32

43

<u>Http://www.engstroy.spb.ru</u> – полнотекстовая версия журнала в сети Интернет. Бесплатный доступ, обновление с каждым новым выпуском.

## Инженерно-строительный журнал

научно-прикладное издание

### ISSN 2071-4726

Свидетельство о государственной регистрации: ПИ №ФС77-38070, выдано Роскомнадзором

Специализированный научный журнал. Выходит с 09.2008.

Включен в Перечень ведущих периодических изданий ВАК РФ

Периодичность: 8 раз в год

### Учредитель и издатель:

ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»

### Адрес редакции:

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 227A

### Главный редактор:

Вера Михайловна Якубсон

### Научный редактор:

Николай Иванович Ватин

### Литературный редактор:

Оксана Валерьевна Николенко

### Редакционная коллегия:

д.т.н., проф., зав. каф. ФГБОУ ВПО СПбГПУ Н.В. Арефьев; д.т.н., проф., ректор ГОУ СГАСУ М.И. Бальзанников; к.т.н., проф., проректор по перспективным проектам ФГБОУ ВПО СПбГПУ А.И. Боровков; д.т.н., проф., Вильнюсский технический университет им. Гедиминаса, Э.К. Завадскас; д.т.н., проф., зав. каф. ФГБОУ ВПО СПбГПУ В.В. Лалин; к.т.н., директор РУП «Институт БелНИИС» М.Ф. Марковский;

и другие.

Полный список редсовета и редколлегии – на веб-сайте журнала.

Установочный тираж 1000 экз. Подписано в печать 23.11.12 Формат 60х84/8, усл. печ. л. 12,5. Заказ № 2504 Отпечатано в типографии СПбГПУ. СПб, ул. Политехническая, д. 29

# Содержание

### СОБЫТИЯ

Обследование зданий и сооружений: наука и практика 3 Гидроэнергетика России: текущая ситуация и перспективы 5

### МАТЕРИАЛЫ

Деркач В.Н. Прочность нормального сцепления цементных растворов в каменной кладке 6 Бабков В.В., Гафурова Э.А., Резвов О.А., Мохов А.В. Проблемы высолообразования наружных стен зданий на основе вибропрессованных бетонных блоков и способы защиты стен от высолов 14 Ерофеев В.Т., Богатов А.Д., Богатова С.Н., Казначеев С.В., Смирнов В.Ф. Влияние эксплуатационной среды на биостойкость строительных композитов 23

### КОНСТРУКЦИИ

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений Корниенко С.В. Комплексная оценка теплозащиты ограждающих конструкций оболочки здания

### ОПЫТ

Бондарь И.С. Сдвиговые испытания связных грунтов при различных траекториях нагружения 50 Савин С.Н. Динамический мониторинг строительных конструкций на примере пандуса киноконцертного зала «Пушкинский» в г. Москва 58 Землянский А.А., Аридов В.А., Вертынский О.С. Активный мониторинг несущей конструкции храма «Во имя святой животворящей троицы», г. Балаково 63

### МЕТОДЫ

Сморчков А.А., Кереб С.А., Орлов Д.А., Барановская К.О. Оценка технического состояния эксплуатируемых строительных конструкций зданий и сооружений 70 Исхаков Ш.Ш., Ковалев Ф.Е., Васкевич В.М., Рыжиков В.Ю. Оценка надёжности эксплуатации зданий и сооружений по методикам возникновения риска их неработоспособных состояний 76 Абдуллаев Г.И. Формирование рациональной технологии строительства линейно-протяженных сооружений на основе альтернативных вариантов 89

© ФГБОУ ВПО СПбГПУ, 2012.

На обложке: авторские иллюстрации к статьям номера.

### Контакты:

Тел. +7(812)535-52-47 E-mail: engstroy@inbox.ru Web: Http://www.engstroy.spb.ru

# Обследование зданий и сооружений: наука и практика

19 октября 2012 г. в ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет (СПбГПУ) прошла ІІІ научно-практическая конференция «Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения». В этом году увеличилось и количество участников, и представительство регионов России и зарубежья. Уже традиционно конференция стала площадкой как для обмена опытом между специалистами, так и для обсуждения актуальных научных проблем отрасли.

Заседание началось с фундаментального доклада Романа Болеславовича Орловича, д.т.н., профессора Западно-Померанского технологического университета «Причины образования и морфология трещин в каменных зданиях». В соответствии с российскими нормативными документами трещины относятся к второму предельному состоянию. По мнению Р.Б. Орловича, более адекватными в этом отношении являются европейские нормы. Еврокоды предполагают дифференцированный подход: инженер принимает решение, отнести трещины ко второму предельному состоянию (например, в случае с внутренней перегородкой) или к первому (если находит трещины в несущей конструкции).

Помимо разной степени опасности, трещины разделяются на прямые, перпендикулярные, косые, по шву. Вид трещины зависит, прежде всего, от материала. Так, например, в старых кирпичных зданиях на мягком известковом растворе трещины вообще практически не образовывались. Современные цементно-известковые швы более жесткие, поэтому трещины в них образуются чаще.



Р.Б. Орлович рассказал о каталоге, созданном им совместно с коллегами. Каталог классифицирует причины образования трещин. Он привел основные группы причин:

- неравномерная осадка оснований и фундаментов (60-70% всех трещин);
- перегрузки (надстройки, новое оборудование);
- температурные деформации (в основном в кирпично-монолитных зданиях);
  - усадка и набухание;
  - динамические и особые воздействия.

Большинству специалистов известно, что неравномерные осадки фундамента — основная причина трещин. Но не все знают, какие факторы приводят к неравномерной осадке. Среди прочего, Р.Б. Орлович привел влияние соседних строящихся зданий, отсутствие деформационных швов, неоднородность основания из-за остатков старого фундамента, уплотнение грунта транспортом, подмывание водой и даже распространение корневой системы деревьев. Все эти причины подтверждаются реальными случаями из практики обследования.

Для мониторинга трещин докладчик рекомендовал использовать специальные датчики, позволяющие определить не только ширину раскрытия, но и его скорость, а также угол поворота. Для экспертной оценки трещин можно использовать также моделирование методом конечных элементов.

Другой важной проблемой при обследовании кирпичных и каменных зданий является оценка прочности кладки. Доклад Алексея Владимировича Улыбина, к.т.н., доцента ФГБОУ ВПО СПбГПУ, и Сергея Владимировича Зубкова, ведущего инженера отдела «Обследование зданий и сооружений» ПНИПКУ «Венчур», был посвящен методам контроля прочности полнотелого кирпича.

По словам А.В. Улыбина, методика СНиП имеет ряд существенных недостатков, таких как высокая трудоемкость отбора образцов, существенное повреждение конструкции и необходимость ее восстановления, вынужденный отбор образцов из ненесущих или слабонагруженных конструкций. Альтернативные методы неразрушающего контроля не подтверждены стандартами и имеют очень высокую погрешность, т.е. их результаты недостоверны. Предлагаемый авторами метод контроля прочности по испытаниям образцов-кернов описан в: Улыбин А.В. , Зубков С.В. О методах контроля прочности керамического кирпича при обследовании зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2012. №3(29). С. 29-34.

Обследование зданий и сооружений: наука и практика

докладе начальника отдела обследования ООО «Иркутскстройизыскания» Ивана Александровича Казимирова анализировалось определение прочности сцепления каменной кладки. Нормативные документы этот вопрос обходят: так, в действующем СП сказано только, что прочность сцепления должна определяться испытаниями образцов кладки разрушающими методами и по таблице СНиП «Каменные и армокаменные конструкции». В ГОСТ «Каменные конструкции. Методы определения прочности сцепления» указано два метода контроля:

- по образцам-двойкам (метод построечного контроля);
- отрывом кирпичей с верхних открытых обрезов кладки (метод неудобен для практического применения).

