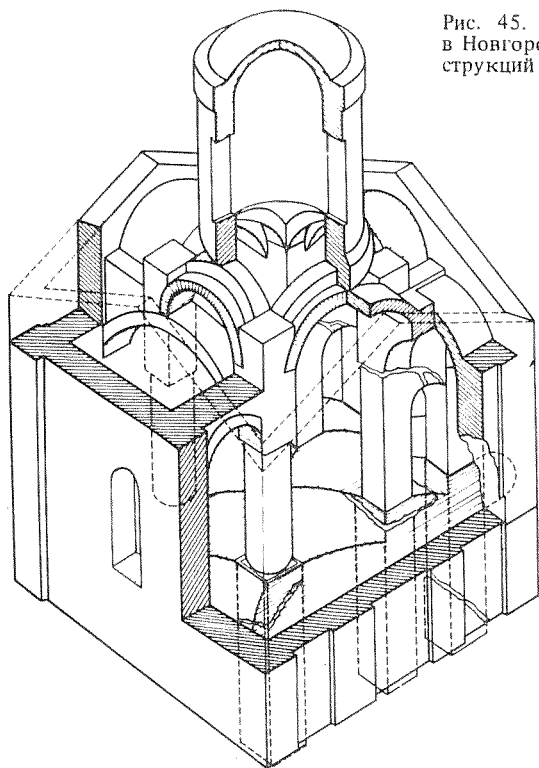


Рис. 45. Церковь Прокопия в Новгороде. Общий вид конструкций

Например, в Новгородской церкви Прокопия к середине XIX ст. произошла просадка всей центральной части объема, включая центральные столбы и пилоны апсид, с отрывом от конструкций перекрытия, причем один из столбов (северо-западный) рухнул, повредив своды подклета. В связи с потерей центральных опор в массиве кладки перекрытия произошло формирование обжатых арочных зон (рис. 45), перераспределяющих давление и распор системы на наружные стены.

В 1892 г. был произведен ремонт здания с расклинкой трещин отрыва, причем на месте упавшего столба устроена арка, соединяющая юго-западный столб с северной стеной, и несущая нагрузку от подпружных арок и части барабана. Эти мероприятия не изменили характер деформации. Столбы продолжали садиться, и система работала (да и продолжает работать), фактически, как бесстолпная. Причем раскрытие трещин отрыва в столбах и пилонах достигло 2–5 см.

До исследований 1981 г., проведенных объединением Союзреставрация, существовало мнение, что просадка центральных

столбов происходит из-за дефекта конструкций фундаментов или разрушения их материала. Однако выяснилось, что фундаменты находятся в удовлетворительном состоянии, но стоят на культурном слое и непосредственно под ними в продольном и поперечном направлении проложены бревна, которые к настоящему времени сгнили.

3. ДЕФОРМАЦИИ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ ПРИ СЛОЖНЫХ ПОДВИЖКАХ ОПОР

Примером деформации пространственных распорных систем при просадках и подвижках опор может служить состояние конструкций Знаменского собора в Новгороде.

Знаменский собор сооружен в 1685–1688 гг. в древней торговой части города на месте бывшей церкви Знамения, построенной в 1359 г. и разобранной в 1681 г. Собор представляет собой пятиглавый трехапсидный храм с подклетом и двухъярусными галереями (предположительно более позднего происхождения по южному, северному и западному фасадам. В 1698 г. собор, частично перестраивался после пожара 1695 г.

Современный участок здания с общим падением рельефа с запада на восток сформирован в процессе многочисленных перепланировок и перестроек. Толщина культурного слоя, включающего большое количество органики и строительного мусора, составляет в пределах участка (между скважинами) от 3,7 до 5,5 м. Ниже залегают моренные глины мощностью до 5 м с незначительным наклоном (до 0,5 м) водоупора к северо-западу. Уровень грунтовых вод от устья скважин колеблется в пределах 1,2–1,6 м на западе и 2,8–3,3 м на востоке участка. В черте собора горизонт грунтовых вод на 1,3–1,7 м ниже уровня современного пола подцерковья и первого яруса галерей.

Фундаменты сложены из гранитных валунов размером 0,3–0,5 м на растворе, причем фундаменты центральных столбов выполнены со значительным расширением книзу. По данным шурфов и историко-архитектурным аналогиям намечен возможный контур конструкций церкви Знамения с привязкой к плану существующего собора (рис. 46). Наложение конструкций в плане и раскрытие сохранившихся фрагментов древних стен и фундаментов позволяет предположить, что в качестве основания фундаментов современного Знаменского собора частично использованы неразобранные участки древних фундаментных конструкций или их строительный материал в виде бутощебеночного балласта. Первоначальные фундаменты были, вероятно, заглублены до материкового слоя (моренных глин), как у большинства построек того времени.

Установленное заглубление столбчатых фундаментов галерей составило 1,7–1,8 м с глинисто-щебеночной подсыпкой в осно-

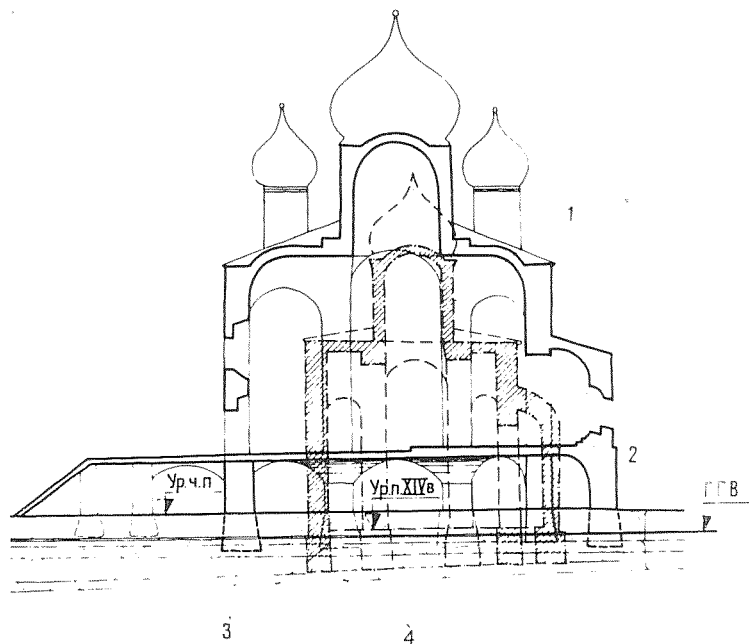


Рис. 46. Совмещенный разрез Знаменского собора, 1688 г. и предшествующей церкви Знамения, 1355 г.
1 — предполагаемый контур церкви Знамения; 2 — культурный слой; 3 — фундаменты Знаменского собора, 1688 г.; 4 — фундаменты церкви Знамения, 1355 г.

вании. Поздняя закладка арочных проемов галерей выполнена практически без фундаментов на щебеночном основании.

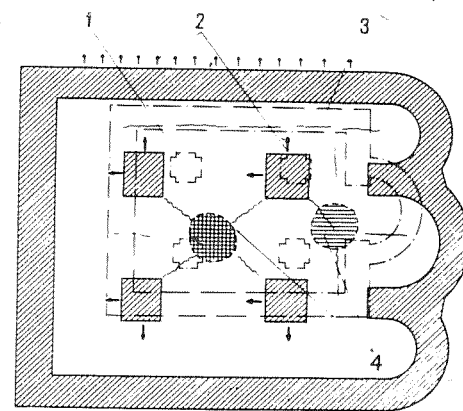
При достаточной теоретической жесткости конструкций основного объема здание к настоящему времени получило значительные деформации, выраженные в провисании сводов, раскрытия швов кладки и разрывах воздушных связей. В тяжелом состоянии находятся также галереи собора [рис. 47].

В общей картине деформации здания можно выделить основные моменты.

В аварийном или сильно деформированном состоянии находятся конструкции перекрытия (своды и воздушные связи) первого яруса. Дефекты конструкций перекрытия верхних ярусов (подпругных арок, сводов и барабанов), вызванные наклоном или просадкой столбов и стен, в целом выражены слабо. Просадка фундаментов (и соответственно стен) галерей неравномерна, волнообразна и приблизительно пропорциональна нагрузке на основание. Максимальная просадка внешних стен галерей, соот-

Рис. 47. Схема деформации системы сводов Знаменского собора в Новгороде

1 — раскрытый фундамент церкви Знамения; 2 — направление горизонтальных подвижек стен и столбов; 3 — предполагаемое расположение церкви Знамения; 4 — зона максимального провиса сводов и раскрытия трещин



ветствующая наклону связей и перекрытий, составляет 20–22 см. Наклон наружных стен галерей и пристроенных лестничных объемов достигает 25–30 см в уровне карниза второго яруса.

Деформированные своды центрального и северного нефа первого яруса основного четверика, а также своды северной галереи поддерживаются дополнительными конструкциями в виде отдельных кирпичных столбов в центральном нефе или рамных систем с кирпичными закладками по металлическим ригелям (в северном нефе и в первом ярусе галереи).

Кладка сводов первого яруса основного объема и галерей разорвана многочисленными трещинами, вызванными неравномерной просадкой вертикальных несущих конструкций, выполаживанием и провисанием сводов при расхождении пят, местным разрушением кладки провисших сводов при ее опирании на столбы поддерживающих конструкций.

Максимальные (независимые) горизонтальные перемещения опорных конструкций (стен и столбов) наблюдаются в центральном и северном нефе подклета.

Зафиксированная величина взаимного горизонтального перемещения стен и столбов (в северном нефе подклета), равная зазору между концами разорванной связи, составляет 6 см. Суммарная ширина трещин, вызванных подвижкой пят, меньше величины перемещения опорных частей, т.е. деформация сводов происходит в пластической стадии работ кладочного материала с относительно равномерным раскрытием швов кладки.

В западном нефе первого яруса наблюдается встречная подвижка пят свода с подъемом шельги и волнообразной деформацией воздушной связи между стеной и столбом.

Воздушные связи первого яруса основного объема разорваны (кроме двух). Связи верхних ярусов в большинстве случаев

сохранились и работают, причем связи подкупольного пространства напряжены в среднем до 140 МПа, что приблизительно в 1,5 раза выше нормы, а связи подпружных арок от 50 до 130 МПа. Разность напряжений в связях, воспринимающих кроме распора дополнительные воздействия от наклона центральных столбов, объясняется условием работы каждой конкретной связи (сложением или вычитанием основной и дополнительной нагрузки, податливостью анкерных частей и т.п.).

Анализ перечисленных фактов позволил сделать вывод, что основной причиной деформации здания является несоответствие между напряжением в подошве фундаментов и несущей способностью основания. Первоначальное перенапряжение основания усугублялось по мере поднятия уровня грунтовых вод и к концу XVIII в. привело к значительным деформациям, потребовавшим устройства дополнительных кирпичных столбов, поддерживающих своды подклета.

Осадки и деформации продолжались и далее, о чем свидетельствуют поздние закладки арочных проемов, рамные конструкции противоаварийного укрепления сводов с использованием проката и т.д.

Для конструкций галерей, где напряжения под столбчатыми фундаментами в 4–6 раз превышают допустимые, деформации носят однотипный, резко выраженный характер и развиваются по схеме: просадка наружной стены, вертикальное и горизонтальное смещение пят свода, изменение конфигурации свода с раскрытием швов кладки, наклон затяжек (иногда разрыв).

Неравномерно нагруженные конструкции основного объема, опирающиеся на материковое (глинистое) основание непосредственно или через прослойку древней фундаментной кладки, имеют более сложный характер деформации. Неустойчивость смоченного основания из моренных глин, воспринимающего согласно нормам не более 0,2 МПа, соответствует общей просадке всех частей здания, а местное разрушение ожеженного известняка (под действием грунтовых вод) подстилающей древней кладки вызывает дополнительные деформации вышележащих конструкций — просадку, наклон, сдвиг.

Наиболее неустойчивыми конструкциями собора по условиям основания оказались те, фундаменты которых несимметрично опираются на древнюю фундаментную кладку или близко к ней расположены, т.е. имеют неоднородное основание; такими конструкциями являются центральные пилоны и арка алтарной преграды, имеющие максимальные горизонтальные перемещения (наклон и сдвиг к северо-западу), а также северная стена собора, деформированная наружу в своей центральной части.

Независимые горизонтальные перемещения центральных столбов и стен собора вызвали неравномерную деформацию сводов перекрытия первого яруса (расползание пят в центральной части

Рис. 48. Деформации крестовых сводов при расползании опор



и северном нефе и сближение в западном нефе) с соответствующим воздействием на металлические воздушные связи.

Сложный характер трещинообразования в конструкциях перекрытия при практическом отсутствии трещин в вертикальных элементах подтверждает принятую кинематическую схему разрушения объема и свидетельствует также о пластической (неупругой) стадии работы материалов конструкций. Последнее обстоятельство вызвано как условиями работы здания (постоянной влажностью в подклете, отсыреванием сводов верхнего яруса при протечках кровли и т.п.), так и структурными дефектами самого кладочного материала.

Деформации при просадках опор бесстолпных распорных систем могут иметь очень разный характер в зависимости от расположения просевшего участка (опоры) и типа сводов перекрытия.

Просадка консольной части здания. Под консольной частью имеется в виду концевая часть здания, опирающаяся в силу тех или иных причин на более слабое основание, чем остальной объем. Такие случаи встречаются довольно часто там, где территория, удобная для строительства, ограничена и для части здания приходится устраивать искусственное насыпное основание. Концевые части длинных зданий, например, келейных кор-

пусов, как бы нависают при этом над оврагами, бывшими ручьями, прудами и т.п.

Характерным примером может служить Братский корпус Иверского Валдайского монастыря. Расположенный большей частью на ровной и плотной песчаной платформе, он одним из концов упирается в овраг, видимо, затянувшийся заиленный залив Валдайского озера. При строительстве корпуса под нависающий конец была произведена отсыпка искусственного основания из валунов, кирпичного боя и строительного мусора с поверхностным укреплением проливкой известковым молоком. Овраг от ила не очищался, поэтому со временем висающий участок здания начал отрываться и наклоняться в сторону оврага. Возведенные для его удержания контрфорсы, упираясь в тот же самый ил, прикрытый фундаментной подушкой, не смогли остановить сползания отрывающегося блока, но изменили характер деформации здания. При общем наклоне торцевой стены ее угловые части имели меньшую скорость, и поэтому не только продольные стены, но и торцевая получили разрывы с раскрытием трещин до 10 см и больше. В крестовых сводах перекрытия, потерявших устойчивую опору, образовались характерные трещины с вывалами крупных блоков кладки (рис. 48), при этом значительная часть площади, не будучи расклинена и обжата, удерживается от падения за счет очень большой жесткости кладки.

4. ДЕФОРМАЦИИ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ ПРИ ОДНОВРЕМЕННОМ ДЕЙСТВИИ НЕСКОЛЬКИХ ФАКТОРОВ

Сложная деформация объемной двухъярусной системы при одновременном действии нескольких разрушающих факторов имеет место в Благовещенском соборе в г. Горьком. Благовещенский собор был построен в 1649 г. вместо первоначальной каменной Благовещенской церкви (1370 г.), которая к 1622 г. пришла в ветхость и была разобрана. Ее точное местоположение неизвестно. Можно предположить, что современный Благовещенский собор частично размещается на фундаментах церкви.

Собор — центральное здание Благовещенского монастыря, расположенного на оползневой террасе на правом берегу реки Оки. Оползневая терраса образовалась в XIII в. (тогда и был заложен монастырь). С тех пор оползневые явления наблюдались на нижнем склоне неоднократно. Северная часть откоса и кельи укреплялась контрфорсами не один раз.

Южная стена монастыря, а также церковь Сергия, расположенная выше собора в створе с монастырской стеной, также подвержена действиям сползающего верхнего склона и фактически служит подпорной стеной, укрепленной контрфорсами (рис. 49).

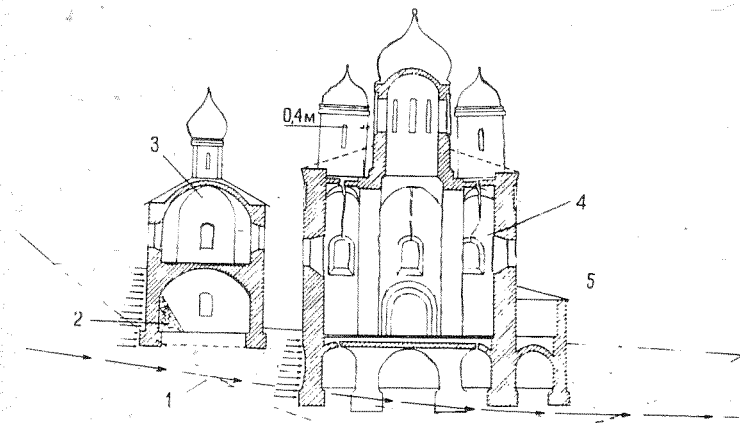


Рис. 49. Деформации в Благовещенской церкви г. Горького как результат оползневых процессов
1 — водоносный слой; 2 — контрфорс; 3 — Сергиевская церковь; 4 — Благовещенский собор; 5 — оползневая терраса

Оползанию склона способствуют многочисленные источники, пронизывающие его. Кроме того, существующий искусственный водосток на склоне напротив собора не обеспечивает организованного отвода воды от подпорной стены, а наоборот, способствует размыванию основания склона.