Таким образом, было принято решение о разработке собственной методики контроля прочности нормального сцепления



каменной кладки по образцам-кернам. Согласно этой методике, из кладки выбуривается керн с горизонтальным швом, идущим диаметрально (5 образцов на участок). Затем керны испытываются на домкратной раме, модифицированной из стандартной методики отрыва. Данная методика закреплена в Стандарте организации, разработанном совместно ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и Ассоциацией сейсмостойкого строительства в 2005 г.

Важное место в работе специалиста по обследованию занимает выбор методики, а также конкретного прибора, используемого на объекте. Несколько докладов на конференции было посвящено приборной базе. Так, Александр Юрьевич Харитонов, главный инженер ООО «Технотест», рассказал о методах контроля свайных фундаментов. По его словам, стандарты по обследованию фундаментов сильно устарели, не включают новые методы контроля. Например, метод отклика на акустическое эхо/импульс уже много лет активно используется во всем мире, стандартизирован в 52 странах. Простейший вариант использования метода акселерометр на оголовке сваи с откликом от пяты. Также А.Ю. Харитонов описал более сложные обследования свайных фундаметов. Например. систему параллельного сейсмоисследования, при которой параллельно фундаменту бурится скважина, в которую опускаются приборы контроля. Существуют системы для построечного контроля качества сваи: приборы запускаются в заранее подготовленные каналы в стволе сваи. В других приборах для определения геометрии сваи используются температурные показатели гидратации цемента.

Генеральный директор ООО «АКСИС» Никита Вячеславович Яхонтов в своем выступлении рассказал о новейших приборах ультразвукового контроля конструкций. Н.В. Яхонтов познакомил присутствовавших с новым прибором под названием «томограф» — он обнаруживает дефекты конструкции, а затем выдает ее 3D модель с изображением этих дефектов.

Часть конференции была посвящена обмену опытом: ведущие специалисты в области обследования зданий и сооружений рассказывали о своих уникальных объектах. Так, Олег Александрович Ларин, к.т.н., заместитель генерального директора ОАО «КТБ ЖБ», посвятил свой доклад обследованию Богучанской ГЭС. Особенность объекта в том, что это недостроенная гидроэлектростанция, которая долгое время была заброшена, а теперь планируется к восстановлению. Основной целью обследования было получение рекомендаций по противофильтрационным и укрепляющим мероприятиям. В ходе обследования проводилось контрольное бурение и гидроопробование скважин. Также специалистам пришлось столкнуться с не вполне стандартными конструкциями, такими как «бетонная кладка» и асфальтобетонная диафрагма плотины.



Сергей Николаевич Савин, д.т.н., профессор ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, посвятил свой доклад опыту использования метода свободных колебаний при обследовании киноконцерного зала «Пушкинский». Подробнее об этом в его статье на стр. 58.

В заключение конференции А.В. Улыбин рассказал об изменениях, внесенных в Сборник базовых цен на обследование и обмерные работы. Многие расценки значительно повысились, что придало оптимизма участникам конференции.

В.М. Якубсон

# Гидроэнергетика России: текущая ситуация и перспективы

25 октября в Санкт-Петербурге состоялась VII научно-практическая конференция «Гидроэнергетика: новые разработки и технологии». На конференции обсуждались вопросы законодательства и финансирования в данной отрасли, проблемы подготовки кадров высшей квалификации.

Виктор Васильевич Елистратов, заведующий кафедрой «Возобновляющиеся источники энергии и гидроэнергетика» ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический своем докладе акцентировал внимание на вопросах энергоэффективности за счет распространения и внедрения новых возобновляемых источников энергии (ВИЭ). Электроэнергетика России нуждается в существенной реорганизации. При современных темпах использования запасов нефти через 20 лет Россия может превратиться из экспортера этого природного ресурса в импортера. Но в настоящее время ведутся серьезные работы по внедрению ВИЭ, и к 2020 году они смогут поставлять около 20% энергии в мире. Положительный эффект дает также использование местных ресурсов: уменьшение затрат на транспортировку и снижение цен на электроэнергию. Для российской гидроэнергетики это особенно актуально. Необходимо не только повышать энергоэффективность экономики, но и осваивать новые источники ресурсов: Восточную Сибирь и Дальний Восток.

Другим источником повышения эффективности отрасли могут стать новые строительные материалы. По мнению Александра Владимировича Петушкова, советника Управляющего директора ОАО «Роснано», нанотехнологии помогут решить проблему создания современных строительных материалов, в том числе для гидротехнического строительства.

Живая дискуссия развернулась вокруг вопросов нормативного и технического регулирования в области гидротехнического строительства. На сегодняшний день многие важные СНиПы не подлежат обязательному исполнению, а носят рекомендательный характер. Участники конференции выступали за то, чтобы строительные нормы и правила оставались действующими нормативными документами обязательного исполнения на всей территории России.

Исполнительный директор Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники имени Б. Е. Веденеева Евгений Николаевич Беллендир в своем выступлении говорил о системе безопасности объектов гидроэнергетики ОАО «РусГидро». Объекты компании расположены в различных регионах страны. И основные вызовы, с которыми сталкиваются специалисты, это природно-климатические условия, различные стадии жизненного цикла объектов, отсутствие единых нормативных требований к гидротехническому строительству. Все эти проблемы требуют пристального внимания.

После аварии на Саяно-Шушинской ГЭС были пересмотрены и существенно изменены стандарты эксплуатации сооружений, предусмотрены дополнительные требования по обеспечению безопасности на объектах. Главная цель управления безопасностью — это преодоление таких недостатков, как анализ ситуации постфактум, отсутствие единой базы данных, различные подходы к анализу безопасности, отсутствие единых норм поведения. Приоритетами компании стали постоянный контроль безопасности, соответствие существующих параметров сооружений стандартам безопасности, готовность к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций. Осуществляется работа аналитического центра, где специальные структурные подразделения обеспечивают аналитику и связь с филиалами, их функционирование, корректировку действий и поведения. По мнению Е.Н. Беллендира, для прогнозирования и оценки возможных последствий событий необходимо создавать модели сооружений, используя индексный метод оценки состояния оборудования, что позволит целенаправленно и осознанно решать существующие проблемы.

Заместитель председателя правления ОАО «РусГидро» Джордж Ильич Рижинашвили рассказал, что в компании планируется системная реорганизации научно-технологического комплекса, что позволит конкурировать с зарубежными компаниями. В мае 2012 года было принято решение о создании специализированного инновационного фонда с привлечением инновационных институтов. Его основная цель — создание новых технологий бесперебойного функционирования гидротехнологических систем, снижение затрат на производство, сотрудничество с другими компаниями. Предполагается реорганизация научных институтов компании, интенсификация их работы, передача им новых проектов и привлечение новых сотрудников.

О.В. Николенко

# Прочность нормального сцепления цементных растворов в каменной кладке

К.т.н., докторант В.Н. Деркач\*,

ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Ключевые слова: каменная кладка; кладочный раствор; прочность сцепления; отрыв

Сцепление между камнем и раствором и сопротивление раствора в швах кладки растяжению зависит от многих факторов, важнейшими из которых являются:

- прочность применяемого раствора (в общем случае с увеличением марки раствора повышается общая прочность кладки);
- конструкция камня (наличие/отсутствие пустот), характер и состояние его поверхности (наличие шероховатостей, пор и неровностей), чистота поверхности камня;
- водоудерживающая способность раствора, состав и качество составляющих его компонентов;
- режим твердения раствора (температурные показатели, наличие нагрузок и вид воздействия на кладку);
- возраст раствора при испытании;
- увлажнение камня при выполнении кладки.