Нагрузка, создаваемая наплывами грунта на подпорную стену, превосходит ее несущую способность. Свежепереложенная стена (прясло) уже треснула, наклонилась.

Церковь Сергия, небольшая в плане, укрепленная мощными контрфорсами и имеющая значительно большую жесткость (по сравнению со стеной) в направлении действия оползня, передает сдвигающие усилия оползающего склона на рядом стоящую стену подклета Благовещенского собора. Давление, передаваемое на стену подклета, граничащую с церковью Сергия, составляет по обрезу фундамента 380 кН·м.

Фундаменты собора подстилают насыщенные водой рыхлые отложения. В помещениях подклета периодически стоит грунтовая и талая вода, которая стекает туда через проемы в стенах собора. Таковы внешние факторы существования Благовещенского собора.

Кроме того, собор также имеет ряд конструктивных особенностей, влияющих на его техническое состояние, особенно при действии внешних разрушающих факторов. Так, западная пара угловых барабанов опирается не на стену, а на пологий лотковый свод со световыми вырезами в углах, не имеющий никаких дополнительных усиления в местах опирания барабанов. Восточ-

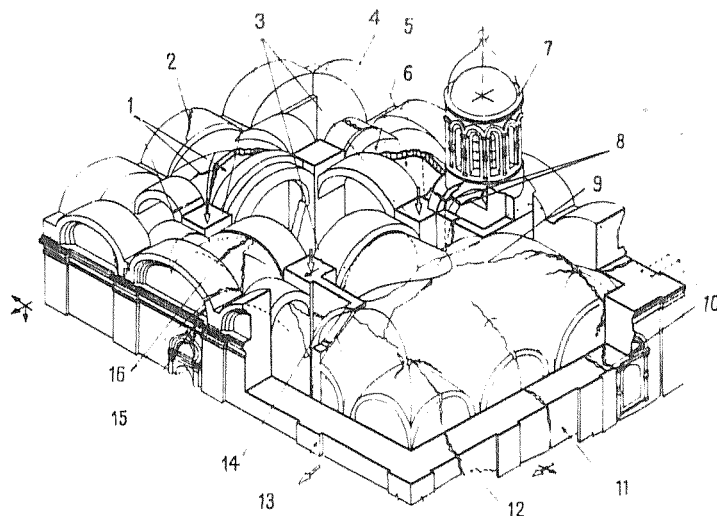


Рис. 50. Схема деформации системы сводов Благовещенского собора в г. Горьком

1 — трещины $2 \div 3$ см и вывал (1979 г.), следствие просадки северо-восточного столба, равновесие неустойчивое, свод близок к обрушению; 2 — трещины просадки юго-восточного угла, блок III; 3 — центральный деформационный блок, просадка 22 см, сдвиг к северу; 4 — деформационный блок III; 5 — зазор 4 см; 6 — вывал по диагонали распалубки; 7 — наклон барабана к центру; 8 — разрыв подпружной арки и наруса при просадке юго-западного столба и сдвиге центрального блока $\sigma \approx 3$ см; 9 — трещина отрыва блока II $\sim 0,5 \div 1,5$ см; 10 — трещина отрыва блока II ($3 \div 4$ см); 11 — деформационный блок II, сдвиг к северу 5 см, наклон к западу; 12 — трещина отрыва блока I (II) $2 \div 3$ см; 13 — деформационный блок I, сдвиг к северу $8 \div 9$ см; 14 — зазор $2 \div 4$ см при наклоне распалубки; 15 — трещина отрыва блока I ($3-4$ см), сдвиг к северу ~ 6 см; 16 — трещина 1-3 см (следствие просадки центрального блока и сдвига блока I), тенденция к выпадению распалубки

ные барабаны опираются на стену, не доходящую до фундаментов и поддерживаемую системой арок в первом ярусе. Поперек собора в плоскости восточных столбов устроена сплошная стена алтарной преграды и др. Нагрузка на основание под восточными столбами достигает 0,6 МПа, под западными — 0,9 МПа, под стенами — 0,4 МПа, при несущей способности подстилающих грунтов не больше 0,2 МПа. Основные деформации собора связаны с просадкой (по отношению к стенам) перегруженных центральных столбов до 22 см, с соответствующей деформацией всех опирающихся на столбы или примыкающих к ним конструкций — разрывом подпружных арок, разрывом и даже вывалом блоков кладки в сводах, встречным наклоном (на 70 см) западных барабанов, просадкой и разрывом стены алтарной преграды. Кро-

ме того, деформации вызваны сдвигом части объема собора по направлению юг-север под действием бокового давления вышерасположенного оползающего склона, при этом поперечная стена между восточными столбами, будучи наиболее жестким внутренним элементом, сопротивляющимся сдвигу, режет собор на две части с образованием характерной трещины на фасаде. Чрезмерные просадки фундаментов и сдвиги объема привели к обрыву большинства связей и образованию многочисленных трещин в сводах и стенах, выделяющих различные деформационные блоки. В настоящее время на соборе производятся укрепительные работы первой очереди по устройству связевого "корсета" в уровне перекрытия, разгрузке центральных столбов, восстановлению связей, вычинке сводов, выпрямлению барабанов (рис. 50).

ГЛАВА 5. ДИАГНОСТИКА ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

Важнейший этап в процессе реставрации памятников архитектуры — проведение натурных исследований с целью достоверной оценки технического состояния и эксплуатационных качеств, т.е. диагностика повреждений памятника.

Диагностика повреждений памятников архитектуры требует комплексной оценки и анализа технического состояния конструкций с учетом реальных условий их работы. При проведении исследований должны учитываться особенности материалов, работы конструкций и грунтов оснований, внешних воздействий и характер эксплуатации здания.

Бойко М.Д. [2] дает следующее определение диагностики: "Диагностика в практическом применении — это комплекс документов, методик, параметров и приборов, позволяющих специалисту, знающему устройство зданий и особенности их технической и технологической эксплуатации, объективно оценивать состояние конструкций и зданий, сопоставлять замеренные параметры с нормативными их значениями".

Внедрение в практику реставрационных работ методов диагностики позволит проводить планомерное обследование технического состояния памятников архитектуры и запись его результатов в единой, общей для всех форме; избегать ошибок при проектировании реставрационных работ, объективно оценивать качество работ; контролировать состояние памятников в процессе эксплуатации и оперативно принимать меры по устранению выявленных нарушений.

Конечной целью диагностики является составление обоснованного заключения о техническом состоянии отдельных конст-

рукций или всего памятника, о его эксплуатационной пригодности и выборе метода и средств выведения памятника из деформированного состояния.

1. СУЩНОСТЬ И ЗАДАЧИ ТЕХНИЧЕСКОЙ ДИАГНОСТИКИ ПРИЧИН ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПАМЯТНИКОВ

Диагностика памятников архитектуры проводится для периодического профилактического осмотра; перед началом проведения реставрационных работ; для решения специальных вопросов, возникающих в процессе реставрации памятника.

В результате визуального осмотра с последующим детальным исследованием памятника составляется техническое заключение, которое служит основным документом при разработке технического проекта реставрации и средством для оценки качества эксплуатации памятника и изменения состояния его во времени.

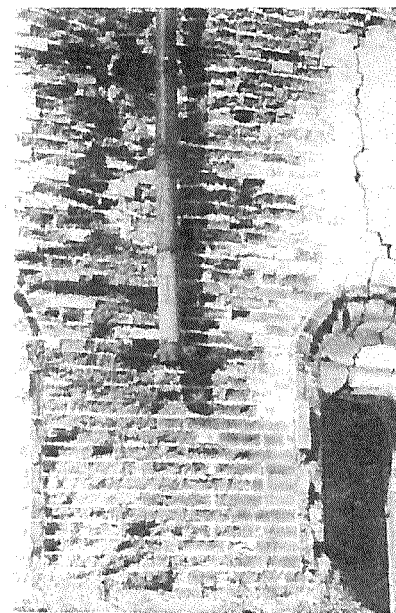
Для всесторонней оценки состояния памятника архитектуры необходимо располагать достаточным числом параметров для контроля за техническим состоянием памятника. Число параметров должно быть таким, чтобы трудоемкость диагностики была минимальной, а информация о состоянии конструкций памятника и окружающей среды достаточно полной. Такие параметры, называемые прогнозирующими [27], информируют о состоянии элементов системы "памятник — среда" и возможном ее изменении. Поступающая в процессе исследования технического состояния памятника информация дает возможность по этим параметрам оценивать состояние элементов системы.

Если установлена зависимость между изменением наблюдаемого параметра и состоянием природного или конструктивного элемента системы "памятник — среда", то периодически измеряя с помощью приборов или наблюдений уровень и состояние параметров, можно определить необходимость принятия инженерных решений при достижении этими параметрами предельных значений. Эффективность принимаемых решений зависит от того, насколько правильно выявлены прогнозирующие параметры. Для этого необходимо изучение физической сущности наблюдаемых процессов и явлений и изменений характеристик элементов системы "памятник — среда".

Эксплуатационную пригодность любых памятников архитектуры оценивают параметрами, которые можно объединить в две группы [27].

Первая группа — параметры, характеризующие конструктивную надежность и физическую долговечность при воздействии физико-химических факторов: прочность, устойчивость, влаго- и морозостойкость конструкций, допустимые деформации, гидроизоляция, а также инженерно-геологических факторов: подтопление и осушение территории, термическое изменение грунтов, выветривание грунтов основания и т.п.

Рис. 51. Характер разрушения материала кладки и развития трещин



Вторая группа — параметры, характеризующие функциональное соответствие назначению, т.е. моральную долговечность памятника — условия приспособления и дальнейшего его использования (площадь и кубатура, тепловлажностный режим, герметичность, влажность ограждений и др.).

Конкретный перечень параметров при диагностике памятников устанавливается в зависимости от сохранности материалов конструкций, конструктивной схемы здания памятника архитектуры, влияющих факторов внешней среды и других факторов. После установления перечня параметров важно установить их фактическое значение и отклонения от нормы, а также оценить характер разрушения материала кладки и развития трещин (рис 51).

Рациональная и эффективная эксплуатация и уход за памятниками архитектуры возможны только при своевременной диагностике повреждений памятника, для чего они должны подвергаться периодическим осмотрам.

Необходимость и частота обследований (общих, частных и внеочередных) для современных зданий определены в руководствах по эксплуатации и системой планово-предупредительных ремонтов [16, 28], которая учитывает виды и частоту осмотра зданий в зависимости от вида предстоящего ремонта.

Для памятников архитектуры в 1948 г. было установлено, что капитальный ремонт или восстановление, а следовательно, и обследование должны производиться не менее одного раза в пять лет. Фактически в настоящее время есть единственный официальный документ, в котором говорится о сроках проведения общих профилактических осмотров для памятников архитектуры.

Таким образом, при проведении исследований и организации службы контроля за состоянием памятников архитектуры необходимо в настоящее время принять уже имеющиеся и одновременно разрабатывать научно обоснованные рекомендации и нормативы по периодичности обследования здания, его элементов и конструкций [16].

В инструкции [7] предложена форма записи результатов осмотра для описания технического состояния памятника при передаче его в пользование и составление в связи с этим акта технического осмотра.

Для работ по техническому обследованию памятников архитектуры принят следующий порядок [15, 25]:

- получение исходных данных от заказчика или архитектора-реставратора;

- общее предварительное обследование памятника архитектуры;

- детальное обследование здания памятника;

- камеральная обработка;

- составление технического заключения.

Исходные данные включают получение технического задания на работы, получение архивных материалов, выявление целевого назначения обследования, рассмотрение рекомендаций архитектурных органов.

Общее обследование проводят для предварительного ознакомления со зданием и составления программы детального обследования памятника. При этом выявляют конструктивную схему памятника, планировку, видимые дефекты и повреждения конструкций, отклонения от геометрических размеров и т.п. Особое внимание необходимо уделять обследованию наружных конструкций: фундаментов, стен, колонн, перекрытий и грунтов оснований. По внешнему осмотру определяют прочность конструкций, места разведочных выработок, вскрытий, шурфов, зондирования и т.п.

При обследовании необходимо обратить внимание на благоустройство территории охранной зоны, вертикальную планировку, организацию отвода поверхностных вод, обязательно отметить положение обследуемого памятника по отношению к соседним постройкам и растительности. При этом делают необходимые обмеры, зарисовки, фотографии, используются простейшие приборы.

При детальном обследовании уточняют конструкцию памят-

ника, размеры элементов конструкций, состояние строительных материалов. В соответствии с требованиями визуально-инструментальной диагностики проводят вскрытия в конструкциях, анализируют отобранные пробы, с помощью приборов и инструментов проверяют деформации и состояние материалов, входящих в памятник, выполняются поверочные расчеты.

В инструментальных методах в настоящее время все более широко применяются неразрушающие способы исследования материалов и конструкций. Они позволяют многократно повторять измерения, сравнительно быстро и точно давать необходимую информацию о качестве любой конструкции исследуемого объекта в любое время, исследовать свойства материалов для изучения конструкций, влияния на них различных факторов (давление, неравномерные осадки, температура, влажность и т.п.). С их помощью можно получать следующие сведения [3]:

- основные характеристики грунтов оснований, фундаментов;
- прочностные характеристики материалов;
- упругие характеристики материалов;
- однородность конструкций;
- дефектность конструкций (наличие и зона распространения видимых и скрытых дефектов).

Физико-технические свойства при этом определяются по тарировочным графикам. Опыт показал, что точность измерения параметров большинства неразрушающих методов (10–15%) вполне достаточна для практических целей [3]. Поэтому необходимо дальнейшее усовершенствование таких методов и средств, обучение инженерно-технических работников правильному их применению в ходе реставрационных работ, при приемке и в процессе эксплуатации памятников архитектуры.

Детальное обследование памятников с применением сложных технических средств отнимает много времени и обходится дорого. Отсюда необходимость в таком обследовании должна быть достаточно обоснована при первичном визуальном осмотре, качество и достоверность которого целиком зависит от квалификации инженерно-технических работников, и в первую очередь от инженеров-геологов, устанавливающих основные причины деформации памятников архитектуры.

Основным документом при разработке конструктивной части эскизного или технического проекта должно стать "Заключение о техническом состоянии" памятника архитектуры, которое необходимо составлять для всех памятников архитектуры до начала основных реставрационных работ. Заключение о техническом состоянии памятника архитектуры составляется после детального обследования.

2. МЕТОДЫ И СРЕДСТВА ДИАГНОСТИКИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

Выбор методов и средств диагностики элементов системы "памятник — среда" зависит от результатов визуальной оценки состояния памятника архитектуры и предварительного суждения о причинах его деформирования. Выделяются два подхода в изучении технического состояния памятников архитектуры. Первый основан на изучении инженерно-геологических причин деформаций, второй — на исследовании технического состояния конструктивных элементов памятника архитектуры.

В задачу изучения инженерно-геологических причин деформации памятников архитектуры необходимо включить следующие вопросы:

изучение состояния грунтов основания памятников архитектуры и выявление наиболее рациональных методов предотвращения дальнейшего развития деформаций в несущих конструкциях;

выявление основных причин, инженерно-геологических процессов и явлений, обуславливающих разрушение конструкций памятников архитектуры, установление основных этапов развития деформаций памятников в прошлом.

Используя общие рекомендации А.А.Полуботко [22], для достижения указанных выше целей при диагностике памятников архитектуры решаются следующие задачи: сбор и оценка инженерно-геологической информации на территории, примыкающей к памятнику архитектуры; выявление изменений инженерно-геологических и гидрогеологических условий в сфере взаимодействия памятников; определение инженерно-геологических причин деформирования памятника архитектуры; выявление и изучение нежелательных инженерно-геологических процессов, которые могут привести памятник архитектуры к аварии или деформации; получение материалов, необходимых для составления проекта реставрации памятника и для устранения в дальнейшем нежелательных инженерно-геологических процессов.

К числу необходимых исходных материалов относятся данные о результатах инженерно-геологических исследований; данные освидетельствования конструктивных особенностей памятника, типов фундаментов и о распределении нагрузок на грунты оснований; данные о характере деформаций и скорости их развития; материалы наблюдений за осадкой памятника или его элементов.

Инженерно-геологические исследования для изучения причин деформаций памятников архитектуры проводятся на основании технического заключения, составляемого экспертной комиссией, возглавляемой органами охраны памятников архитектуры.

Обязательным при изучении инженерно-геологических причин деформации памятников является обследование технического

состояния памятника, анализ наблюдений за осадками и деформациями основных конструкций [21].

В комплекс исследования условий деформирования памятника входит: периодическое нивелирование горизонтальности цокольной части памятника, карнизов, аркатурных поясов и т.д.; организация контрольных замеров с помощью маяков и щелемеров за развитием трещин; одновременные наблюдения за осадкой и развитием трещин. Целесообразно наблюдения за осадкой проводить на всех этапах реставрационных работ (подных работах) до окончательной их стабилизации. По результатам нивелирования делается вывод о масштабе осадок, их динамике в связи с действием различных факторов.

Наблюдения за трещинами, их расположением и скоростью развития позволяют установить причинно-следственную связь явлений, развивающихся в системе "памятник — среда". Возможность выявления причины деформации памятников архитектуры по характеру и динамике развития трещин можно проследить на примере развития трещин в своде и стенах Белой палаты Ростовского кремля.