Перечисленные факторы трудно учесть при оценке прочности нормального сцепления раствора с камнем. По этой причине СНиП II-22-81\* запрещает проектирование каменных конструкций, прочность которых определяется только нормальным сцеплением камня и раствора, в том числе и конструкций, работающих на растяжение по неперевязанным сечениям. Тем не менее, существуют практически важные случаи, при которых прочность кладки при растяжении и срезе определяет несущую способность конструкции. К ним, прежде всего, следует отнести каменные конструкции, подверженные сейсмическим воздействиям, каменное заполнение каркасных зданий, в которых при ветровых и крановых воздействиях возникает перекос ячеек каркаса, облицовочные слои многослойных каменных стен при температурных воздействиях, каменные стены и перегородки, установленные на гибкие диски перекрытий, случаи неравномерной осадки оснований фундаментов [1-9].

В соответствии с действующим СНиП II-22-81\* [10] нормальное сцепление (прочность каменной кладки осевому растяжению по неперевязанному сечению)  $R_t$  зависит только от предела прочности раствора при сжатии и вида камня. При этом повышение сцепления с возрастанием прочности раствора выше 5 МПа не учитывается.

В Еврокоде 6 [11] данные по прочности каменной кладки осевому растяжению по неперевязанному сечению отсутствуют. Еврокод 6 лишь указывает, что сцепление между кладочными элементами и раствором должно быть достаточным для предусмотренного вида кладки и определяться согласно стандартам EN 1052-3 и EN 1052-5 конкретно для каждого вида кладки. Стандарт EN 1052-3 устанавливает прочность касательного сцепления, которая является начальной прочностью при сдвиге, а EN 1052-5 – прочность нормального сцепления.

Примерно с середины 90-х годов в странах СНГ появились новые виды кладочных растворов и кладочных элементов: сухие растворные смеси заводского изготовления, поризованная керамика, блоки из ячеистого бетона и т.п. Широкое распространение получили технологии кладочных работ, позволяющие возводить каменную кладку на тонких растворных швах. Исследованиям прочности сцепления растворов для тонкослойных швов в каменной кладке посвящены работы [12-19]. Несмотря на обширный объем исследований, данные, касающиеся прочности нормального сцепления для таких кладок, в нормативных документах отсутствуют.

### Методика испытаний

Определение прочности нормального сцепления в каменной кладке производилось на образцах, состоящих из двух кладочных элементов, соединенных между собой растворным швом. Форма и геометрические размеры кладочных элементов, из которых готовились опытные образцы кладки, показаны на рис. 1.

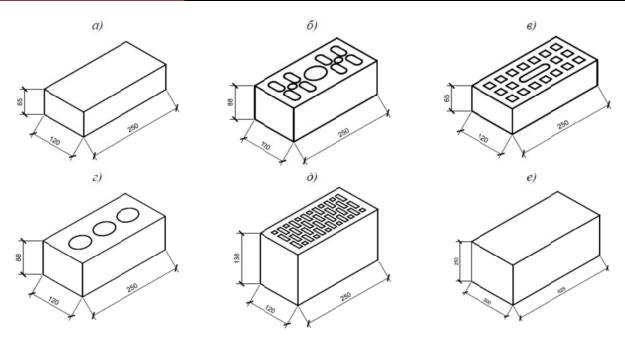


Рисунок 1. Форма и геометрические размеры кладочных элементов: а – полнотелый керамический кирпич КРО; б – пустотелый керамический кирпич КРПУ пустотностью V=18%; в – пустотелый керамический кирпич КРПО пустотностью V=30%; г – силикатный кирпич СУР пустотностью V=18%; д – керамический поризованный камень КПП пустотностью V=42.3%; е – ячеистобетонный блок

Для приготовления кладочных растворов использовалась сухая растворная смесь М100 заводского изготовления. Прочность при сжатии раствора устанавливалась в соответствии с требованиями EN 1015-11 . Из данной растворной смеси путем изменения пропорций составляющих готовилась растворная смесь других прочностных показателей. Опытные образцы выполнялись на растворах прочностью при сжатии  $f_m = 10.9$  МПа,  $f_m = 7.9$  МПа,  $f_m = 3.1$  МПа с толщиной шва 10 мм. Для выполнения образцов на тонкослойных швах применялась заводская клеевая растворная смесь М75. Образцы на тонких растворных швах изготавливались из ячеистобетонных блоков D500 прочностью B2,5.

Всего было испытано 14 серий образцов каменной кладки. Каждая серия включала в себя не менее 5 образцов.

Прочность сцепления определялась методом изгибающего момента по методике EN 1052-5 (рис. 2).

Испытуемый образец зажимался с помощью струбцины таким образом, чтобы нижний кладочный элемент имел достаточную степень защемления, а испытываемый шов находился на расстоянии 10-15 мм от края зажима. Для обеспечения равномерного обжатия кладочного элемента между ним и зажимом устанавливались металлические пластины и упругая прокладка в виде резины.



Рисунок 2. Общий вид испытаний

Затем зажимался верхний кладочный элемент, и устанавливалось плечо рычага в горизонтальное положение. Нагрузка на плечо рычага прикладывалась при помощи испытательной машины УМЭ-10М. Скорость нагружения выбиралась такой, чтобы разрушение возникло в пределах от 2 мин до 5 мин от начала приложения нагрузки. В ходе испытаний регистрировались величина разрушающей нагрузки и характер разрушения опытных образцов.

Прочность сцепления для каждого случая разрушения вычислялась с точностью до 0,01 H/мм<sup>2</sup> по формуле (1):

$$f_{wi} = \frac{F_1 e_1 + F_2 e_2 - \frac{2}{3} d \left( F_1 + F_2 + \frac{W}{4} \right)}{Z},$$
(1)

$$_{\text{где}} Z = \frac{bd^2}{6};$$

b – средняя длина испытываемого горизонтального шва, мм;

d – средняя ширина образца, мм;

 $e_{I}$  – расстояние от оси приложения нагрузки до растянутой грани образца, мм;

 $e_2$  – расстояние от центра тяжести рычага и струбцины до растянутой грани образца, мм;

 $F_{1}$  – прикладываемая нагрузка, H;

 $F_2$  – нагрузка от веса рычага и струбцины, H;

W – нагрузка от веса верхнего кладочного элемента, включая прилипший строительный раствор, H.

### Результаты испытаний

Разрушение всех образцов, выполненных из полнотелого керамического кирпича, независимо от прочности кладочного раствора произошло по границе между раствором и кладочным элементом (рис. 3a). С увеличением прочности раствора прочность нормального сцепления возрастала.

Образцы, выполненные из пустотелого керамического кирпича КРПУ с объемом пустот 18% на растворе прочностью  $f_m = 10.9~\rm M\Pi a$  и  $f_m = 7.9~\rm M\Pi a$ , разрушились либо по границе между раствором и двумя кладочными элементами, либо по границе между раствором и верхним или нижним кладочными элементами. Разрушение всех опытных образцов, изготовленных на растворе прочностью  $f_m = 3.1~\rm M\Pi a$ , произошло по границе между раствором и верхним или нижним кладочным элементом. При разрушении опытных образцов на растворах прочностью  $f_m = 10.9~\rm M\Pi a$  и  $f_m = 7.9~\rm M\Pi a$  чаще всего наблюдалось выдергивание кладочного раствора из пустот камня (рис. 3б, в), а в образцах на растворе прочностью  $f_m = 3.1~\rm M\Pi a$  разрыв раствора (рис. 3г).