Белая палата представляет собой одноэтажное двухэтажное здание, квадратное в плане. Известно, что до 1978 г. в палате деформации в основных несущих конструкциях не развивались. Развитие трещин было отмечено на южной и западной стенах Белой палаты и сводах, примыкающих к ним. Максимальное раскрытие трещин (3–5 см) было отмечено на северной стене и в своде первого этажа Отдточной палаты. Появление трещин и их локализация обусловлены минимальным сопротивлением разрыву кладки при неравномерных осадках.

Причин для развития неравномерной осадки Белой палаты несколько, и многие из них могут накладываться, увеличивая ухудшение состояния и свойств грунтов основания. К ним в первую очередь следует отнести следующие: сплошное асфальтовое покрытие внутреннего двора к югу от палат, исключившее испарение грунтовых вод; постройка к северу от палат киноконцертного зала; прокладка вблизи стен палат водопроводящих коммуникаций. Все эти условия предопределили резкое увеличение влажности грунтов основания, снижение его несущей способности, ускорение процесса разложения деревянных свай и, как результат — развитие значительных и неравномерных осадок.

Одновременно развитию трещин способствовало нарушение температурно-влажностного режима палат. Температура воздуха в помещении достигала +32°C при влажности воздуха 90%.

В ходе исследований для выявления инженерно-геологических причин деформации памятников архитектуры в зависимости от сложности инженерно-геологических условий необходимо выполнять следующие виды работ [21]:

1) составление плана условий деформации памятника в мас-

штабе 1:50+1:200, на котором отражаются основные элементы геологического строения; контуры памятника; асфальтированные участки; сеть подземных коммуникаций, включая транспортные туннели и метрополитены; участки развития инженерно-геологических процессов; фрагменты зданий памятника, имеющие деформации;

2) геофизические исследования, которые проводятся в соответствии с положениями в прил. 4 СНиП II-A.13-69. Следует отметить, что применение геофизических методов в городских условиях затруднено из-за различных помех и влияния искусственных проводников (рельсовые пути, трубопроводы, электрифицированный транспорт, вибрационные и динамические шумы и т.п.);

3) гидрогеологические исследования, проводимые с целью уточнения глубины залегания уровня грунтовых вод и его динамики, определения химического состава. Исследования должны проводиться в соответствии с требованиями, изложенными в прил. 3 СНиП II-A.13-69;

4) проходку горных выработок, которая является наиболее эффективным методом изучения состава и состояния грунтов оснований, степени сохранности деревянных свай и фундаментов. Чаще всего используются разведочные шурфы. При отрывке разведочных шурфов определяют геометрические размеры и состояние материалов фундаментов, глубину их заложения и наличие гидроизоляции, выявляют тип основания, наличие и состояние деревянных свай. Число шурфов устанавливают в зависимости от цели обследования здания, его размеров и сложности инженерно-геологических условий. Шурфы проходят по одному на участке деформированных конструкций и по два-три шурфа на участках, где стены памятника имеют трещины, а также в местах возможного заглубления фундаментов. Шурфы закладываются на глубину ниже подошвы существующего фундамента на 0,5 м с обязательным подкопом под подошву фундамента на 1 м. При построении геологического разреза участка расположения памятника производят бурение скважин. Число скважин зависит от типа здания, факторов, влияющих на сохранность грунтов основания. Для определения влажности и полноты грунтов используются методы, описанные в работах [16, 31];

5) опытные работы, которые проводятся для решения специальных вопросов, связанных чаще всего с улучшением грунтов в сфере взаимодействия памятника архитектуры. Они проводятся, во-первых, для уточнения расчетных показателей свойств грунтов и, во-вторых, для выбора наиболее эффективных методов улучшения грунтов основания. В последнем случае должны быть получены ответы на следующие вопросы: водопроницаемость грунтов; направление и скорость движения грунтовых вод; радиус закрепления грунтов; выбор вяжущего материала и отработка технологии производства работ.

При обследовании фундаментов в шурфах определяют тип материала фундамента, его форму, размеры и глубину заложения, характеристику камня и раствора, наличие следов выветривания, выщелачивания камня, трещин и локального разрушения [15, 16, 32], а также ростверков, свай и других следов усиления грунтов оснований. Кладку фундаментов исследуют механически при помощи зубила, лома, скапеля или шлямбура. Применяют для этой цели и более сложные инструменты: молотки конструкции Физделя, Капшарова или прибор ЦНИИСК [23].

При обследовании фундаментов необходимо выявлять однородность, плотность кладки и ориентировочную прочность камня или кирпича. Бутовый камень и кирпич низких марок (до М50) от удара молотком весом до 9,8 Н разрушается в щебень. При $M < 100$ материал кладки при нескольких ударах разрушается на более мелкие куски. При $M > 100$ от скользящих ударов молотка камень или кирпич должен искрить и отбиваться мелкими лещадками [23].

Для лабораторных исследований составляющих бутового или кирпичного фундамента отбирают пробы. В кирпичном фундаменте отбирают 10 кирпичей из разных участков, в бутовом — пять образцов с минимальным размером сторон 20 см.

Число образцов раствора определяется необходимостью склеивания из них пяти кубиков размером 7х7х7 или 4х4х4 см.

При проведении обследования оснований и фундаментов порядок работ и форму записи результатов обследования целесообразно определять согласно "Методике обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий" [16].

При осмотре стен зданий устанавливают вид и характеристики материалов, отклонения от геометрических размеров, наличие и зону распространения трещин и тех или иных разрушений на поверхности.

Схему расположения обнаруженных при осмотре трещин наносят на развертку или разрез, аксонометрию здания памятника. Результаты наблюдений за развитием трещин фиксируют в журнале наблюдений. Для наблюдения за раскрытием трещин на освобожденную от облицовочного слоя поверхность стены устанавливают маяки — гипсовые, стеклянные, цементные, стальные и пр. Каждую трещину перекрывают не менее чем двумя маяками: одним — в месте наибольшего раскрытия трещины, другим — в конце. На маяке указывают дату установки, номер и сведения об организации или лице, его установившем (рис. 52). Схему расположения маяков наносят на развертку стен, а время их осмотра и обнаружения разрушения отмечают в журнале наблюдений.

Для получения информации о скорости развития трещин с обеих сторон трещины устанавливают реперы. Расстояния между

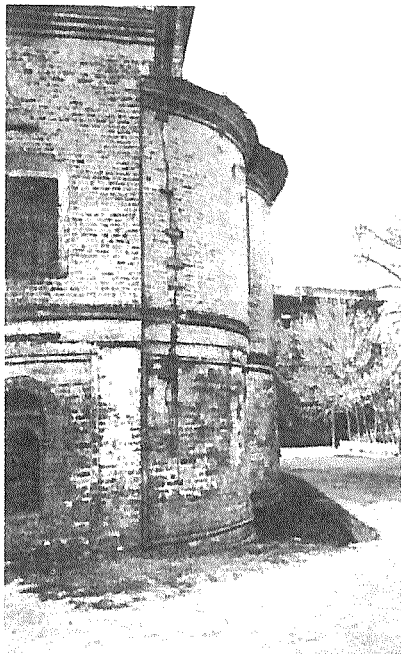


Рис. 52. Расположение маяков для наблюдения за развитием трещин

реперами измеряют индикатором часового типа. Для определения ширины раскрытия трещины с точностью до 0,01 мм может быть использован прибор МИР-2.

При обследовании памятников бывает необходимо дать оценку состояния конструкций или сопряжения на удалении (место опоры балки на колонны или стены, характер трещин на перекрытии в высоких помещениях и т.д.). Решить эти задачи можно с помощью оптического прибора РВП-451. Прибор состоит из металлических составных трубок, в которые вмонтирована система оптических стекол. Прибор дает возможность осмотреть с линейным или угловым полем зрения поверхность конструкции, расположенной на расстоянии до 7,5 м [7].

Для определения таких деформаций, как изгиб (определение стрелы прогиба), продольная деформация, т.е. изменение длины отдельных участков исследуемого объекта, крен, — применяют фотограмметрический метод. Этот метод может быть использован как для определения относительных деформаций, под которыми понимается смещение одних точек объекта относительно других, так и для измерения абсолютных деформаций, т.е. смещения точек объекта относительно неподвижной системы координат.

Для измерений применяют специальные фотограмметрические приборы: фототеодолиты и стереофотограмметрические камеры.

На основании собранных материалов составляется заключение о техническом состоянии памятника архитектуры, в котором приводятся рекомендации по выведению памятника из аварийного состояния, по исследованию эксплуатационного режима.

3. АНАЛИЗ ПРИЧИННО-СЛЕДСТВЕННОЙ СВЯЗИ ПРИ ОЦЕНКЕ УСЛОВИЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

Для разработки научно обоснованной методологии реставрации памятников архитектуры, учитывающей причинно-следственные связи, формирующиеся в системе "памятник — среда", значительный интерес представляет диагностика деформаций памятников, позволяющая объяснить наблюдаемые признаки деформаций, обусловленные различными причинами. Под причиной в данном случае следует понимать различные обстоятельства, при которых наблюдается действие внешних факторов. Причина служит непосредственным условием для развития разрушающих процессов. Возникновение причин приводит к созданию дополнительных условий для развития процессов разрушения конструкций и ухудшения свойств грунтов оснований [22]. Такая последовательная смена состояний конструкций и грунтов в системе "памятник — среда" обусловлена циклическим характером действующих факторов. Только при таком подходе можно объяснить причины, приводящие памятник к разрушению, и разработать эффективные мероприятия по предотвращению развития разрушающих процессов. При этом чем точнее будут выявлены причины разрушения памятника, тем эффективнее можно назначить укрепительные и защитные мероприятия, а также эксплуатационный режим памятника.

Таким образом, при изучении причин деформации памятников можно выделить два подхода: конструктивный и инженерно-технологический. Конструктивный подход предполагает исследование причин деформаций основных несущих конструкций памятников как результат их взаимодействия с факторами внешней среды и хозяйственной деятельности человека. Вторым подходом предусматривает изучение процессов и явлений, возникающих в грунтах оснований памятников в связи с действием природных факторов и с хозяйственной деятельностью человека.

Поскольку элементы системы "памятник — среда", с изменением которых связаны деформации памятников, тесно взаимосвязаны, оба указанных подхода к исследованию причин деформаций памятников могут дополнять друг друга.

В основе диагностики причин деформирования памятников

архитектуры должны быть заложены методы, позволяющие выявить в системе "памятник — среда" условия сохранения и разрушения сильных связей. Эта задача решается с помощью анализа деформаций основных конструкций памятника с учетом влияния различных природных факторов и изменений инженерно-геологических условий. Взаимодействие природных факторов с материалом конструкций и грунтами оснований памятников, определяющее состояние и изменение их свойств, весьма сложно и неоднозначно.

Существование памятника архитектуры проходит под воздействием окружающих его и действующих на него факторов внешней среды. Взаимодействие их с основными несущими конструкциями приводит к формированию сложных причинных связей и явлений. Фиксирование явлений, как результата такого взаимодействия, дает возможность судить об изменении структурных связей в подсистеме "памятник", о ходе дальнейшего развития наблюдаемых явлений, а также предупреждать развитие таких масштабов этих явлений, которые могут нанести ущерб сохранению памятника.

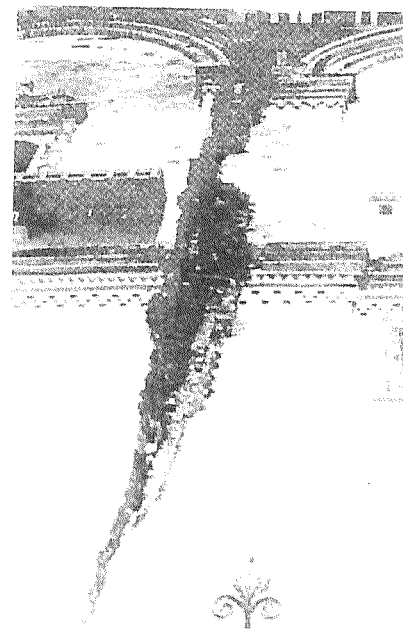
Причина и проявление деформации памятника связаны последовательностью их развития во времени, но этого бывает часто недостаточно, чтобы однозначно оценить, что найдена причинная связь между явлениями. Для этого при диагностике причин деформации памятников архитектуры необходимо избегать появления логической ошибки в выявлении причин, афористически выражаемую так: "После этого — значит, по причине этого".

В качестве иллюстрации к сказанному можно привести пример развития трещин в Преображенском соборе в Холмогорах. Первые сведения о развитии трещин в соборе, очевидно из-за неравномерных осадок, относятся к XVIII в. На фотографии 1914 г. заметна незначительная вертикальная трещина на южном фасаде собора. По-видимому, за два столетия своего существования собор имел незначительные осадки. Резкое увеличение этих трещин произошло в 40-е годы нашего столетия, когда в юго-западном углу храма на базе трактора была устроена мельница. В результате вибрационной нагрузки глинистые грунты основания утратили механическую прочность, и юго-западная часть собора откололась от основного объема. Трещина на уровне закомар достигла нескольких десятков сантиметров (рис. 53). После создания аварийной обстановки мельница была выведена из собора, причина разрушения собора была исключена, а следовательно, осадки и развитие трещины прекратились.

Причины, вызывающие повреждения памятников, можно свести к следующему [2]: присущие самому памятнику (конструктивные); связанные с действием внешних природных и антропогенных факторов и с режимом эксплуатации памятника.

В числе первых причин можно назвать ошибки, связанные с выбором местоположения памятника (геоморфологические

Рис. 53. Трещина, определившая отрыв юго-западной части Преображенского собора в селе Холмогоры, ХУП в.



особенности территории) и связанные с характером сооружения (тип примененных материалов, конструктивные дефекты, ошибки, допущенные при строительстве, ошибки технологического порядка и пр.).

Внешние причины включают в себя естественный ущерб и повреждение, нанесенные человеком; их можно подразделить в свою очередь на естественные долговременные причины, естественные случайные причины, причины, связанные с хозяйственной деятельностью человека.

Долговременные причины включают многочисленные физические, химические, биологические, микробиологические процессы, медленно разрушающие конструкции памятника. Их часто называют термином "старение" сооружений.

В качестве примера подобного старения можно привести случай химического выветривания раствора кирпичной кладки в цокольной части торговых рядов в Солигаличе. В результате подсоса высокоминерализованных сульфатных вод был полностью выщелочен известковый раствор кирпичной кладки цоколя, в результате чего произошла осадка цоколя и расположенных выше деревянных конструкций.

Естественные случайные причины включают в себя стихийные природные явления.

Причины, связанные с деятельностью людей, включают ущерб, связанный с изменениями, приносимыми людьми в окружение памятников (появление вредных элементов в воздухе, например, сернистый газ, окись углерода, изменение гидрогеологических условий).

Для анализа причин деформаций памятников архитектуры, включенных во вторую группу, можно воспользоваться классификацией причин деформаций сооружений, предложенной Н.Н.Масловым [13]. Он разделил деформации этой группы на пять классов: I — деформации связаны с нарушением прочности грунтов оснований в результате концентрации нагрузок, превышающих допустимые (явления выпора грунта, сдвиг и т.п.); II — деформации связаны с уплотнением грунтов оснований под действием статической и динамической нагрузки (явление осадки грунта); III — деформации связаны с действием на грунты подземного потока (явление выноса грунта — суффозия, растворение, повышенная фильтрация и т.п.); IV — деформации связаны с нарушением устойчивости грунтов на склонах (оползни); V — деформации связаны с землетрясением.

Обобщение и анализ опыта эксплуатации памятников позволяют выявить наиболее уязвимые места, дефекты конструкций [2, 15, 32], в том числе:

места сопряжений и переломов конструкций; стыки, сопряжения зданий различной этажности, сопряжения кровли с трубами, парапетами, стенами, ендовы на крышах и т.п.;

места приложения сосредоточенных нагрузок: опорные части колонн, пилястры, простенки, перемычки и пр.;

места вероятного увлажнения конструкций, сопряжения стены с цоколем, цоколя с фундаментом и отмосткой, места пропуска водосточных труб (водомеров) через карнизы, места возможного скопления атмосферных вод и подтопления фундаментов;

места пропуска коммуникаций через стены;

места излома и сопряжения горизонтальной и вертикальной гидроизоляции;

места наибольшего износа защитных покрытий.

Наиболее опасны дефекты в основаниях и конструкциях фундаментов. В табл. 3 показаны наиболее распространенные виды деформаций памятников архитектуры и соответствующие им основные причины их возникновения. Эта таблица может служить основой для диагностики причин деформаций памятников при составлении заключений о техническом состоянии.

Таблица 3. Виды деформаций памятников архитектуры и их причины

Вид деформации	Причина деформации	Примеры
Осадка средней части памятника	Снижение несущей способности грунтов под средней частью памятника Осадка от замачивания просадочных грунтов (увлажнение от несправных коммуникаций, протекания кровли, неисправных отстойников)	Успенский собор в г. Дмитрове Троицкая церковь Свенского монастыря
Осадка угловых частей памятников архитектуры	Наличие под угловой частью фундамента слабых грунтов, содержащих органические остатки Осадка от промораживания и оттаивания пучащихся грунтов Отрывка вблизи от памятника котлована или траншеи Влияние построенного вблизи здания	Церковь Воскресения на Успенском вражке в Москве Палаты Коробовых XVII в. в Калуге Палаты XVIII в. в Кожевниках, Москва Особняк начала XIX в. на Суворовском бульваре в Москве
Осадка крайних частей памятников архитектуры	Наличие под угловой частью фундамента слабых грунтов, содержащих органические остатки Сохранение в центральной части остатков старых фундаментов, валунов	Успенский собор в Московском Кремле
Крен памятников архитектуры	Наличие под угловой частью фундамента слабых грунтов, содержащих органические остатки Динамические нагрузки от транспорта, вибрации работающего вблизи механического оборудования	Колокольня Покровского собора в Москве; церковь Федора Стратилата на ручье в Новгороде
Выпучивание и искривление стен и колонн	Горизонтальные усилия от распора сводчатых конструкций Эксцентричные передачи нагрузок Температурные напряжения в массивных конструкциях Сочетание различных причин	Водяная башня Троице-Сергиевской лавры Северная часть стен Кирилло-Белозерского монастыря Успенский собор, XVI в. в Перемышле

4. ПРИМЕРЫ ДИАГНОЗА ПРИЧИН ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

Памятники архитектуры, не имеющие нормированных сроков существования и по своему назначению призванные служить человеку вне времени, должны иметь надежное основание, нарушение которого влечет за собой деформации конструкций памятников, а иногда и их гибель.

Поэтому проведению всех видов реставрационных работ (консервация, реставрация) должно предшествовать тщательное инженерно-геологическое изучение состояния грунтов оснований, подвергшихся влиянию антропогенных изменений. При этом надо иметь в виду, что наиболее длительный срок работы испытывали грунты в основании именно памятников архитектуры, которые за период их существования в течение многих сот лет чаще других сооружений испытывали влияние различных изменений в окружающей среде.

В системе "памятник — среда", формировавшейся в течение всего периода существования памятника, можно выделить прямые и обратные связи, которые для нормального его существования должны находиться в равновесии. Прямая связь выражается в воздействии памятника на грунты основания в сфере его влияния (уплотнение грунтов). Обратная связь выражается, в частности, в проявлении антропогенных изменений сферы влияния на сохранность памятников (разуплотнение грунтов в результате разложения деревянных свай или зачехления пород, неравномерной осадки их под действием вибрационных нагрузок от транспорта и т.д.).

С точки зрения сохранения естественного состояния основания памятника при его реставрации и исключения в будущем изменений в связи с антропогенными процессами наибольший интерес представляет изучение обратных связей.

Воздействие человека на окружающую геологическую среду и породы велико. В городах глубина вертикальной зоны антропогенных изменений пород под влиянием гражданского, коммунального, транспортного и гидротехнического строительства в настоящее время достигает 10–12 м, а с учетом строительства метрополитена и эксплуатации водоносных горизонтов — 40–60 м и более.

Глубина антропогенных изменений обуславливается глубиной заложений подземных коммуникаций и сооружений, перераспределением напряжений в массиве от строительства открытых и подземных горных выработок, под действием вибраций от транспорта, а также глубиной уплотнения или изменения грунтов в результате дренирования подземных вод или при подъеме уровня подземных вод ("самоподтопление" городов).

Антропогенные воздействия на грунты оснований могут быть

разделены на механические (динамические нагрузки, суффозия) и физические; прямые (строительная деятельность человека) и косвенные (изменения свойств грунтов при создании депрессионных воронок); обратимые (тиксотропные изменения грунтов) и необратимые; кратковременные и вековые; местные и региональные; приповерхностные и глубинные. Все эти воздействия в совокупности изменяют состояние, структуру грунтов в основании памятников.

Ниже приведены примеры влияния на сохранность памятников архитектуры наиболее характерных антропогенных факторов.

Трапезная палата Андроникова монастыря в Москве. В годы Великой Отечественной войны произошла значительная деформация объема Трапезной палаты (с последовательным образованием структурных блоков I, II уровня), вызванная резким разуплотнением основания и просадками конструкций в связи с устройством под западной стеной палаты помещения объемом до 200 м³ (рис. 54). Оно имело вход со стороны набережной и находилось на глубине приблизительно 7 м ниже уровня пола подвала. После войны поддерживающие деревянные конструкции помещения и входной штольни были частично разобраны. Произошло постепенное обрушение бревенчатого перекрытия с соответствующей просадкой вышележащих слоев песка и насыпного грунта. Поверхность пола в подвале над конусом просадки прогнулась в центре на 20–25 см.

Нет сомнения, что разрыхление основания под западной стеной Трапезной палаты произошло уже в момент выборки грунта. К тому же в открытый (в суглинке) объем, видимо, было "выпущено" достаточное количество песка из вышележащего слоя, о чем свидетельствует большая толщина засыпки (до 5,5 м) под полом подвала и характерное местное истощение песчаного слоя. Можно предположить, что прорыв произошел при проходке вентиляционной шахты или вдоль ранее существовавшего колодца. Обрушение помещения и заполнение его объема (даже неполное) привело к еще большему разрыхлению основания и увеличению площади конуса просадки. Первоначально подстилающий песок вытек из-под фундаментов западной стены, частично центрального столба и внутренней стены подвала Трапезной палаты, а также и из-под юго-западного угла Северной палаты. Эти фундаменты оказались висющими (по свидетельству наблюдений за 1947–1948 гг.) или опирающимися на засыпку. Меры по устранению просадок проводились в первые же послевоенные годы, когда заполнялись пустоты непосредственно под фундаментами; в конце 50-х годов произведено заполнение возможных незасыпанных полостей в откосе закачиванием в скважины цементно-глинистого раствора. Тогда же выполнено усиление надземных конструкций Трапезной палаты —

зачеканка трещин, перекладка обрушенных фрагментов сводов, восстановление воздушных связей и др.

Принятые меры по укреплению основания можно считать своевременными и достаточно эффективными, поскольку были устранены возможности дальнейших катастрофических деформаций, и восстановлена рабочая схема конструкций.

Причиной последующих, ныне наблюдаемых, деформаций, происходящих по старой "канве" (хотя и медленно) является действие следующих факторов нарушения основания:

а) естественное разрушение (гниение) деревянных конструкций бывшего помещения (зафиксированных скважинами 1948 и 1953 гг.) с образованием пустот;

б) суффозионный процесс при дренировании грунтового потока сквозь массив участка и откоса (наблюдаемый в период дождей или таяния снега). Данное обстоятельство способствует явному оползанию досыпанной в 50-х годах части откоса, что особенно заметно в районе Трапезной палаты, где берма получила прогибы и наклон к откосу, а покрывающее ее асфальтовое покрытие — продольные разрывы и сдвиги;

в) постоянная вибрация откоса при интенсивном движении тяжелого грузового транспорта вдоль набережной Яузы.

Регулярное затопление участка между стеной и Трапезной палатой (талыми и дождевыми водами и прорывом канализации) было в последние годы основной причиной просадок конструкций палаты, пристройки и примыкающего прясла монастырской стены. Протечки канализации имеют место в междуэтажных перекрытиях, в частности, над сводом подвала Трапезной.

Предупреждение дальнейших просадок требует выполнения комплекса работ по укреплению всего откоса, а также основания непосредственно под фундаментами наиболее деформированных частей здания. Представляется, что эффективным мероприятием было бы подведение под фундаменты западной стены Трапезной палаты ростверка-контрфорса на буронабивных сваях в сочетании с укреплением их корневидными сваями (рис. 55). Повторная закачка цементно-глинистого раствора в пустоты стабилизирует на время грунтовый массив, однако по мере гниения деревянных засыпанных элементов бомбоубежища, просадки могут возобновиться.

Одновременно с укрепительными работами должна быть решена проблема водоотвода с территории комплекса.

Государственный музей изобразительных искусств им. А.С.Пушкина. Начиная с 1936 г. здание ГМИИ им. А.С.Пушкина стало воспринимать динамические нагрузки от проходящих в непосредственной близости поездов московского метрополитена. Влияние динамических нагрузок на юго-западную часть музея усиливается тем, что на ближайшем к нему перегонном тоннеле начинается торможение поездов метрополитена, которое приводит к усилению динамических нагрузок.

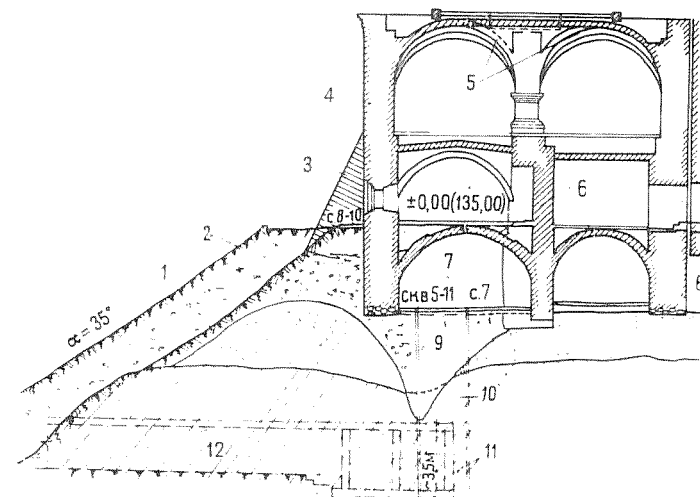
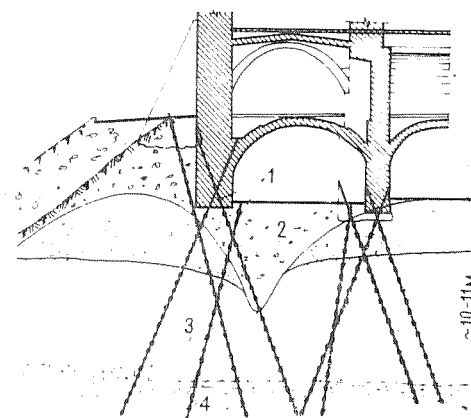


Рис. 54. Инженерно-геологический разрез под трапезной палатой Андроникова монастыря

1 — поверхность откоса в 1947–1950 гг.; 2 — современная поверхность откоса (нанесенная в 50-х годов); 3 — висячий контрфорс (против угловой северо-западной лопатки трапезной); 4 — стена 1504–1506 гг.; 5 — крестовые своды XVI в.; 6 — цилиндрические своды XVIII в.; 7 — скважины 1953 г.; 8 — фундамент церкви Михаила Архангела; 9 — воронка; 10 — первоначальное положение перекрытия; 11 — бревна обрушенного наката помещения, зафиксированные скважинами 1948 и 1953 гг.; 12 — приблизительное положение подходной штольни

Рис. 55. Укрепление фундаментов и основания трапезной палаты корневидными сваями

1 — корневидные сваи 100–120 мм; 2 — насыпь; 3 — разуплотненная зона, залегание остатков бревенчатого перекрытия помещения в толще супесей; 4 — тугопластичные суглинки естественной плотности



Результатом передачи динамических нагрузок на грунты основания явилось их местное переуплотнение, проявление неравномерных осадок, деформаций в стенах и перекрытиях музея. Особенно остро на вибрационные нагрузки реагировал наиболее хрупкий строительный материал, использованный при строительстве музея — искусственный мрамор, который в результате этих нагрузок покрылся паутиной микротрещин (Белый зал).

В 1956 г. при обследовании Египетского зала, зала Древнего Востока и ряда других залов были зафиксированы трещины в полах с раскрытием до 3–4 мм и смещением по ним блоков пола в вертикальном направлении до 4–5 мм. Характер относительных перемещений блоков пола, понижение абсолютных отметок пола в юго-западном направлении свидетельствует о продолжении развития осадок здания от вибрационных нагрузок метрополитена. В залах, где динамические нагрузки ощущаются особенно остро, развитие трещин продолжается до настоящего времени. Опрос сотрудников музея, работающих в этих залах, показал, что появление новых трещин наблюдается и в последние годы.

Все это свидетельствует о том, что динамический процесс развития осадок грунтов оснований и фундаментов, процесс развития трещин в несущих конструкциях залов музея, расположенных в непосредственной близости от тоннелей метрополитена, продолжается.

В 1976 г. по заданию института Гипротест Мосгоргеотрест провел дополнительные (первое обследование фундаментов было проведено в 1953 г.) исследования фундаментов здания музея. В результате этих исследований было установлено, что фундаменты находятся в удовлетворительном состоянии, за исключением участка калориферной, где шурфами № 10 и 17 были зафиксированы горизонтальные трещины с раскрытием до 2–10 мм. Причину появления этих трещин Мосгоргеотрест связывал с насыпными грунтами, якобы залегающими ниже подошвы фундамента на глубину 1,4 м и рекомендовал выбрать на эту глубину грунт и заполнить новой кладкой.

В ноябре 1979 г. при выполнении работ по подводке новых фундаментов на участке калориферной под Греческим двориком был обнаружен отрыв нижней части фундамента на 0,6 м (рис. 56), а под противоположным фундаментом была зафиксирована просадка грунта на ту же величину на участке длиной около 12 м. При этом было установлено, что грунты, залегающие в основании фундаментов, представлены так же, как и под фундаментами всего здания, древнеаллювиальными песками.

Ошибочная диагностика причин деформации фундаментов (неравномерное обжатие насыпных грунтов под подошвой фундаментов) была следствием несовершенной методики, принятой Мосгоргеотрестом при исследовании оснований (бурение сква-



Рис. 56. Отрыв грунтов основания от фундамента здания ГМИИ им. А.С.Пушкина

жин в рыхлых грунтах без обсадки трубами ручным буром искажает фактическое строение, состав и структуру грунтов), а также тем, что не были изучены и учтены при анализе деформаций возможные источники локального увлажнения грунтов оснований вблизи калориферной.

При проходке шурфов ошибочность выявленных Мосгоргеотрестом причин появления трещин в фундаментах стала очевидной. Было установлено, что основание сложено древнеаллювиальными песками с характерной для них текстурой и структурой, во-вторых, было установлено, что природа просадки грунта на 0,6 м с сохранением фундамента в первоначальном положении благодаря "мостовому эффекту" намного сложнее, чем просто "обжатие насыпных грунтов". Опрос рабочих калориферной показал, что в прошлом неоднократно были случаи значительной утечки воды из ванн и труб, которая удалялась под фундаментами на участке проявления максимальных деформаций.

Таким образом, наиболее вероятной причиной осадок грунтов основания явился суффозионный процесс — вынос мелких частиц грунта, вызванный утечкой воды из калориферной. Вынос песчаных частиц из переуплотненных вибрационной нагрузкой песков (в пределах активной зоны основания мощностью 5–6 м), сосредоточенный в одном месте утечкой воды, привели к их разуплотнению, резкому увеличению пористости и просадке.

Значительные просадки грунтов основания на участке длиной около 12 м могли привести к значительным деформациям и об-

рушениям даже при подведении бетонных фундаментов-подушек, поскольку грунты на глубине около 6–8 м находились в рыхлом состоянии.

Анализ этих фактов позволил сделать следующие выводы. Здание ГМИИ им. А.С.Пушкина находится в сфере влияния постоянно действующих динамических нагрузок от метрополитена, и на их фоне могут развиваться локальные процессы, действие которых будет только усиливаться этими фоновыми нагрузками. Поэтому стало очевидным выделение и разработка мероприятий двух направлений для вывода здания из создавшегося положения. Первое направление должно быть связано с выбором мероприятий по стабилизации деформаций в здании музея, второе — по устранению причин и следствий на участке деформирования оснований и фундаментов.

Для ликвидации аварийного состояния в здании музея им. Пушкина проектным институтом Гидроспецпроект был выпущен проект цементации фундаментов и контакта "фундамент — грунт", а Всесоюзным объединением Гидроспецстрой была проведена работа по цементации на аварийном участке Греческого двора.

Работа проводилась в два этапа: 1 — ликвидация пустот под фундаментами; 2 — цементация контакта "фундамент-грунт". В процессе работ первого этапа было закачено 10,1 м³ бетона при давлении от 0,1 до 0,25 МПа. Закачивание бетона прекращалось после появления выходов раствора через скважины или шурфы. Фактические данные цементации первого этапа приведены в табл. 4.

Таблица 4. Основные данные цементационных работ по ликвидации пустот под фундаментами

№ труб-ки	Объем закаченного раствора, м ³	Давление, МПа	Примечание
1	3,8	0,1	Выход цементного раствора
2	3,15	0,1	То же
3	0,03	0,25	Раствор не поглощался
4	0,57	0,2	Выход цементного раствора
5	0,1	0,15	То же
6	0,65	0,15	"
7	1,7	0,15	"
1	0,08	0,15	"

В процессе второго этапа было пробурено шесть скважин под фундамент деформированной стены Греческого двора. Заканчивание цементного раствора в скважины для цементации контакта "фундамент-грунт" проводилось в две очереди под давлением 0,2 МПа. Всего было закачено 0,24 м³ раствора.