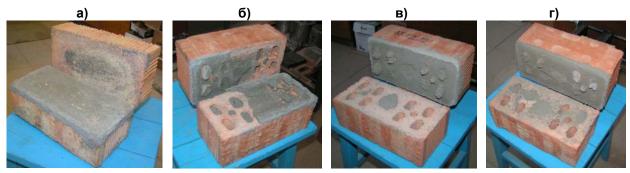


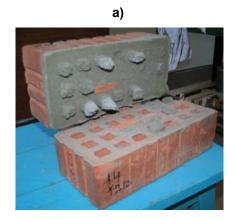
Рисунок 3. Характер разрушения образцов кладки: а – из полнотелого керамического кирпича;

б – из пустотелого керамического кирпича КРПУ при прочности раствора  $f_m$  = 10,9 МПа; в – при прочности раствора  $f_m$  = 7,9 МПа; г – при прочности раствора  $f_m$  = 3,1 МПа

При испытаниях кладки из пустотелого кирпича разница в значениях прочности нормального сцепления для образцов, выполненных на прочном и слабом растворе, была меньше, чем в образцах из полнотелого кирпича. Объясняется это тем, что раствор, входящий в отверстия камня, при разрушении должен быть выдернут или разорван, что создает дополнительное к нормальному сцеплению сопротивление растяжению.

Разрушения образцов из керамического пустотелого кирпича КРПО объемом пустот 30% происходило по границе между кирпичом и раствором. При этом, в образцах, выполненных на прочном растворе, при разрушении преимущественно происходило выдергивание раствора из пустот, а в образцах на слабом растворе – его разрыв.

Прочность нормального сцепления образцов, изготовленных из керамического кирпича КРПО, на растворе прочностью  $f_m$  = 10,9 МПа была близка к прочности образцов из кирпича КРПУ, в то время как образцы, выполненные на растворе прочностью  $f_m$  = 3,1 МПа, показали большую прочность сцепления, чем образцы из кирпича КРПУ. Это объясняется тем, что разрушение образцов, выполненных на прочном растворе, происходило вследствие потери сцепления раствора с камнем и выдергивания раствора из пустот камня, а на слабом растворе — разрыва последнего (рис. 4). Площадь поверхности разрыва раствора в образцах, выполненных из кирпича пустотностью 30%, больше, чем в образцах из кирпича пустотностью 18%.



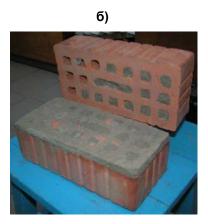


Рисунок 4. Характер разрушения образцов кладки из пустотелого керамического кирпича КРПУ: а – при прочности раствора  $f_m$  = 10,9 МПа; б – при прочности раствора  $f_m$  = 3,1 МПа

Разрушение образцов, изготовленных из поризованных камней на прочном растворе  $f_m = 10.9 \, \mathrm{M}\Pi \mathrm{a}$ , происходило по границе между камнем и раствором и сопровождалось разрывом и выдергиванием раствора из пустот с отрывом материала камня. В образцах, выполненных на растворе прочностью  $f_m = 7.9 \, \mathrm{M}\Pi \mathrm{a}$ , при разрушении преимущественно происходило выдергивание раствора из пустот с частичным отрывом материала камня, а в образцах на растворе прочностью  $f_m = 3.1 \, \mathrm{M}\Pi \mathrm{a}$  — разрыв раствора без разрушения материала камня (рис. 5).

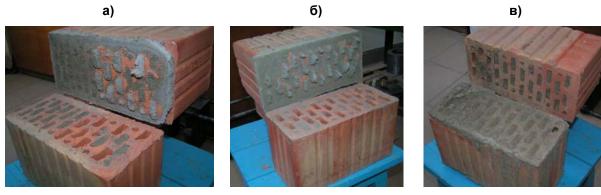


Рисунок 5. Характер разрушения образцов кладки из поризованных керамических камней КПП: а – при прочности раствора  $f_m$  =10,9 МПа; б – при прочности раствора  $f_m$  =7,9 МПа; в – при прочности раствора  $f_m$  = 3,1 МПа

Разрушение образцов кладки, выполненных из силикатного кирпича на растворе прочностью  $f_m = 3,1$  МПа, происходило по границе между раствором и кладочным элементом (рис. 6а). Выдергивания раствора из пустот кладочного элемента или его разрыва не наблюдалось. В образцах, изготовленных на растворе прочностью  $f_m = 10,9$  МПа, наблюдалось разрушение как по границе раствора и камня (рис. 8а) или по границе раствора и двух камней (рис. 6в), так и по границе раствора и камня с выдергиванием раствора из пустот (рис. 6б).

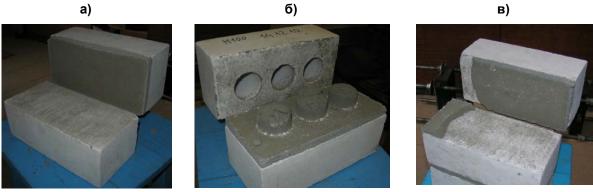


Рисунок 6. Характер разрушения образцов из силикатного кирпича: а – при прочности раствора  $f_m = 3,1$  МПа; б, в – при прочности раствора  $f_m = 10,9$  МПа



Рисунок 7. Характер разрушения образцов из ячеистобетонных блоков на тонких растворных швах

Разрушение всех образцов, изготовленных из ячеистобетонных блоков на тонких растворных швах, происходило непосредственно по растворному шву (рис. 7). Это свидетельствует о том, что прочность клеевого растворного шва на растяжение оказалась меньше прочности его сцепления с камнем.

Результаты определения прочности нормального сцепления раствора с кладочными элементами и их сравнение с данными действующих норм [10] приведены в таблице 1.

В графе 4 таблицы 1 значение временного сопротивления кладки осевому растяжению  $R_{tu}$  принималась равным 2,25· $R_t$ , где 2,25 — коэффициент перехода от расчетного сопротивления кладки растяжению по неперевязанному сечению  $R_t$  согласно СНиП II 22-81 к среднему значению временного сопротивления  $R_{tu}$  при нормируемом коэффициенте вариации прочности 15% и коэффициенте безопасности по кладке  $k_6$  = 1,575.

Из таблицы 1 следует, что значения прочности нормального сцепления  $R_{tu}$ , приведенные в [10], удовлетворительно согласуются с экспериментальными данными, полученными для образцов из керамического пустотелого кирпича с объемом пустот 18%. Образцы из керамического кирпича пустотностью 30% показали удовлетворительную сходимость опытных значений  $f_{w,obs}$  с данными норм [10] для раствора прочностью  $f_m = 10.9\,$  МПа. Опытные значения нормального сцепления раствора прочностью  $f_m = 3.1\,$  МПа для этого типа образцов оказались примерно в 1,7 раза выше значений  $R_{tu}$ , приведенных в [10].