Рис. 57. Схема цементации фундаментов и контакта "фундамент — грунт" под Греческим залом ГМИИ им. Пушкина

I — трубки, установленные для ликвидации полостей под фундаментами; II — цементационные скважины I очереди; III — цементационные скважины II очереди

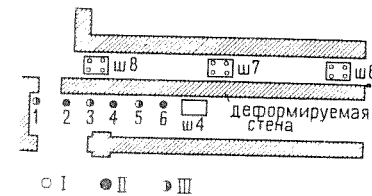


Рис. 58. План развития трещин в Успенском соборе в г. Дмитрове

1 — трасса подземного коллектора; 2 — направление грунтового потока; 3 — трещины в сводах

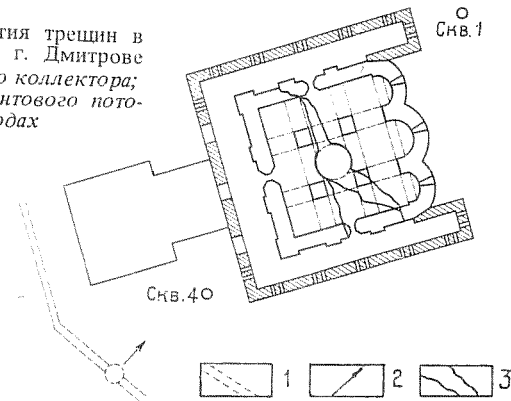


Схема цементации фундаментов и контакта "фундамент-грунт" приведена на рис. 57.

Успенский собор в Дмитрове. Собор расположен в пределах Клинско-Дмитровской моренно-эрозионной возвышенности на древнеаллювиальной террасе р.Яхромы (отм. 138,7–140,35 м). В геологическом отношении участок сложен толщей четвертичных отложений, представленных переслаиванием суглинков, песков с включениями гальки и щебенки.

Водоносный горизонт вскрыт на глубине 2,3–3 м (юго-западный угол) и на глубине 5,6–6,3 м (северо-восточный угол). На отметках заложения фундаментов собора грунтовые воды не вскрыты. Установлено, что такой резкий перепад уровней грунтовых вод связан с утечкой воды из системы теплотрассы водопровода и канализации, проложенных вблизи собора.

В стенах наблюдаются трещины раскрытием от волосных до 2–3 см. Имеются горизонтальные трещины в подклете. Крестовые и цилиндрические своды имеют трещины, ориентированные в северо-западном направлении (рис. 58).

Причиной появления трещин является неравномерная осадка здания, обусловленная нарушением структуры грунтов основания при их периодическом замачивании от утечек воды из подземных коммуникаций; ослаблением кладки фундаментов вследствие выщелачивания раствора под действием инфильтра-

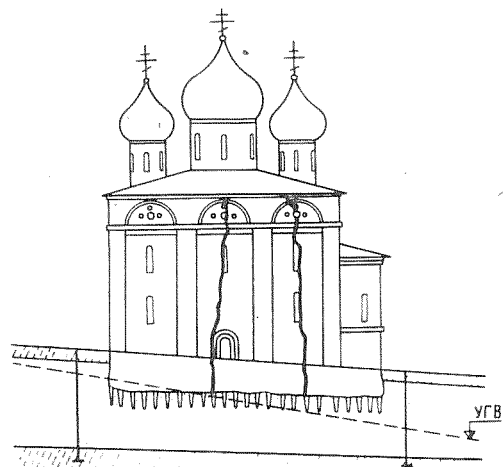


Рис. 59. Влияние колебания уровня грунтовых вод на гниение деревянных свай и развитие деформаций в Успенском соборе в г. Дмитрове

ционных вод при отсутствии отмосток и организованного отвода атмосферных осадков от здания.

Многолетнее отсутствие планировки участка вокруг здания, полностью разрушенные отмостки создали условия, при которых инфильтрационные воды поглощаются фундаментами и грунтами основания собора. Существенную роль в подтоплении собора играют утечки воды из системы теплоснабжения с южной стороны собора. Изменение структуры связных грунтов, выщелачивание известкового раствора из кладки фундамента приводит к неравномерным осадкам здания и деформациям несущих конструкций. Нарушение связи раствора с камнем, а также наличие пустот и крупных камней валунов приводит к перераспределению напряжений в кладке фундаментов при неравномерных осадках.

Для изучения состояния деревянных свай под фундаментами собора были заложены два шурфа под северной стеной и северо-западным столбом собора. На глубине 0,3 м под подошвой фундамента были вскрыты сгнившие остатки деревянных свай. Залегающие на этой глубине под фундаментом пески влажные и рыхлые в связи с разуплотнением от сгнивших свай. Ниже под уровнем грунтовых вод сваи находятся в удовлетворительном состоянии. Сваи расположены поперечными рядами, расстояние между рядами 0,5 м, между сваями в ряду 0,35 м, диаметр свай 0,12–0,18 м. Гниению подвержены наиболее расширенные верхние части свай.

Максимальные деформации собора (стены, своды) приурочены к центральной части храма, под которой происходит выклинивание грунтового потока. На рис. 59 показано, что при гра-

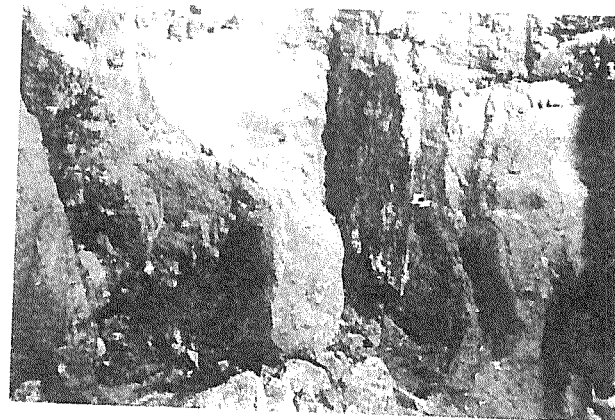


Рис. 60. Полусгнившие сваи-коротышки в основании Троицкого собора Ипатьевского монастыря

диенте грунтового потока 0,13 (дневная поверхность имеет уклон в этом направлении 0,1) от его колебания в менее благоприятном положении находились сваи под центральной частью собора. Периодическое увлажнение и высыхание свай привело к их быстрой деструкции.

Троицкий собор XVII в. Ипатьевского монастыря в Костроме. Первые значительные деформации в Троицком соборе были зафиксированы еще в XVIII в., когда собор раскололся на две части крупной трещиной по линии восток – запад. Причиной этому, очевидно, послужила пристройка притворов, передававших дополнительную нагрузку от сводов на северную и южную стены и крупное наводнение, при котором была затоплена вся территория монастыря.

Позже, очевидно, собор неоднократно испытывал неравномерные осадки, что привело к необходимости в 1912 г. провести укрепительные работы в основании памятника.

В 1957 г. в результате создания водохранилища Горьковской ГЭС уровень воды рек Волги и Костромы поднялся на 7–8 м. Это привело к значительным изменениям гидрогеологических условий территории монастыря.

В последние годы резко активизировались осадки и связанные с ними деформации западной части Троицкого собора. Основным фактором развития этих деформаций послужили периодические срабатывания воды в Горьковском водохранилище, которые приводят к колебаниям уровня грунтовых вод.

Как установлено по разведочным шурфам, под фундаментами из валунов на глубине 2,5–2,7 м от поверхности в песчаных

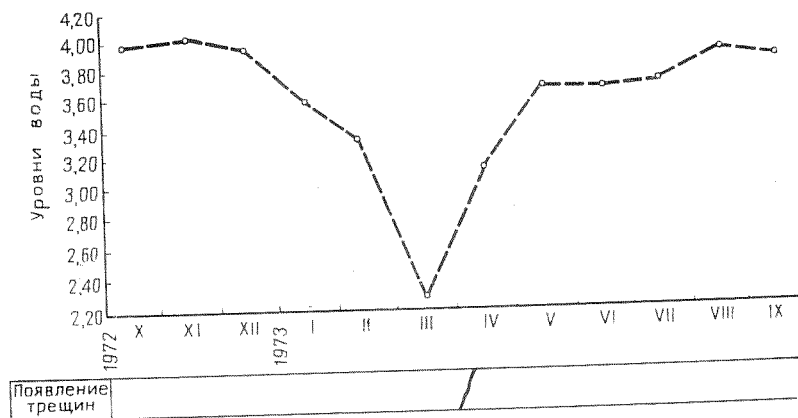


Рис. 61. График колебания уровня воды водохранилища Горьковской ГЭС

грунтах основания сохранились полусгнившие деревянные сваи — коротыши длиной 0,7–0,8 м, диаметром 0,12–0,16 м (рис. 60).

Периодическое смачивание и подсыхание свай при амплитуде колебаний воды в водохранилище по многолетним наблюдениям до 2,5 м показало, что маяки, установленные на стенах Троицкого собора, раскрывались в периоды с максимальным понижением уровня воды, т.е. в период резкого снижения влажности грунтов и свай, что способствует развитию окислительных процессов в деревянных сваях. На рис. 61 приведен график колебания уровня воды в водохранилище Горьковской ГЭС. Минимальный уровень воды в водохранилище наблюдается в период с середины февраля по середину апреля.

Появление новых трещин в стенах и своде памятника и раскрытие старых трещин приурочено к началу апреля месяца, т.е. к моменту, когда головки свай уже в течение 1,5 месяцев были освобождены от воды и подвергались окислительному процессу.

ГЛАВА 6. ОСНОВНЫЕ СПОСОБЫ УПРАВЛЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТЬЮ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

Под устойчивостью памятника архитектуры следует понимать способность его основных несущих конструкций оказывать сопротивление усилиям, стремящимся вывести его из состояния статического равновесия и возникающим вследствие неравно-

мерной осадки грунтов основания, деформаций фундаментов при действии динамических нагрузок. Обеспечение устойчивости памятников архитектуры — одна из главнейших задач реставрации или консервации памятника. Она достигается с помощью ряда управляющих воздействий, направленных на стабилизацию взаимосвязанных конструктивных элементов памятников архитектуры.

При этом под управлением следует подразумевать совокупность действий, обусловленных информацией, получаемой при диагностике причин деформаций в памятнике, и в соответствии с ними направленных на поддержание его устойчивости.

Природно-техническая система "памятник — среда" управляется, как и многие другие подобные системы, на основе принципа обратной связи и способна к самоперестройке и коррекции техническими средствами управления. Это означает, что после развития в конструкциях памятника деформаций он может вновь перейти в состояние статического равновесия. При этом элементы конструкций памятника в виде структурных блоков II и III уровней адаптируются к новым инженерно-геологическим условиям.

Адаптивное управление памятника к новым условиям связано с перестройкой его структуры, которая проявляется в приспособительных изменениях ко вновь возникающим соотношениям между структурными блоками несущих конструкций и между ними и грунтами оснований в результате развития деформаций.

Поэтому весьма важным моментом в обеспечении устойчивости памятников архитектуры является выбор принципа управления устойчивостью, основанного на продолжении выбранного природой пути адаптивного приспособления. Развитие этого принципа поможет разработать надежные, эффективные и экономичные методы обеспечения длительной устойчивости памятников архитектуры.

1. СОЗДАНИЕ ГЛУБИННЫХ ОХРАННЫХ ЗОН

Рост городов и связанное с ними увеличение масштаба антропогенных процессов приводят к тому, что в современных условиях трудно найти участки земли, не затронутые деятельностью человека. Нарастающая сила и убыстряющиеся темпы изменения человеком окружающей памятники геологической среды вызывают необходимость создания режима для охраны геологической среды в сфере взаимодействия памятника.

Из этих предпосылок можно сделать следующее определение понятия глубинной охранной зоны. Глубинная охранная зона — это искусственно созданная или естественно поддерживаемая целенаправленными мероприятиями зона, фиксирующая памятник архитектуры в первоначальном положении,

сохраняющая длительную несущую способность грунтов основания и исключая влияние факторов, изменяющих гидрогеологический режим и состояние грунтов в сфере взаимодействия памятников с окружающей геологической средой [20].

Таким образом, возникает проблема устранения, даже скорее предупреждения ухудшений в состоянии грунтов оснований памятников, являющихся неизбежным результатом процесса развития городов. Решение этой проблемы не должно сдерживаться сознанием того, что развитие многих процессов в основании памятников протекает медленно. Жизнь любого памятника должна значительно превышать временной период развития инженерно-геологических процессов в сфере взаимодействия памятников архитектуры. Поэтому основные мероприятия по управлению устойчивости памятников должны быть направлены на исключение или недопущение проявления основных антропогенных процессов. Заниматься этими проблемами надо сейчас, ибо впоследствии будет труднее сдерживать и контролировать развитие антропогенных процессов, поскольку с каждым годом их интенсивность растет.

Создание глубинных охранных зон должно сознательно и целенаправленно сохранять геологическую среду в сфере взаимодействия памятников. Проекты по их созданию должны предусматривать рациональное использование территории, окружающей памятники, размещение подземных сооружений, транспорта, водохранилищ и мероприятий по укреплению оснований.

В качестве защитных мероприятий по обеспечению глубинных охранных зон памятников можно рекомендовать следующие:

- исключение всех видов подземного и наземного строительства, в той или иной мере влияющих на изменение состояния грунтов в сфере взаимодействия памятников архитектуры;

- ликвидацию утечек воды из водопроводной и канализационной сетей, способных изменить влажность грунтов основания;

- исключение динамических воздействий на грунты сферы взаимодействия памятников от транспорта и производства различных видов работ, создающих вибрационные нагрузки;

- заглубление фундаментов ниже зоны зимнего промерзания и оттаивания грунтов в случаях, если грунты подвержены морозному пучению, или ниже зоны, подверженной влиянию биологического выветривания; подъем памятников в случае погружения примыкающей территории в результате опускания поверхности земли;

- устройство пристенных дренажей для снижения миграции влаги к промерзающим грунтам и к фундаментам, утратившим или не имеющим гидроизоляции;

- вертикальную планировку прилегающей территории;

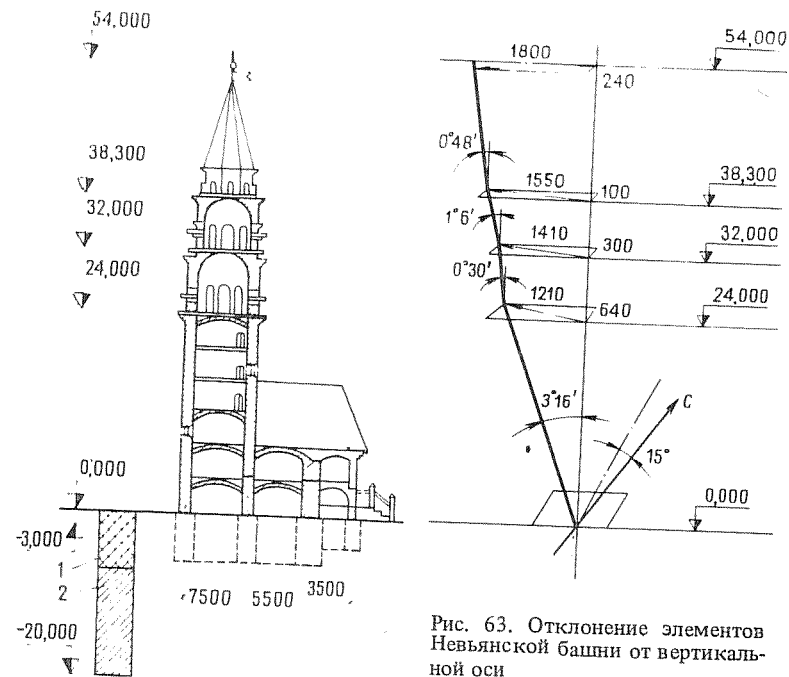


Рис. 62. Невьянская башня
1 — насыпные грунты; 2 — аллювиально-делювиальные отложения

Рис. 63. Отклонение элементов Невьянской башни от вертикальной оси

при подтоплении территории с комплексом архитектурных памятников снижение уровня грунтовых вод с помощью стационарных дренажных систем;

замену деревянных свай на бетонные или железобетонные в условиях резкого изменения гидрогеологического режима; искусственное закрепление грунтов оснований в пределах активной зоны, снизивших свою несущую способность под действием антропогенных процессов.

Задача инженерно-геологических исследований при ведении реставрационных работ должна, таким образом, заключаться в организации инженерной и геологической гармонии в сфере взаимодействия памятника, исключая развитие антропогенных процессов.

Для того чтобы избежать возможных отрицательных последствий строительной деятельности человека, необходимо шире пропагандировать среди архитекторов-реставраторов инженерно-геологические проблемы в области охраны памятников и шире привлекать инженеров-геологов на всех этапах реставрационных работ.

Проекты по созданию глубинных охранных зон памятников должны предусматривать рациональное использование территории, окружающей памятники, сокращение движения транспорта, размещение подземных инженерных сооружений, максимальное удаление водохранилищ и крупных зданий и разработку мероприятий по укреплению грунтов оснований памятников архитектуры.

Примером создания глубинной охранной зоны может служить комплекс мероприятий, предусмотренный для стабилизации неравномерных осадок и наклона Невьянской башни на Урале (XVII в.) высотой 54 м (рис. 62). По данным инженерно-геодезических наблюдений, проводимых с 1962 г., башня оседает со скоростью 0,9 мм в год из-за уплотнения слабых грунтов основания. Отклонение вершины башни от центра основания составляет 1800 мм (рис. 63). В пределах четверика отклонение оси от вертикали составляет 3° , первого восьмерика — $0,5^\circ$, второго — 1° , третьего — $0,8^\circ$.

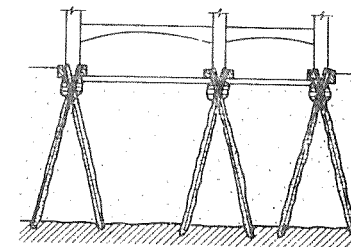
Стабилизация неравномерных осадок башни предполагает исключить проявление неблагоприятных факторов в сфере ее взаимодействия, в том числе снижение высокого уровня вибраций, создаваемых железнодорожным транспортом, путем переноса подъездных путей, расположенных на расстоянии 10–15 м от башни; устранение условий для выноса мелкозернистых песчаных частиц (механическая суффозия) и ослабления грунтов основания путем прекращения откачки грунтовых вод из расположенного вблизи башни зумпфа; предотвращение дальнейшего разрушения цокольной части башни путем понижения на 1 м поверхности земли вблизи башни и организации поверхностного стока воды [34].

2. УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ И ОСНОВАНИЙ С ПОМОЩЬЮ КОРНЕВИДНЫХ И ВДАВЛИВАЕМЫХ СВАЙ

В связи с реконструкцией старых городов, их центральных районов и реализацией планов по подземной урбанизации городских территорий часто возникает необходимость передачи в новых условиях нагрузок на большую глубину, чтобы обеспечить сохранность памятников архитектуры.

Из-за плохого состояния несущих конструкций многих памятников архитектуры исключается возможность применения обычных способов понижения уровня передачи нагрузки на грунт с помощью забивных свай, устанавливаемых посредством ударных и вибрационных механизмов. Нет возможности при менять забивные сваи и тогда, когда нарушено устойчивое равновесие памятников в результате изменения гидрогеологического режима или изменения нагрузок, а также при производстве подземных работ вблизи памятников. Когда возникает необходимость стабилизации дневной поверхности или структуры грунтов оснований и в других случаях, требующих соз-

Рис. 64. Схема установки корневидных свай



дания единой системы "стена — фундамент — основание", то в этих случаях весьма эффективным средством является использование корневидных свай. В отдельных случаях корневидные сваи могут использоваться в качестве усиливающих конструктивных элементов, вводимых в деформируемые элементы памятников архитектуры (стены, колонны). Чаще корневидные сваи используются для исключения дефицита несущей способности грунтов оснований памятников архитектуры, который появляется в результате различных изменений в сфере взаимодействия памятников архитектуры за длительный период их существования.

Корневидные сваи представляют собой буровые сваи малого диаметра, заполненные цементным раствором под давлением от 0,3 до 0,6 Па, располагаемые практически под любыми углами к дневной поверхности и способные организовать стены и фундамент и грунт в единую систему. На рис. 64 показана схема установки корневидных свай, одновременно усиливающих стены, фундаменты и грунты основания.

За счет давления при подаче раствора в скважину происходит некоторое увеличение диаметра сваи (до 30–50%), неравномерное по ее длине, вследствие чего значительно увеличивается трение материала сваи по грунту. Корневидные сваи могут устанавливаться по нескольким схемам: одиночные, кустовые, козловые.

Проходка ствола скважин осуществляется буровыми станками вращательного или пневмоударного бурения. В качестве рабочего органа служат буровые коронки, армированные победитом, шарошечные или крестовые долота. Для бурения могут быть использованы высокопроизводительные дизельные станки и менее производительные, но малогабаритные станки с электроприводом, приспособленные для производства работ в подвалах высотой до 2 м и стесненных условиях.

При бурении в неустойчивых грунтах (супеси, пески) стенки скважин крепятся обсадными трубами соответствующих диаметров. В этих случаях обсадные трубы выполняют роль бурильных труб.

Бетонирование свай производится через подающие трубы диа-

метром 18–60 мм в зависимости от диаметра скважины под давлением 0,29–0,58 МПа с одновременным, по мере заполнения скважины, подъемом обсадных труб. Давление, при котором подается раствор, определяется сопротивлением при подаче раствора по трубам и необходимостью придания профилю свай корневидности и обеспечения монолитности ее ствола.

В отдельных случаях применяется опрессовка скважин воздухом, что позволяет создавать вздутие свай (например, под укрепляемым фундаментом).

Диаметры корневидных свай принимаются от 89 до 280 мм, длина свай может колебаться в пределах от 7 до 40 м и определяется геологическими условиями, характером сооружения и величиной нагрузки.

Сваи выполняются как с армированием, так и без армирования. В качестве арматуры используется одиночная арматура диаметром 12–16 мм. В отдельных случаях в скважинах оставляют обсадные трубы или трубы для подачи раствора, которые выполняют роль арматуры. Расстояние между сваями определяется как функция нагрузки и несущей способности свай. Минимальное расстояние между сваями назначается в пределах 3–5 диаметров свай.

В проектах на основе имеющихся сведений о геологическом строении участка назначается диаметр свай, их число, нагрузка на сваю, конструкция опорной части, армирование свай.

Наиболее ответственным параметром корневидных свай является допустимая нагрузка на сваю, которая определяется в результате статических испытаний. Так, по результатам испытаний свая диаметром 100 мм (по обсадной трубе) длиной 7 м, установленная в аллювиальных песках, выдерживает нагрузку до 215–245 кН. При принимаемом коэффициенте запаса 2,5–3 расчетная нагрузка на сваю в этом случае составит 98 кН.

Корневидные сваи практически исключают осадку памятника. Для введения в расчеты коэффициента безопасности вводятся допустимая осадка не более 10 мм, полученная по данным статических испытаний корневидных свай. Так, по данным опытных испытаний на корневидные сваи диаметром 120 мм, длиной 15 м передавались нагрузки до 490 кН, а на сваи диаметром 200 мм — до 980 кН. Осадка свай при этом составляла от 3 до 12 мм [12].

Методов расчета несущей способности корневидных свай нет. Обычно при выборе инженерно-технических характеристик корневидных свай используют аналоговые данные, что при большом объеме их применения в различных инженерно-геологических условиях вполне приемлемо.

Применение корневидных свай в практике реставрационных работ имеет значительно большие возможности по сравнению с забивными как в отношении несущей способности, так и в проявлении меньших динамических нагрузок на несущие кон-

рукции памятников. Большое значение корневидных свай при применении их в реставрационном деле заключается в возможности одновременного усиления ими старых фундаментов, стен и грунтов оснований памятников архитектуры [19].

В отечественной практике реставрационных работ подобные работы были проведены Гидроспецстроем при укреплении фундаментов и грунтов оснований старого здания МХАТ им. Горького по козловой схеме. Схема устройства корневидных свай при реставрации этого памятника архитектуры показана на рис. 62.

По периметру всех несущих стен было установлено свыше 400 корневидных свай глубиной до 16–18 м по козловой схеме. Сваи диаметром 168 мм устанавливались в скважины, пробуренные станком СБР-500, с промывкой глинистым раствором. Нижние концы свай опираются в плотные юрские глины, а сами сваи расположены в толщине переслаивающихся песков и супесей четвертичных отложений (надпойменная терраса Москвы-реки).

Объединенные в одну систему фундамент, стены и железобетонный воротник, опоясывающий стены на уровне пола первого этажа, создали своеобразный ростверк, который позволил вывесить на корневидных сваях все здание МХАТ. При такой передаче нагрузок от здания на толщу юрских суглинков посредством системы корневидных свай здание МХАТ не будет зависеть от неравномерных осадок дневной поверхности, которая ранее приводила к деформации несущие стены памятника. Это вполне надежный способ управления устойчивостью памятника архитектуры во времени, поскольку изменения состояния и свойств грунтов, подстилающих фундамент МХАТ (аллювиальные пески и супеси), не смогут повлиять на его сохранность.

Подобным образом проведены работы по укреплению несущих конструкций памятника архитектуры XVII в. — палат Сверчкова в Сверчковом переулке. Работы ведутся объединением Росреставрация.

Наряду с корневидными сваями задачу стабилизации неравномерных осадок памятников архитектуры можно решить с помощью вдавливания свай под подошвой фундаментов [6]. Метод вдавливания свай позволяет решать эту задачу в сложных геологических и гидрогеологических условиях, когда отсутствует полная информация о строении, состоянии, характере чередования слоев и линз грунтов, разных по составу и свойствам. В этом случае при наличии указанных неопределенностей о работоспособности свай можно судить по усилию, приложенному на сваю при ее вдавливании. В том случае, когда примерно известна глубина, на которой залегают плотные грунты, способные служить своеобразной базой для опирания вдавливаемых свай, этот метод стабилизации осадок памятников архитектуры является весьма эффективным.

Некоторое ограничение на этот метод накладывает глубина

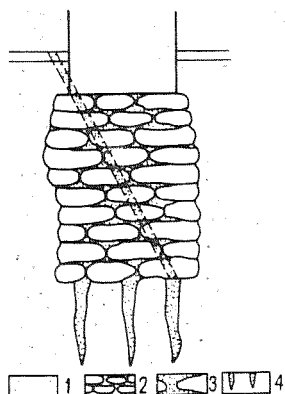


Рис. 65. Схема закрепления фундаментов Успенского собора Московского Кремля 1 — аллювиальные пески; 2 — бутовая кладка фундамента; 3 — цементный раствор, закаченный через скважины; 4 — восстановленные сваи

залегания плотных грунтов, на которые должна передаваться основная нагрузка от свай. При глубине залегания таких грунтов более 20 м этот метод становится неконкурентоспособным, например, с корневидными сваями.

Метод вдавливания свай диаметром 299–351 мм и длиной до 16 м был успешно применен для стабилизации неравномерных осадок Потешного дворца Московского Кремля. Непосредственной причиной этих осадок явилось активное разложение органических остатков в 12-метровой толще культурного слоя в результате изменения гидрогеологических условий на территории Кремля.

Для повышения надежности закрепления фундаментов, подвергшихся выветриванию, частичному разрушению, неравномерным осадкам в результате гниения деревянных свай, необходим правильный выбор технологической схемы проведения работ. Такой подход предусматривает выбор соответствующего оборудования, материалов, параметров производства работ с учетом особенностей состояния грунтов основания и фундаментов.

При таком подходе успех во многом определяется правильной постановкой цели работ. Цель консервационных работ и пути ее достижения должны быть четко увязаны во всех компонентах.

Именно так была решена задача стабилизации осадок Успенского собора Московского Кремля Гидроспецстроем. Цель работ по укреплению фундаментов была достигнута путем подбора оптимального вяжущего цементного раствора с добавлением бентонитовой глины, которая придавала раствору пластифицирующие свойства, не снижая при этом прочность цементного камня (М300). Этот раствор обладал большой проникающей способностью, которая позволяла при небольших давлениях (до 0,2 Па) заполнять каверны, поры и трещины в бутовом белокаменном фундаменте. Кроме того, принятая технология работ

позволила заполнить раствором отверстия от сгнивших деревянных свай, сохранившихся в грунтах основания. От давления раствора эти отверстия диаметром 3–5 см увеличивались при заполнении раствором под давлением до 7–10 см. Таким образом, помимо укрепления фундамента сгнившие сваи были частично восстановлены в новом материале (рис. 65).

Эти работы были проведены в пределах фундамента на глубину 4,5 м с помощью пробуренных под углом 60° к горизонту скважин диаметром 127 мм, с шагом вдоль стен 3 м.

Большая проникающая способность раствора и прочность камня обеспечили выполнение поставленной цели. После завершения этих работ были стабилизированы неравномерные осадки и продолжающееся до этого развитие трещин.

3. УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЯ С ПОМОЩЬЮ ХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

Для восстановления дефицита несущей способности грунтов в основании памятников архитектуры, возникшего в результате развития различных инженерно-геологических процессов, наиболее эффективным способом является заполнение порового пространства грунтов твердеющими растворами. Как показал многолетний опыт укрепления грунтов в основании памятников архитектуры, наиболее надежными являются химические способы закрепления с использованием растворов силиката натрия и различных полимеров (синтетические смолы).

При химическом закреплении грунтов протекает комплекс физико-химических процессов, обусловленных, с одной стороны, свойствами вводимых в грунты агентов, и с другой — свойствами самих грунтов, обладающих различным составом, структурой и находящимися в разном состоянии.

В результате этих процессов между реагентами, нагнетаемыми в грунты, и между реагентами и элементами, содержащимися в грунтах, образуются нерастворимые осадки и гели, которые практически не могут быть подвергнуты деструкции или расщеплению на исходные компоненты. Эти соединения представляют собой химически инертные вещества, стойкие к биологическим воздействиям. Благодаря этому они образуют хорошую основу упрочненного грунта и обеспечивают долговечность искусственному основанию памятников архитектуры.

В практике технической мелиорации грунтов оснований памятников архитектуры наибольшее распространение при закреплении различных по гранулометрическому составу песков получили методы поочередного закачивания в скважины растворов силиката натрия и хлористого кальция или одновременного нагнетания раствора силиката натрия с добавлением фосфорной или кремнефтористоводородной кислоты. При применении указанных кислот этот метод закрепления можно широко использо-

вать при значительном содержании в грунте гумуса. В результате реакции между вводимыми в поры грунта реагентов образуется гель кремниевой кислоты, придающий грунтам водонепроницаемость и повышающий их прочность до 2–6 МПа [24].

С 1956 г. НИИ оснований и подземных сооружений применяет способ закрепления песчаных и лессовидных грунтов растворами карбамидной смолы. Укрепление грунтов этим способом основано на свойстве карбамидной смолы под действием кислот (соляной, щавелевой) или щелочей образовывать прочные и водонепроницаемые гелеобразные соединения, омоноличивающие несвязные грунты. Закрепление, например, мелкозернистых песков этими растворами обеспечивает им прочность до 5–6 МПа [24].

Ниже приводятся примеры, иллюстрирующие успешное использование химических способов закрепления грунтов в основании некоторых памятников архитектуры.

Здание Арсенала в Московском Кремле. Это самое большое по размерам сооружение на территории Московского Кремля. В плане оно представляет собой равнобедренную трапецию. Длина большей стороны здания, примыкающей к Кремлевской стене, 303 м. Поперечная длина стен здания 80 м, высота — 24 м. Строительство здания было закончено в 1736 г.

Фундаменты здания ленточные, сложены из грубоотесанных прямоугольных известняковых блоков на известковом растворе. Ширина фундаментов изменяется от 2,3 до 4,5 м. Глубина заложения подошвы фундаментов изменяется от 8–9 м в западной части, до 4–6 м в восточной части здания.

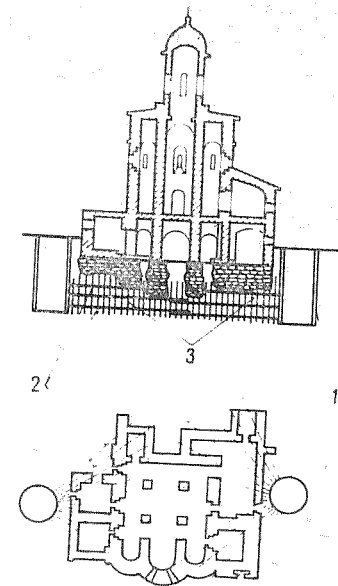
В основании сооружения залегают древнеаллювиальные пески средней крупности и мелкие слабовлажные мощностью 1–3 м. Ниже залегают моренные отложения, представленные суглинками с включениями гравия, щебня и гальки. В основании западной части здания, примыкающей к Кремлевской стене, залегают толща насыпных грунтов мощностью до 10 м, представленных мелкими песками с включениями гальки, гравия и перегноя.

За годы существования здания оно испытало значительные по величине неравномерные осадки, сопровождавшиеся образованием крупных трещин. Осадки здания были связаны с гниением органики в толще насыпных грунтов и дальнейшим их уплотнением.

Для прекращения дальнейшего развития осадок были проведены работы по закреплению этих грунтов растворами на основе силиката натрия и кремнефтористоводородной кислоты. В состав работ по предотвращению осадок здания входили цементация контакта фундамент — грунт и химическое закрепление грунтов основания.

Цементация контакта фундамент — грунт проводилась с целью заполнения пустот, образовавшихся в результате разложе-

Рис. 66. Схема закрепления грунтов в основании церкви Ризположения в Московском Кремле
1 — шахта; 2 — инъекционные колонны; 3 — закрепленный грунт



ния органических примесей насыпного грунта и неравномерных осадок здания. Цементация проводилась глиноцементными растворами под давлением до 0,4 МПа. За отказ нагнетания принимался расход 2 л/мин при указанном давлении в течение 10 мин.

В состав работ по химическому закреплению грунтов входило бурение скважин в пределах фундаментов, забивка инъекторов в грунты основания, инъекция химических растворов.

Бурение скважин осуществлялось станками вращательного действия с обсадкой трубами в толще насыпных грунтов. Забивка инъекторов производилась колонковым перфоратором на проектную глубину с последующим извлечением их гидродомкратом грузоподъемностью 10 т. Инъекция растворов осуществлялась двумя порциями с предварительной обработкой грунта кремнефтористоводородной кислотой с объемным весом 1,08 г/см³ при давлении до 1 МПа и расходом до 10 л/мин. За отказ нагнетания принимался расход менее 1 л/мин при указанном давлении в течение 10 мин.