Таблица 1. Сравнение опытных значений прочности нормального сцепления раствора с данными, приведенными в нормах [10]

Вид и прочность кладочного элемента	Прочность кладочного раствора <i>f<sub>m</sub></i> <i>(МПа)</i>	Средние значения прочности нормального сцепления $f_{w,obs}$ (МПа)	Прочность нормального сцепления по СНиП II- 22-81 <i>R<sub>tu</sub> (МПа)</i>	f <sub>w,obs</sub> /R <sub>tu</sub>
1	2	3	4	5
Полнотелый	10,9	0,32	0,18	1,78
керамический кирпич	7,9	0,31	0,18	1,72
M 150	3,1	0,14	0,11	1,27
Кораминоский кирпин	10,9	0,28	0,23	1,21
Керамический кирпич пустотностью 18% M125	7,9	0,27	0,23	1,17
	3,1	0,16	0,14	1,14
Керамический кирпич	10,9	0,27	0,23	1,17
пустотностью 30% М150	3,1	0,24	0,14	1,71
Поризованный	10,9	0,6	0,23	2,60
керамический камень пустотностью 42,3%	7,9	0,58	0,23	2,52
M150	3,1	0,46	0,14	3,28
Силикатный	10,9	0,19	0,13	1,46
пустотелый кирпич М150	3,1	0,03	0,08	0,4
Ячеистобетонный блок D500 B2,5 на тонкослойном клеевом растворе	7,5	0,08	-	-

Прочность сцепления раствора  $f_{w,obs}$  образцов из полнотелого кирпича была примерно в 1,7 раза выше значений  $R_{tu}$ , приведенных в [10], для прочных растворов  $f_m$  = 7,9-10,9 МПа, для раствора прочностью  $f_m$  = 3,1 МПа данное превышение составило 1,27 раза.

Наиболее высокую прочность сцепления раствора с кладочными элементами показали образцы, изготовленные из поризованных керамических камней. Для указанных образцов отношение  $f_{w,obs}/R_{tu}$  находилось в пределах 2,51- 3,28, при этом прочность сцепления  $f_{w,obs}$  была примерно в 2 раза выше, чем в образцах из керамического кирпича.

Наименьшие значения прочности сцепления были зафиксированы в образцах из силикатного кирпича. Опытное значение сцепления раствора прочностью  $f_m$  = 10,9 МПа с силикатным кирпичом  $f_{w,obs}$  было выше значения  $R_{tu}$  приведенного в [10], в 1,46 раза, для раствора прочностью  $f_m$  = 3,1 МПа значение  $f_{w,obs}$  было близко к нулю.

Прочность тонкослойного клеевого растворного шва образцов из ячеистобетонных блоков составила 0,08 МПа. При этом разрушение всех испытанных образцов произошло по телу растворного шва, что свидетельствует о низкой прочности раствора на осевое растяжение.

Коэффициент вариации прочности нормального сцепления для кладок из керамического и силикатного кирпича составил около 30%, для кладок из поризованных керамических камней и ячеистобетонных блоков – около 15%.

Графическая интерпретация результатов испытаний приведена на рисунке 8.

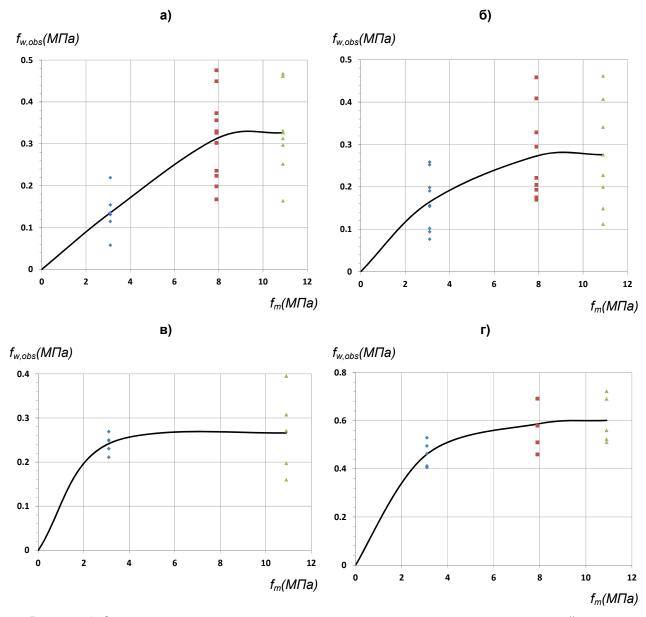


Рисунок 8. Зависимость прочности нормального сцепления раствора в каменной кладке  $f_{w,obs}$  от прочности раствора при сжатии  $f_m$ : а – кладка из керамического полнотелого кирпича; б – из керамического пустотелого V=18%; в – из керамического пустотелого V=30%; г – из поризованных керамических камней V=42,3%

Из рис. 8 следует, что в образцах, выполненных из керамического полнотелого кирпича, прочность нормального сцепления раствора с камнем достаточно интенсивно нарастает при марках раствора, превышающих граничное значение М50, которое установлено в действующих нормах [10] . Замедление роста прочности сцепления наблюдалось при прочности раствора  $f_m$ , большей 7.9 МПа.

В образцах, выполненных из пустотелого керамического кирпича с объемом пустот 18%, с ростом прочности раствора от 3,1 до 7,9 МПа прочность нормального сцепления росла медленнее, чем в образцах из полнотелого кирпича. Объясняется это разным механизмом их разрушения. С увеличением прочности раствора  $f_m$  от 7,9 до 10,9 МПа прочность нормального сцепления практически не изменялась.

В образцах, изготовленных из керамического пустотелого кирпича с объемом пустот 30% и керамических поризованных камней, интенсивный рост прочности нормального сцепления раствора с камнем наблюдался при прочности менее 3,1 МПа. С ростом прочности раствора от 3,1 МПа до 10,9 МПа прочность сцепления раствора с керамическим пустотелым кирпичом возросла на 13%, а с поризованными керамическими камнями на 30%.

### Заключение

По результатам проведенных испытаний можно сделать следующие выводы.

- 1. Прочность нормального сцепления раствора  $f_{w,obs}$  с полнотелым и дырчатым кирпичом при значениях прочности раствора  $f_m$ = 7,9-10,9 МПа отличается незначительно. При этом прочность сцепления раствора с полнотелым кирпичом и дырчатым кирпичом с объемом пустот V=18% интенсивно нарастала при марках раствора, превышающих граничное значение М50, которое установлено в действующих нормах [10].
- 2. Прочность сцепления раствора  $f_{w,obs}$  с дырчатым кирпичом с объемом пустот V=30% интенсивно нарастала с увеличением прочности раствора  $f_m$  до 3,1 МПа. При дальнейшем росте прочности раствора прочность его сцепления с камнем практически не изменялась.
- 3. Наиболее высокая прочность сцепления раствора обеспечивается с поризованными керамическими камнями. С изменением прочности раствора  $f_m$  от 3,1 МПа до 10,9 МПа прочность его сцепления с поризованными камнями возрастала с 0,46 до 0,6 МПа.
- 4. Сцепление раствора прочностью  $f_m$ = 10,9 МПа с силикатным кирпичом оказалась в 1,5-1,7 раза ниже, чем с керамическим дырчатым и полнотелым кирпичом. При значениях прочности кладочного раствора  $f_m$ = 3,1 МПа прочность его сцепления  $f_{w,obs}$  с силикатным кирпичом была близка к нулевой.
- 5. Разрушение всех опытных образцов, выполненных на тонкослойном клеевом растворе, произошло по телу растворного шва. Это свидетельствует о том, что сопротивление клеевого раствора растяжению ниже прочности его сцепления с ячеистобетонными блоками. Прочность при растяжении растворного шва, соединяющего блоки из ячеистого бетона, составила 0,08 МПа.

### Литература

- 1. Поляков С. В. Каменная кладка в каркасных зданиях. М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. 189 с.
- 2. Salah El-Din Fahmy Taher, Hamdy Mohy El-Din Afefy. Role of masonry infill in seismic resistance of RC Structures // The Arabian Journal for Science and Engineering. 2008. № 2B. Pp. 291-306.
- 3. Meng-Hao Tsai, Tsuei-Chiang Huang. Numerical Investigation on the Progressive Collapse Resistance of an RC Building with Brick Infills under Column Loss // International Journal of Engineering and Applied Sciences. 2011. № 7:1. Pp. 27-34.
- 4. Lourenço P. B. Computational strategies for masonry structures. PhD Dissertation. Delft University of Technology, Delft University Press. The Netherlands, 1996. 209 p.
- Kubica J. Mechanika muru obciążonego w swej płaszczyźnie. Monografie Politechniki Śląskiej. Gliwice, 2011. 382 s.
- 6. Ищук М. К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. М.: РИФ «Стройматериалы», 2009. 360 с.

- 7. Деркач В. Н. О морфологии трещин, возникающих во внутренних перегородках современных зданий // Вестник Брестского государственного технического университета Строительство и архитектура. 2010. № 1. С. 43-45.
- 8. Jasinski R. Proektowanie elementow scinanych wedlug PN-EN 1996-1 i PN-EN 1996-3 // XXVI Ogolnopolskie warsztaty Pracy proektanta konstrukcji. Szczyrk, 2011. S. 453-499.
- 9. Drobiec L., Kubica J. Zapobieganie zarysowaniom scian murowych opartych na stropach zelbetowych // Materialy budowlane. 2006. № 4. Pp. 21-23.
- 10. СНиП II22-81\*. Каменные и армокаменные конструкции. Госстрой СССР. М: Стройиздат, 1983. 40 с.
- 11. EN 1996-1-1:2005. Eurocode 6. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. 127 p.
- 12. Деркач В. Н. Прочность касательного сцепления цементных растворов в каменной кладке // Инженерно-строительный журнал. №3 (29). 2012. С. 19-28.
- 13. Грановский В. А., Джамуев Б. К. К вопросу о возможности применения стен из ячеистобетонных блоков в сейсмических районах // Промышленное и гражданское строительство. № 4. 2011. С. 37-39.
- 14. Грановский В. А., Джамуев Б. К. Повышение прочности стен из ячеисто-бетонных блоков // Жилищное строительство. № 9. 2011. С. 39-41.
- 15. Kubica J. Wstępne badania murów z bloczków z betonu komórkowego poddanych ścinaniu ze ściskaniem: Praca BK-273/RB-2/98. Raport, Katedra Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Śląska. Gliwice. 1998. 67 s.
- 16. Lewicki B., Szczygielski A. Badania wytrzymałościowe muru na cienkie spoiny z bloczków YTONG: Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej "Konstrukcje Murowe". Puławy. 1998. S. 21-29.
- 17. Пономарев О. И., Ломова Л. М. Прочность и деформативность кладки из современных эффективных стеновых материалов // Промышленное и гражданское строительство. № 3. 2007. С. 29-31.
- 18. Галкин С. Л., Сажнев Н. П. Применение ячеистобетонных изделий: теория и практика. Минск: Стринко, 2006. 447 с.
- 19. Brameschuber W., Schmidt U., Gu Kang B., Hannawald J. Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Schubfestigkeit von Mauerwerk // Mauerwerk. 2005. № 9. Pp. 132-142.

\*Валерий Николаевич Деркач, г. Брест, Республика Беларусь Тел. раб.: (+375-296-411962); эл. почта: v-derkatch@yandex.ru

© Деркач В.Н., 2012

# Проблемы высолообразования наружных стен зданий на основе вибропрессованных бетонных блоков и способы защиты стен от высолов

Д.т.н., профессор В.В. Бабков; аспирант Э.А. Гафурова\*; аспирант О.А. Резвов; к.т.н., инженер А.В. Мохов,

ФГБОУ ВПО Уфимский государственный нефтяной технический университет

**Ключевые слова:** вибропрессованные бетонные блоки; высолообразование; высолы; химический состав; минералогический состав; гидрофобизация

На сегодняшний день по-прежнему остается актуальной проблема высолообразования на поверхностях наружных стен зданий и элементов малой архитектуры, выполненных на основе вибропрессованных бетонных блоков (изделий, производимых на линиях Besser, Masa-Henke и др.) с использованием кладочных растворов на цементной и известково-цементной основах (рис. 1). Несмотря на достаточную изученность процессов образования высолов [1-8], в этой области до сих пор остается много неразрешенных вопросов.









Рисунок 1. Высолообразование на поверхностях наружных стен зданий на основе вибропрессованных бетонных блоков

Существует множество способов очистки и блокировки поверхности бетонных конструкций и изделий на портландцементной основе от продуктов высолообразования. Однако среди них многие имеют существенные недостатки, такие как материалоемкость, трудоемкость и длительность процессов предварительной очистки поверхности, необходимость введения различных добавок на разных этапах очистки и т.д. [9, 10]. Для решения этой проблемы необходимо подробное изучение химизма процессов высолообразования.

Основными источниками высолообразования в кладках на основе вибропрессованных бетонных блоков являются избыточное количество оксидов калия и натрия в цементах и минералогический состав цемента, а также противоморозные добавки  $NaNO_2$ ,  $K_2CO_3$ , используемые в кладочных растворах в зимнее время, и добавка — ускоритель твердения  $Na_2SO_4$  [2-5].

В условиях интенсивного увлажнения кладки (при замачивании дождем или тающим снегом) происходит процесс гидратации оксидов щелочных металлов  $K_2O$  и  $Na_2O$ , присутствующих в цементах в количестве до 2-2,5%, а также гидросиликатных фаз портландщемента. Формируются растворы щелочей Na и K, растворимый гидроксид Ca, которые выходят на поверхность кладки. На поверхности данные фазы карбонизируются углекислым газом воздуха.

В целях более подробного изучения этих процессов, а также определения химического и минералогического состава продуктов высолообразования из вибропрессованных бетонных изделий, авторами были проведены исследования на приставке Oxford PЭM JEOL JSM-6610 LV и дифрактометре D2 Phaser.

Чистые образцы вибропрессованных бетонных стеновых блоков из одной партии в лабораторных условиях помещались в ванночки с водой для осуществления процесса капиллярного подсоса. Пробы высолов собирались при их первом появлении на поверхности и в процессе последующего увеличения объема продуктов высолообразования через равные промежутки времени. Пробы анализировались на приставке Oxford PЭM JEOL JSM-6610 LV. На рис. 2 показаны снимки частиц продуктов высолообразования при различных увеличениях.

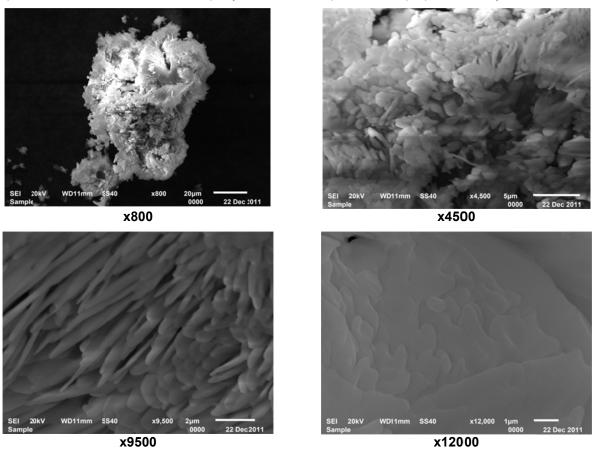


Рисунок 2. Частицы первичных продуктов высолообразования из вибропрессованного бетонного стенового блока при разных увеличениях

Элементный анализ всех проб показал присутствие C, O, Na, K. Данные усредненных результатов количественного анализа (табл. 1, рис. 3) указывают на вероятность наличия карбонатов натрия и калия ( $Na_2CO_3$ ,  $K_2CO_3$ ) в составе исследуемых солей.