Контроль качества проведенного закрепления грунтов осуществлялся с помощью контрольных скважин и шурфов и дал положительные результаты: прочность закрепленных грунтов на одноосное сжатие составила 0,5–1,6 МПа, гумусированные грунты оказались в достаточной мере пропитаны химическими растворами.

Общее количество закрепленного грунта составило 33 тыс.м³.

Контрольное нивелирование после проведенных работ показало полную стабилизацию осадок здания Арсенала, составлявших ранее 3—3,3 мм/год.

Церковь Ризположения в Московском Кремле. Здание церкви построено в XV в. и представляет собой двухъярусное сооружение с размерами в плане 17х16 м. Несущими конструкциями являются наружные стены и четыре столба. Фундаменты под стенами ленточные, под столбами — одиночные прямоугольной формы. Заложение фундаментов под стенами 3,5 м, под столбами — 4,5 м. Ширина подошвы фундаментов изменяется от 1,5 до 3 м.

Основанием здания служат разнозернистые (от пылеватых до гравелистых) неоднородно сложенные, древнеаллювиальные пески, подстилающиеся флювиоглициальными мелкозернистыми песками.

Причиной деформации церкви послужило образование разуплотненных зон от сгнивших уплотнительных деревянных свай под подошвой фундаментов. Для ликвидации неравномерных осадок были применены растворы на основе карбамидной смолы и щавелевой кислоты.

Инъекция растворов производилась через горизонтально установленные манжетные колонны диаметром 56—70 мм, которые собираются из отдельных секций металлических толстостенных перфорированных труб. Работы по задавливанию манжетных колонн и инъекции растворов производились из специально пройденных шахт диаметром около 3 м. Закрепление грунтов осуществлено с помощью трех рядов инъекционных колонн в виде трехметровой плиты (рис. 66). Всего в основании здания было закреплено 900 м³ грунта. Перед закреплением грунтов была проведена цементация фундаментов и контакта фундамент — грунт глиноцементным раствором в объеме 32 м³.

После проведения работ осадки здания памятника прекратились.

Здание МХАТ им. Горького. Для закрепления песчаных грунтов в основании порталной стены театра с целью снижения бокового давления на несущие стены подвального помещения, разработанного методом "стена в грунте" была использована смолизация грунтов. Смолизацией достигнуто омоноличивание песчаных грунтов закачиванием через инъекторы карбамидной смолы (крепитель М) и щавелевой кислоты. Буровой установкой КБУ-50 было пробурено 1118 пог.м скважин, через которые было закачено около 540 т реагентов. Объем закрепленных грунтов составил 1873 м³.

4. ПОДЪЕМ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

В последние десятилетия на территории старых городов активизировались вертикальные перемещения поверхности земли, вызванные строительной деятельностью человека, резким изменением гидрогеологических условий, развитием динамических нагрузок от транспорта и т.д. Наряду с этими изменениями имеются изменения, накопившиеся за длительную историю существования памятника. Таковы подъем уровня насыпных грунтов, которые скрывают цоколи зданий и приводят к переувлажнению их стен; это вековые осадки, связанные с длительным уплотнением относительно слабых грунтов основания. Реже можно встретить понижение территории памятника, вызванное неотектоническими процессами. Например, погружение собора Мирожского монастыря в Пскове со скоростью 2—3 мм в год за 800 лет существования привело к учащающимся затоплениям его паводками р. Великой [34].

Нарушение вертикального соотношения архитектурных и конструктивных элементов памятников архитектуры в связи с вертикальными перемещениями поверхности земли приводят не только к диспропорции при их восприятии, но и к созданию крайне нежелательных условий для их эксплуатации и сохранения.

Цель сохранения памятника архитектуры, как правило, не распространяется на его фундамент. Исключение составляют случаи, когда фундамент становится археологическим объектом. Поэтому в том случае, когда памятник архитектуры нуждается в выведении из крайне нежелательных условий, вполне допустимым является вертикальный подъем памятника с включением в конструкцию существующих фундаментов железобетонных рандбалок, или с его заменой на ленточный железобетонный фундамент и с подстройкой объема под полом или увеличением высоты подклета.

Для осуществления подъема памятника применяются гидравлические домкраты грузоподъемностью до 3000 кН, расстояния между домкратами назначаются в зависимости от массы памятника и принимаются в среднем от 6 до 10 м. Перед подъемом здания по периметру стен устанавливается железобетонный пояс, под которым в кирпичной кладке стены пробиваются сквозные гнезда для домкратов. Подъем осуществляется непрерывно на высоту хода поршня домкрата. Равномерность подъема обеспечивается применением системы водяной нивелировки [34].

Метод подъема памятника позволяет восстановить первоначальный архитектурный облик памятника, создать оптимальный температурно-влажностный режим, улучшить свойства грунтов оснований, поскольку при подъеме здания фундаменты вдавливаются и уплотняют грунт. Этот метод сохранения памятни-

ков архитектуры от влияния факторов окружающей среды является весьма перспективным благодаря конструктивности и технологичности решений.

Уже сейчас в подъеме нуждаются многие памятники архитектуры, эстетическое восприятие которых нарушено мощным слоем многовековых культурных отложений. К ним относится не только собор Мирожского монастыря (XI в.), но и более "молодые" памятники архитектуры, например, церковь Николы в Берсеневе (середина XIII в.), церковь Рождества в Путинках (XVII в.) и др. в Москве.

5. ВОССТАНОВЛЕНИЕ ФУНКЦИЙ РАСПОРНЫХ СИСТЕМ

Укрепление опорного контура сводов. Как отмечалось выше, наибольшую опасность для распорных конструкций представляет горизонтальная подвижка опор, при которой снижается подъем арки, высота сжатой зоны сечений и несущая способность конструкции. Поэтому при укреплении распорных систем одной из важнейших задач становится обеспечение несмещаемости опор арок и сводов.

Распространенный прием — это восстановление утраченных или поврежденных функций связевого каркаса системы. В расчищенные каналы деревянных стеновых связей устанавливаются металлические стержни из арматуры или проката, соединяемые в углах для образования замкнутого контура. В зонах приложения наибольшего или сосредоточенного распора, например в плоскости подпружных арок, между распалубками или в средней части лотков сомкнутых сводов стеновой каркас соединяется с восстанавливаемыми элементами воздушных связей, что, с одной стороны, снижает его деформативность, с другой — увеличивает зону удержания воздушной связи. Каналы бетонируются; при надлежном армировании и сечении каналов стеновые связи могут работать, как железобетонные пояса, способные воспринимать кроме растяжения изгибающие моменты от действия распределенного распора на участках между анкерами воздушных связей. Показательны примеры Чоботной палаты Соловецкого монастыря или церкви Рождества на Поле в Новгороде и др.

Иногда при отсутствии каналов древних связей или по иным причинам возникает необходимость устройства наружного бандажа, стягивающего опорный контур в уровне пят сводов или выше. Например, завершающий свод Никольской церкви в Соловках укреплен постановкой наружного комбинированного (металлического с анкерными угловыми железобетонными подушками) пояса, скрытого под конструкцией кровли. В упомянутом выше горьковском Благовещенском соборе укрепление опорного контура сводов верхнего яруса произведено с помощью системы монолитных железобетонных поясов, причем

общий стягивающий пояс врезан и заанкерен по периметру в кладку наружных стен с внутренней их стороны без нарушения кладки сводов. Независимые перемещения центральных столбов и стен новгородского Знаменского собора предполагается остановить устройством системы пересекающихся металлических обетонированных связей в уровне перекрытия подклета (над сводами), а также установкой железобетонных распорок между фундаментами. Во всех приведенных примерах восстанавливаются (свариваются или заменяются) утраченные воздушные связи.

Укрепление сводов, деформированных при смещении опор или перегрузках. Восстановление несущей способности деформированных сводов при их выполаживании, провисании, волнообразной деформации и т.п. представляет сложную, порой трудно разрешимую задачу, так как снижение сжатой зоны сечений при названных деформациях связано с необратимыми (в основном) изменениями геометрии сводов. Незначительное увеличение сжатой зоны происходит при расклинке раскрытых швов снизу, так как при этом несколько увеличивается нижняя поверхность и свод как бы поднимается кверху, а кривая давления опускается. Логически следует расклинивать обе поверхности. Естественно, что расклинка трещин и швов имеет смысл лишь при положительной кривизне свода, так как расклинка провисающих участков еще больше увеличивает их длину.

Эффективным, но редко осуществляемым способом изменения геометрии свода является его выдавливание кверху до проектного рабочего положения с помощью выдвинутой опалубки, так называемого зонта. При достаточно равномерном давлении снизу кладочные элементы раздвигаются, образуя временно совсем необжатый участок кладки, удерживающийся за счет опалубки. Далее производится равномерная зачеканка раствором раскрытых швов и трещин и опалубка убирается. Приведенный способ уместен для пластичной кладки (слабый раствор, пустошовка) и при отсутствии какой-либо нагрузки на свод.

Часто применяющаяся зачеканка трещин и пустых швов не изменяет геометрии свода и не увеличивает высоту сжатой части сечений. Положительное действие данного способа заключается в стабилизации существующей формы и в повышении сопротивляемости поперечным сдвигам (от действия местных нагрузок) за счет бокового сцепления раствора. Зачеканка или инъекция швов необжатых, "висячих" зон (см. стр. 49) не изменяет их характера, т.е. они остаются висячими, неработающими зонами свода и удерживаются от падения лишь сцеплением раствора.

Фиксация висячих зон возможна с помощью их подвески к распределительным элементам — аркам, балкам, плитам, расположенным над сводом и передающим нагрузки на здоровые участки кладки или на опоры. Подобные решения осуществлены

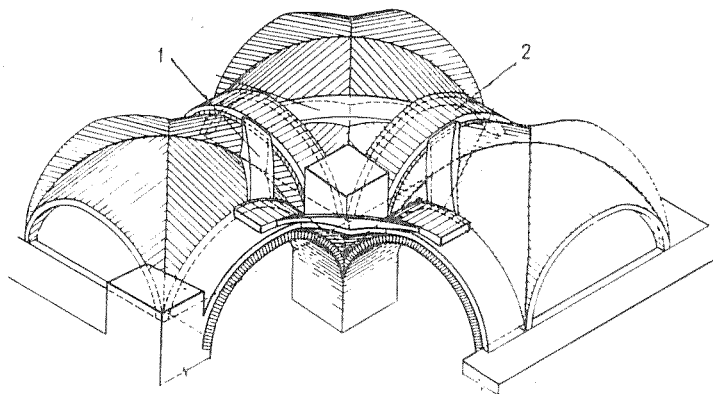


Рис. 67. Укрепление деформированных сводов дублирующими арочными элементами
1 — диагональные арки А-2; 2 — бетонные арки А-1

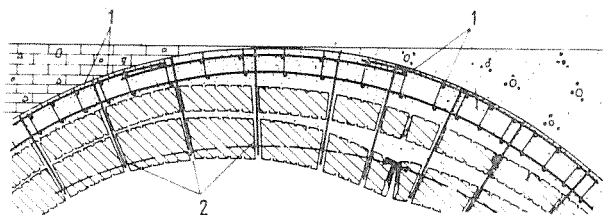


Рис. 68. Составное сечение укрепленного свода:
1 — бетонная арка; 2 — анкера $\rho-1 \ \Phi 8 \text{ АIII}, \ell=700$

при укреплении сводов перекрытия Московской консерватории и на других объектах. Следует помнить, что подвешивание рабочих зон сводов, как и подпираание снизу, недопустимо, так как нарушает принцип существования распорной конструкции.

В некоторых случаях увеличения сжатой зоны сечения можно добиться и без изменения существующей геометрии за счет включения в совместную работу деформированной арки или полосы свода и дублирующего арочного элемента, который выкладывается или бетонируется поверху (рис. 67). Совместная работа слоев составного сечения обеспечивается постановкой радиальных анкерных стержней-шпонок и инъекцией существующих зазоров между слоями. Шаг и диаметр анкерных стержней при этом определяются исходя из величины сдвигающих усилий в составном сечении (рис. 68). Такой способ применен в 1981 г. в Астрахани при усилении деформированных крестовых сводов и подпружных арок Большой трапезной палаты кремлевского Троицкого собора.

Разгрузка деформированных сводов. В тех случаях, когда нерационально приложенная нагрузка создает недопустимые напряжения в кладке и опасно деформирует свод или когда нет возможности погасить действие возросшего распора, за счет увеличения жесткости опорного контура, целесообразна частичная разгрузка свода с помощью распределительных элементов, передающих избыточные нагрузки на устойчивые зоны вертикальных опорных конструкций. Разгрузка сводов с помощью одиночных или перекрестных балок, подведенных под стены, нагружающие свод, выполнена в Трапезной палате Андроникова монастыря, в Верхоспаском соборе Большого Кремлевского Дворца, в Соловецкой Никольской церкви. Балки были выполнены из монолитного железобетона с соблюдением зазора 5–10 см от поверхности сводов. Разгружая своды, балки работают одновременно и как связевые элементы, препятствующие горизонтальным деформациям стен, несущих эти своды.

6. УКРЕПЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ АРМИРОВАНИЕМ И ИНЪЕКЦИЕЙ КЛАДКИ

Армирование кладки при реставрации памятников применяется для:

- увеличения несущей способности внецентренно сжатых вертикальных конструкций — столбов, простенков и т.п. — при снижении начальной прочности кладки или при введении дополнительной нагрузки;

- укрепления опорного контура распорных систем в виде армированных поясов кладки (вместо стеновых связей);

- скрепления разрозненных трещинами блоков кладки стен и столбов;

- фиксации "выпадающих" и консольных блоков арочных конструкций — подпружных и разгрузочных арок, арочных перемычек — при различных деформациях здания, разрывающих арки;

- укрепления отслаивающихся наружных зон кладки стен или облицовок.

Армирование древней кладки выполняется закладкой отдельных стержней в специально просверленные отверстия несколько большего диаметра с последующей инъекцией цементным раствором. Армирование и анкерное крепление кладки требует высокого качества работ. Особое внимание должно уделяться защите металла от коррозии при попадании влаги. Это, в первую очередь, касается стяжных элементов и подвесок, так как коррозия анкерных частей способна привести к разрыву или расслоению кладки, выдергиванию растянутого стержня и обрушению или сдвигу блока кладки. Практика показывает, что в условиях некачественного или неконтролируемого производства работ анкерное крепление или армирование особо ответственных конструкций следует, видимо, рассматривать как временное противо-

аварийное или профилактическое мероприятие, или как часть укрепительного комплекса, но не как основной или единственный вид укрепления.

Инъекция кладки цементным и сложным раствором представляет высокоэффективный способ укрепления кирпичной, каменной и смешанной кладки, расчлененной трещинами на крупные и средние блоки, или щебеночные фракции под действием нагрузок, размораживания или коррозии металлических закладных деталей. Цементацию не следует путать с силикатизацией, применяемой для укрепления деструктированного материала кладки пропиткой его на большую или меньшую глубину.

Инъекция кладки растворами дает хорошие результаты в сочетании с другими видами укрепления конструкций, например, при замене или устройстве связевого каркаса, при анкерном креплении смещающихся блоков кладки, при подводке фундаментов для заполнения усадочных трещин и т.п.

Применяемая в реставрационной практике технология инъекционных работ, разработанная и внедренная Н.А.Каревым, состоит в следующем:

1) определяется степень трещиноватости укрепляемого участка кладки и свойства материала — камня и строительного раствора, на основании чего подбирается состав и консистенция инъекционного раствора;

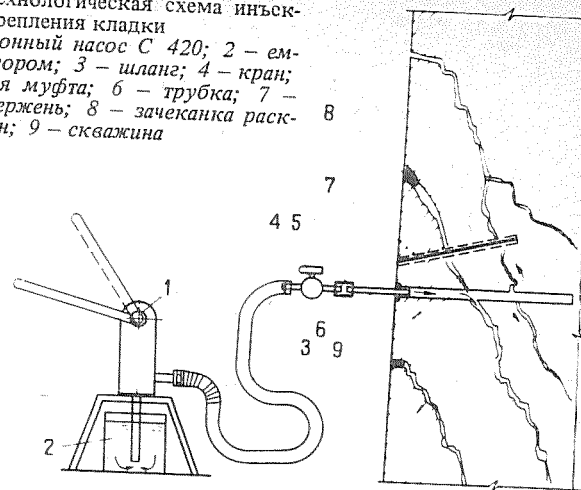
2) с помощью электродрели в кладке сверлятся скважины диаметром около 20 мм с шагом и глубиной, соответствующим толщине укрепляемого участка и характеру расслоения кладки. При наличии несвязанных между собой трещин или пустых швов скважины располагаются чаще, чем в случае сообщающихся трещин, и глубина их назначается таковой, чтобы скважины пересекали каждый ряд трещин;

3) в устье каждой скважины на гипсовом растворе устанавливаются инъекционные металлические трубки (обычно внутренним диаметром 1/2"), снабженные резьбой на наружном конце для соединения системы насоса. Иногда, если позволяет величина зазора, трубки устанавливаются непосредственно в швы или трещины;

4) выполняется зачеканка трещин и швов, выходящих на поверхность инъектируемого участка. Глубина зачеканки зависит от ширины раскрытия трещин и сцепляемости чеканочного раствора. В некоторых случаях для создания растворонепроницаемой поверхности (или упора) устраивается штукатурная обмазка поверхностей кладки. При незаделанных наружных швах и трещинах насос не может создать давление, необходимое для проникновения инъекционного раствора в глубину массива кладки, раствор вытекает через трещины, ближайшие к трубке;

5) к трубке с помощью накидной муфты присоединяется шланг насоса и производится закачка раствора до отказа, после

Рис. 69. Технологическая схема инъекционного укрепления кладки
1 — инъекционный насос С 420; 2 — емкость с раствором; 3 — шланг; 4 — кран; 5 — накидная муфта; 6 — трубка; 7 — анкерный стержень; 8 — зачеканка раскрытых трещин; 9 — скважина



чего перекрывается кран за муфтой и шланг присоединяется к соседней трубке. Заполнение трещин и сцепление инъекционного раствора с материалом кладки происходит с отбором воды, которая под давлением вжимается в поры камня, кирпича и строительного раствора.