Таблица 1. Количественное соотношение элементов в составе проб продуктов высолообразования из вибропрессованного бетонного стенового блока

Элемент	Весовой %	Атомный%
С	21.76	28.27
Na	14.72	9.99
K	0.34	0.14
0	63.17	61.60
Итоги	100.00	

Бабков В.В., Гафурова Э.А., Резвов О.А., Мохов А.В. Проблемы высолообразования наружных стен зданий на основе вибропрессованных бетонных блоков и способы защиты стен от высолов

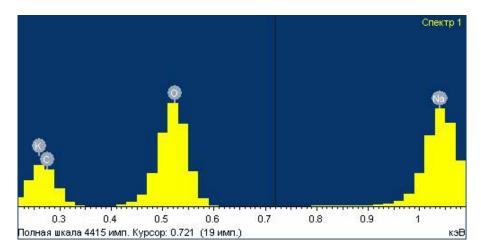


Рисунок 3. Спектрограмма пробы первичных продуктов высолообразования из вибропрессованного бетонного стенового блока

Кроме того, были собраны высолы с поверхности стен зданий, имеющих возраст кладки на основе вибропрессованных бетонных блоков более 5 лет, которые также были изучены на приставке Oxford PЭM JEOL JSM-6610 LV. На рис. 4 приведены снимки частиц продуктов высолообразования, собранных с кладки здания в возрасте 11 лет.

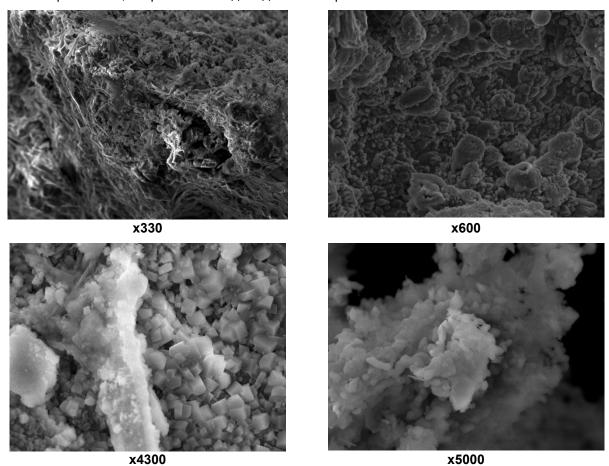


Рисунок 4. Частица продуктов высолообразования из кладки на основе вибропрессованных бетонных блоков в возрасте 11 лет при разных увеличениях

Элементный анализ проб показал присутствие элементов Ca, C, O, Na, K. Также присутствует элемент S, что можно объяснить выходом  $Na_2SO_4$ , который, вероятнее всего, вводился в кладочный раствор швов в качестве добавки-ускорителя при возведении кладки. Данные усредненных результатов количественного анализа (табл. 2, рис. 5) указывают на вероятность нахождения карбонатов кальция, натрия и калия (CaCO $_3$ ,  $Na_2CO_3$ ,  $K_2CO_3$ ) в составе исследуемых солей.

Таблица 2. Количественное соотношение элементов в составе проб продуктов высолообразования из кладки на основе вибропрессованных бетонных блоков в возрасте 11 лет

Элемент	Весовой %	Атомный %
С	13.12	19.48
0	48.64	54.20
Na	23.51	18.23
S	13.81	7.68
K	0.53	0.24
Ca	0.38	0.17
Итоги	100.00	

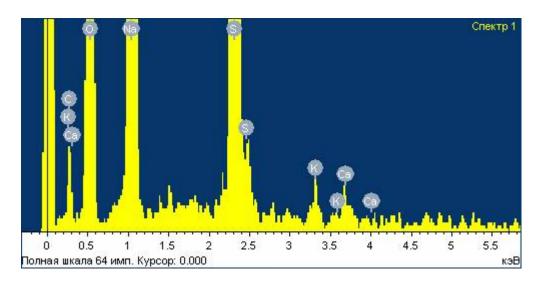


Рисунок 5. Спектрограмма пробы продуктов высолообразования из кладки на основе вибропрессованных бетонных блоков в возрасте 11 лет

Отсутствие катиона  $Ca^{+2}$  в составе проб первичных высолов и его наличие во всех образцах, собранных с кладок, имеющих возраст свыше 5 лет, указывает на то, что малорастворимый  $Ca(OH)_2$  на небольших сроках замачивания не выходит на поверхность вместе с другими растворимыми щелочами, а карбонизируется во внутрипоровом пространстве. Кроме того, количественные соотношения элементов показывают явное преобладание иона  $CO_3^{-2}$ . Это позволяет утверждать, что карбонизация гидроксидов натрия и калия происходит в полном объеме сразу после выхода на поверхность.

Полученные данные подтверждаются результатами анализа рентгенограмм, полученных на дифрактометре D2 Phaser.

С поверхности образцов, находившихся в режиме капиллярного подсоса в течение трех месяцев, были сняты сколы из двух областей: неувлажненной зоны и зоны образования высолов (рис. 6). Далее 8 образцов исследовались на дифрактометре D2 Phaser с целью определения фазового состава.

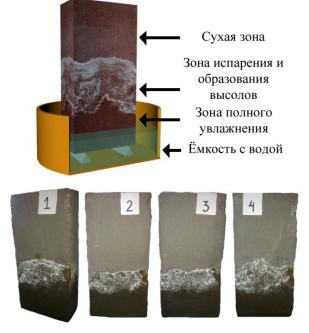


Рисунок 6. Образцы вибропрессованных бетонных блоков, в режиме капиллярного подсоса в течение трех месяцев

На дифрактометре D2-Phaser также исследовались пробы продуктов высолообразования из кладки на основе вибропрессованных бетонных блоков в возрасте 11 лет (рис. 7-9). Бабков В.В., Гафурова Э.А., Резвов О.А., Мохов А.В. Проблемы высолообразования наружных стен зданий

на основе вибропрессованных бетонных блоков и способы защиты стен от высолов

Полученные результаты позволяют предположить следующий механизм процесса высолообразования в вибропрессованных бетонных штучных стеновых изделиях. В процессе гидратации исходных материалов в объеме изделия образуются гидроксиды кальция, натрия и калия:

$$K_2O + H_2O \rightarrow 2KOH; Na_2O + H_2O \rightarrow 2NaOH;$$
  $C_3S + \beta - C_2S + C_3A + C_4AF + CS + H \rightarrow C-S-H + эттрингит + Ca(OH)_2 + др.$ 

Концентрация Ca(OH)<sub>2</sub> значительно превышает концентрацию NaOH и KOH. Таким образом, исходя из закона действующих масс, гидроксид кальция первым вступает в реакцию с углекислым газом воздуха при замачивании изделия [6]:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 + H_2O \rightarrow CaCO_3 \downarrow + 2H_2O$$
.