Эффективность инъекционного укрепления зависит от структуры кладки, степени ее расслоения, пористости, влажности и химического состава материала, состава инъекционного раствора, частоты скважин и других факторов. Наилучшие результаты обычно достигаются при инъектировании достаточно сухой, расставшейся кладки из кирпича, белого камня, песчаника и туфа при раскрытии трещин более 1 мм. Тесаная кладка из гранита, базальта и других тяжелых, непористых материалов укрепляется инъекцией плохо, так как не происходит отбора воды, и раствор, заполняющий швы, остается рыхлым, слабо сцепляющимся разорванными трещинами блоки или отдельные камни. Вообще, затвердевший инъекционный раствор должен быть близок по своим физико-механическим свойствам к материалу кладки. Компонентами инъекционных растворов могут быть: цемент, известь-тесто, просеянный мелкий песок, белокаменная мука, цемянка.

Для нагнетания растворов используются насосы С = 420А (Б) и С = 854, создающие давление до 0,6—0,8 МПа.

Ручной насос С = 420 производства Прилуцкого завода строительных машин имеет небольшой вес (10 кг), удобен в работе на лесах и подмостях и позволяет быстро реагировать на отказ скважины, не допуская срыва шланга или розетки крепления трубок при перекачке. Механический насос С = 854 предпочти-

тельное при заполнении крупных трещин, пустот, каналов и т.п., где требуется большая производительность.

Наиболее удачные работы по инъекционному укреплению выполнены в 1976–1982 гг. по проектам Союзреставрации на церкви Рождества в Городне (полубутовая кладка стен, своды из пиленого камня, XV–XVIII вв.), трапезной Горницкого монастыря (кирпичная кладка, XVII в.), церкви Преображения в с.Остров (белокаменные стены и своды, XVI в.).

Интересная работа проведена в 1975–1976 гг. на доме-музее А.П.Чехова в Ялте, где укрепление рыхлой некачественной кладки из природного камня выполнялось в две стадии. Сначала с помощью силикатизации укреплялся материал строительного раствора, затем сложным цементно-известковым раствором инъецировались пустоты и трещины кладки. Технологическая схема инъекционного укрепления кладки приведена на рис. 69.

Инъекция нежелательна для укрепления кладки сводов и стен, имеющих темперную или масляную живопись, так как отбор воды из раствора и замачивание кладки сопровождается движением солей, разрушающих грунтовку и минеральные краски живописного слоя.

Комбинированные способы крепления. Некоторые виды разрушения стен и сводов создают необходимость разработки комбинированных способов крепления, например, армирования и инъекции кладки. Создаваемое при работе насоса давление раствора способно вызвать отделение и обрушение поверхностного слоя укрепляемого участка кладки, если плоскость трещин ориентирована параллельно или под небольшим углом к поверхности. В этом случае производится предварительное скрепление потенциально неустойчивых слоев к здоровому массиву кладки с помощью анкерных стержней, заделываемых в специально пробуренные отверстия, а далее выполняется инъекция трещин. Особую сложность представляет крепление кладки сводов при ее морозном слоистом разрушении и выпадении части камней и раствора.

В 1982–1983 гг. сложное крепление подобных аварийных сводов было проведено на объектах Соловецкого монастыря. Исследование распалубок свода Трапезной палаты (1565 г.), также свода ризницы Никольской церкви (1833 г.) показало, что их кладка многослойно расчленена на ряд самостоятельно существующих сводчатых образований толщиной 3–6 см и пролетом 1,5–3 м с чрезвычайно малой собственной устойчивостью формы. Любое точечное давление на нижнюю поверхность свода вызывало падение слабоскрепленных висячих частей кладки, поэтому сверление отверстий под анкеры или инъекционные трубки не представлялось возможным. Временно подкрепленная нижняя поверхность свода была обобрана от заведомо висячих элементов. Затем в швы были аккуратно забиты металлические косты-

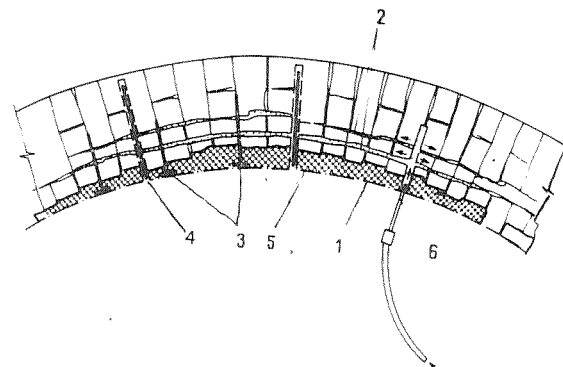


Рис. 70. Комбинированное укрепление расслоившейся кладки свода
1 – восстанавливаемая поверхность свода; 2 – трещины расслоения;
3 – металлические костыли; 4 – анкерный стержень; 5 – штукатурный намет; 6 – инъекционная трубка

ли длиной около 20 см с целью некоторой расклинки кирпичей в нижних слоях кладки, а также для крепления штукатурной сетки, используемой для армирования намета при восстановлении утраченных зон кладки.

Как вариант для крепления намета использовались широкошляпочные костыли (подобные левкасным гвоздям). Шаг костылей определялся по месту. Далее выполнялся послойный намет специального штукатурного раствора, включающего цемент, известь, цемянку и песок (рис. 70).

Перечисленные мероприятия позволили получить достаточно устойчивые участки, способные воспринимать давление элетродри при сверлении скважин, которые приходились практически на всю толщину свода (40–45 см) и пересекали большинство расчлененных слоев кладки. Далее часть скважин была использована для установки радиальных анкерных стержней, а другая — для заделки инъекционных трубок, через которые производилось заполнение пустот и трещин.

Данный способ крепления и другие комбинированные способы (например, косвенное армирование и силикатизация кладки) требуют высокой культуры производства, строгого выполнения последовательности операций. Для армирования следует применять цветной или нержавеющей металл; количество черного металла должно быть минимальным даже при надлежащем его антикоррозионном покрытии.

Для длительного сохранения памятников русской архитектуры необходимо решить немало проблем, связанных с геологическими и гидрогеологическими условиями, с техногенными изменениями геологической среды в сфере взаимодействия памятников архитектуры. Грунты, залегающие в основании памятников, довольно легко изменяют свое состояние и свойства от воздействия внешней среды и особенно под воздействием техногенных преобразований.

Само возведение этих сооружений привело к нарушению температурно-влажностного режима грунтов основания и их физического состояния. Например, за счет возникающей разницы температуры грунтов основания, фундаментов и окружающей среды происходит конденсация водяных паров, миграция пленочной и капиллярной воды к охлажденным участкам основания. Изменение состояния грунтов основания связано с их уплотнением при забивке деревянных свай, передаче нагрузок от зданий и последующим их разуплотнением при гниении и вновь уплотнением при дальнейшей осадке зданий. Такая динамика процессов, протекающих в основании памятников и оказывающих влияние на состояние основных несущих конструкций, значительно растянута во времени и иногда не может быть воспринята исследователями одного поколения. Отсюда скрытый, латентный, характер выражения многих явлений в жизни памятников архитектуры.

Для обеспечения сохранности наиболее ценных памятников архитектуры под ними и вокруг них необходимо создавать глубинную охранную зону. В пределах этой зоны должны быть стабилизированы, прежде всего, уровни и состав грунтовых вод, исключены дополнительные нагрузки на грунты от новых сооружений, исключена вибрация от работы механизмов и т.п.

На фундаменты и основания не следует широко распространять принципы реставрации памятников культуры, сформулированные в Венецианской хартии и требующие безусловного сохранения всех древних элементов здания памятника. Замена основания и фундамента совместима с основной целью реставрации — восстановлением исторического и художественного значения памятников архитектуры.

Важным моментом в реставрационной практике является устранение последствий или проявлений действия главных разрушающих факторов. На современном этапе это часто может носить характер противоаварийных и профилактических работ, предшествующих основному комплексу мероприятий по обеспечению длительного динамического равновесия в системе "памятник — среда".

1. Беригард В.Р. Арки и своды. СПб., 1901.
2. Бойко М.Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. Л., 1975.
3. Бондарик Г.К. Общая теория инженерной (физической) геологии. М., 1981, 254 с.
4. Воронин Н.И. Любите и сохраняйте памятники древнерусского искусства. Искусство, 1960, 46 с.
5. Бурак Л.Я., Рабинович Г.М. Техническая экспертиза жилых домов старой застройки. Л., 1977.
6. Гендель Э.М. Инженерные работы при реставрации памятников архитектуры. М., 1980.
7. Инструкция о порядке учета, регистрации, содержания и реставрации памятников архитектуры, состоящих на государственной охране. М., 1949.
8. Котлов Ф.В. Изменение природных условий территории Москвы. М., 1962.
9. Лахтин Н.К. Арки и своды. М., 1911.
10. Лихачев Д.С. Предисловие. — В сб.: Восстановление памятников культуры. М., 1981.
11. Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Л., 1970.
12. Максименко В.И. Методы укрепительных работ в Италии. — Строительство и архитектура Москвы, № 6, 1974, с. 28–30.
13. Маслов Н.И. Инженерная геология. М., 1941.
14. Методика реставрации памятников архитектуры. М., 1977.
15. Методические указания по техническому обследованию эксплуатируемых зданий. М., 1968.
16. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий. М., 1972.
17. Михайловский Е.М. Консервация Успенского собора в Рязани. — В кн.: Теория и практика реставрационных работ. М., 1972.
18. Охрана и реставрация памятников архитектуры. М., 1981.
19. Пашкин Е.М. Усиление фундаментов и оснований с помощью корневидных свай. — В кн.: Методика реставрации памятников архитектуры. М., 1977.
20. Пашкин Е.М. Влияние антропогенных изменений пород на сохранение памятников архитектуры. — В кн.: Памятники Отечества. М., 1975.
21. Полуботко А.А. Инженерно-геологические причины деформации промышленных и гражданских зданий. Известия вузов. Геология и разведка, № 8, 1970.
22. Полуботко А.А. К вопросу изучения инженерно-геологических причин деформации промышленных и гражданских зданий. Известия вузов. Геология и разведка, № 4, 1968.
23. Поляков Е.В. Реконструкция и ремонт жилых зданий. М., 1972.
24. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов основания. — В кн.: Методика реставрации памятников архитектуры. М., 1977.
25. Сергеев Е.М., Голодковская Г.А. и др. Грунтоведение. М., 1973.
26. Смоленская Н.С., Шифрина Э.Ш. Инструментальный контроль технического состояния домов. — Городское хозяйство Москвы, № 12, 1973.
27. Теория и практика реставрационных работ. М., 1972.
28. Техническая инструкция по эксплуатации памятников архитектуры, состоящих на государственной охране. М., 1948.
29. Шифрина Э.Ш. К вопросу о периодичности контроля состояния конструкций эксплуатируемых зданий. Труды Академии коммунального хозяйства, вып. 120, 1976.
30. Шуази О. Строительное искусство древних римлян. М., 1938.

31. Федоров В.И. Метод консервации в применении к памятникам архитектуры Московского Кремля. — В кн.: Методика и практика сохранения памятников архитектуры. М., 1974.
32. Ферронский В.И., Селиванов П.В. Портативный полевой гаммаплотномер. — В кн.: Радиоактивные изотопы и ядерные излучения в народном хозяйстве СССР, т. 2, М., 1961.
33. Физдель И.А. Дефекты и методы их устранения в конструкциях и сооружениях. М., 1970.
34. Chernyshov S.N., Gendel E.M., Lushnikov V.V., Pashkin E.M. Preservation of Old Buildings on the U.S.S.R. Territory. International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, 1981, p.51–54.

ОГЛАВЛЕНИЕ

<i>Введение</i>	3
<i>Глава 1.</i> Конструктивные особенности памятников русской архитектуры	7
1. Памятник архитектуры как системный объект	7
2. Типы конструктивных систем памятников русской архитектуры	9
<i>Глава 2.</i> Принцип работы элементов конструкций	34
1. Арочные конструкции перекрытий	53
2. Деформативность распорных конструкций	56
3. Работа воздушных связей	56
<i>Глава 3.</i> Оценка инженерно-геологических условий и их роль в сохранении памятников архитектуры	61
1. Краткая характеристика некоторых типов грунтов оснований памятников	62
2. Влияние антропогенных изменений геологической среды на сохранность памятников архитектуры	75
<i>Глава 4.</i> Виды и причины разрушения распорных конструкций	83
1. Горизонтальная подвижка опор при перегрузке сводов	85
2. Деформации арочно-стоечных систем при просадках опор	90
3. Деформации распорных систем при сложных подвижках опор	93
4. Деформации распорных систем при одновременном действии нескольких факторов	98
<i>Глава 5.</i> Диагностика деформирования памятников архитектуры	101
1. Сущность и задачи технической диагностики причин деформирования памятников	102
2. Методы и средства диагностики памятников архитектуры	106
3. Анализ причинно-следственной связи при оценке условий деформирования памятников архитектуры	111
4. Примеры диагноза причин деформирования памятников архитектуры	116
<i>Глава 6.</i> Основные способы управления устойчивостью памятников архитектуры	126
1. Создание глубинных охранных зон	127
2. Усиление фундаментов и оснований с помощью корневидных и вдавливаемых свай	130
3. Усиление основания с помощью химического закрепления грунтов	135
4. Подъем памятников архитектуры	139
5. Восстановление функций распорных систем	140
6. Укрепление конструкций армированием и инъекцией кладки	143
<i>Заключение</i>	148
<i>Список литературы</i>	149

Евгений Меркурьевич Пашкин

Герман Борисович Бессонов

ДИАГНОСТИКА ДЕФОРМАЦИИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ

Редакция литературы по градостроительству и архитектуре

Зав. редакцией *Т.Н. Федорова*

Редактор *Т.А. Гатова*

Мл. редактор *И.Н. Бордачева*

Внешнее оформление художника *А.А. Олендского*

Художественный редактор *Э.С. Хвостюк*

Технический редактор *И.В. Берина*

Корректор *В.И. Галюзова*

ИБ № 3038

Подписано в печать 12.06.84 Т – 12741 Формат 84x108 1/32

Бумага офсетная Печать офсетная Набор машинописный

Усл.печ.л. 7,98 Усл.кр.-отт. 8,19 Уч.-изд.л. 9,61

Тираж 4900 экз. Изд. № А1Х-9391 Заказ № 311

Цена 1 р. 40 к.

Стройиздат, 101442. Москва, Каляевская, 23а

Тульская типография Союзполиграфпрома при
Государственном комитете СССР по делам издательств,
полиграфии и книжной торговли
г. Тула, пр. Ленина, 109

Цена 1 р. 40 к.

В СТРОЙИЗДАТЕ ВЫШЛА В СВЕТ КНИГА

СОВРЕМЕННЫЙ ОБЛИК ПАМЯТНИКОВ ПРОШЛОГО
В КОТОРОЙ РАССМАТРИВАЮТСЯ СОВРЕМЕННЫЕ
ПРОБЛЕМЫ РЕСТАВРАЦИИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕК-
ТУРЫ. РАССКАЗЫВАЕТСЯ ОБ ОСНОВНЫХ ТЕЧЕНИЯХ
В ИСТОРИИ РЕСТАВРАЦИИ, О ЦЕЛЯХ И ЗАДАЧАХ СО-
ВРЕМЕННОЙ НАУЧНОЙ РЕСТАВРАЦИИ, А ТАКЖЕ О
РАЗНООБРАЗНЫХ МЕТОДАХ (В ТОМ ЧИСЛЕ НОВЕЙ-
ШИХ), ПОЗВОЛЯЮЩИХ ВОСТАНОВИТЬ УТРАЧЕННЫЙ
ОБЛИК ПАМЯТНИКА, ПРОСЛЕДИТЬ ИЗМЕНЕНИЯ ЕГО
АРХИТЕКТУРЫ, ПРОИСХОДИВШИЕ В ТЕЧЕНИЕ СТОЛЕ-
ТИЙ И Т.Д. ПОКАЗАНА ВАЖНАЯ РОЛЬ ПАМЯТНИКОВ
АРХИТЕКТУРЫ В ФОРМИРОВАНИИ ОБЛИКА ГОРОДОВ
НАСТОЯЩЕГО И БУДУЩЕГО.

ДЛЯ АРХИТЕКТОРОВ И ИСКУССТВОВЕДОВ.