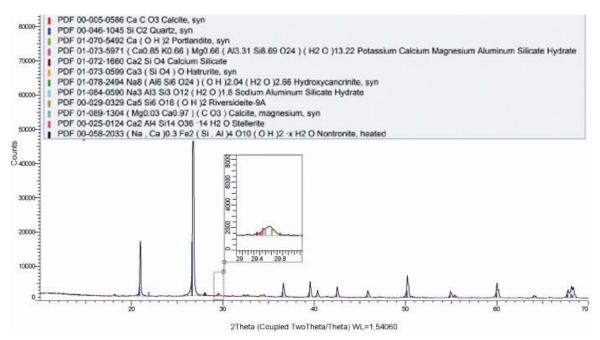


Рисунок 7. Рентгенограмма скола увлажненной зоны вибропрессованного бетонного блока после трех месяцев замачивания капиллярным подсосом

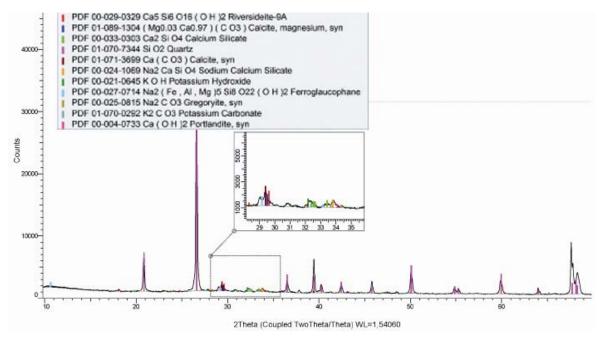


Рисунок 8. Рентгенограмма скола увлажненной зоны вибропрессованного бетонного блока после трех месяцев замачивания по схеме капиллярного подсоса

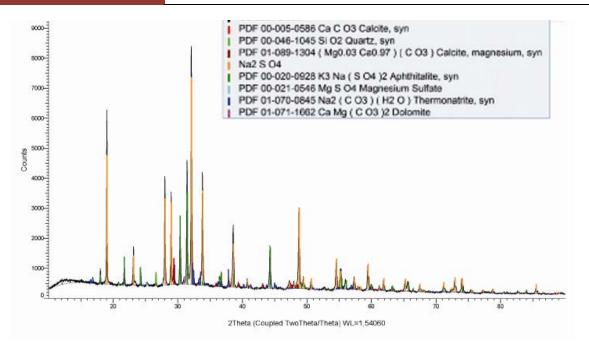


Рисунок 9. Рентгенограмма пробы продуктов высолообразования из кладки на основе вибропрессованных бетонных блоков в возрасте 11 лет

Нерастворимый карбонат кальция осаждается во внутрипоровом пространстве изделия. Одновременно с карбонизацией гидроксида кальция происходит снижение рН среды и концентрации Ca(OH)<sub>2</sub>, и в реакцию с углекислотой вступают гидроксиды натрия и калия:

$$2NaOH + CO_2 + H_2O \rightarrow Na_2CO_3 + 2H_2O;$$
  
 $2KOH + CO_2 + H_2O \rightarrow K_2CO_3 + 2H_2O.$ 

Так как карбонаты калия и натрия — хорошо растворимые соли, они легко выходят на поверхность изделия. При осушении на поверхности и во внутрипоровом пространстве вблизи поверхности образуются кристаллогидраты солей натрия и калия. Дальнейшее увлажнение приведет к их растворению. Определенное количество солей смывается атмосферной влагой, а часть, в результате диффузии, снова попадает в объем изделия. Во внутрипоровом пространстве растворимые  $Na_2CO_3$ ,  $K_2CO_3$  вступают в реакцию с некарбонизированным  $Ca(OH)_2$ :

$$Na_2CO_3 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCO_3 \downarrow + 2NaOH;$$
  
 $K_2CO_3 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCO_3 \downarrow + 2KOH.$ 

Кроме того, в процессе диссоциации растворимых солей в воде вновь образуются гидроксиды калия и натрия, способные при следующем замачивании карбонизироваться углекислым газом воздуха, чем можно объяснить цикличность процессов высолообразования. Одновременно масса карбонатов кальция во внутрипоровом пространстве будет увеличиваться, и со временем  $CaCO_3$  станет выходить на поверхность и оставаться в виде нерастворимого белого налета.

Данная модель позволяет рассматривать гидрофобизацию как способ очистки наружных стен от высолов.

Важной особенностью процессов высолообразования является их цикличность [5], что в сочетании с другой особенностью — образованием продуктов с большим коэффициентом увеличения объема твердой фазы (до 1.5-5.3 раз [5, табл.1]) — для поверхностных слоев конструкционного материала будет сопрягаться с механическим воздействием кристаллов  $Na_2CO_3 \cdot (7...10)H_2O$ ,  $K_2CO_3 \cdot (1...1.5)H_2O$  и приведет со временем к деструкции этих слоев [7].

Гидрофобизация является эффективным способом блокировки процессов высолообразования и повышения долговечности кладок наружных стен. Гидрофобизаторы, глубоко проникая в поры и капилляры материалов, химически взаимодействуют с поверхностью активными функциональными группами, образуя макромолекулярную сетчатую гидрофобную поверхность, характеризующуюся высокой адгезией к основанию, низким расходом, высокой стойкостью к пониженной и повышенной температуре, устойчивостью к ультрафиолетовому

излучению и воздействию атмосферных явлений, бесцветностью, быстрым высыханием, экологичностью, нерастворимостью в обычных растворителях. Гидрофобизаторы устраняют капиллярный перенос воды за счет устройства капиллярно неактивного слоя.

Возможны три способа устройства гидрофобного экрана: до первого цикла высолообразования; после возврата высолов в объем кладки и очищения стены от высолов; непосредственно поверх продуктов высолообразования. Недостатками первых двух способов являются необходимость применения различных составов на разных этапах обработки, высокая трудоемкость, длительность и многоэтапность, включающая предварительную обработку поверхностей моющими средствами, нейтрализующей композицией, высушивание, нанесение гидрофобизирующих композиций.

Вследствие того, что продукты высолообразования представляют собой в основном высокорастворимые карбонаты  $Na_2CO_3$ ,  $K_2CO_3$  (табл. 3), можно говорить об эффективности способа гидрофобизации наружных стен без предварительной очистки поверхности. В этом способе гидрофобизатор наносится без предварительной очистки поверхности непосредственно по высолам.

таолица з.	Растворимо	сть прооукп	пов высолоо	оразования	
					Г

Продукт	NaOH	Na <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	КОН	K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	Ca(OH) <sub>2</sub>	Ca <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>
Растворимость в воде при t=20°C	107.0	21.5	95.3	111	0.143	0.0065

Для устранения высолов используют гидрофобизаторы на водной основе. Следовательно, возможность гидрофобизации наружных стен без предварительной очистки поверхности основывается на том, что водная составляющая раствора гидрофобизатора растворяет растворимые карбонаты и вовлекает продукт высолообразования в объем кладки, при этом гидрофобная пленка осаждается непосредственно на поверхности и в поверхностных слоях материала. Перемещение раствора щелочей в объем кладки опережает гидрофобную составляющую раствора гидрофобизатора, при этом формируется чистая от высолов гидрофобизированная поверхность, обеспечивающая блокировку кладки от замачивания при косом дожде и блокировку выхода раствора щелочей из кладки наружу. В условиях теплой погоды при этом будет происходить осушение кладки по механизму паропроницания наружу. Если в составе высолов присутствуют нерастворимые карбонаты кальция, они удаляются одновременно с гидрофобизацией механически в процессе кистевания. Данный метод был апробирован в лабораторных и натурных условиях (рис. 10-12).

### Высолы на поверхности стеновых блоков





Блоки после обработки гидрофобизаторами Гидрощит-супер Типром К Люкс





Рисунок 10. Нанесение гидрофобизатора непосредственно по высолам без предварительной очистки поверхности блоков

### Гидрощит-супер

### Типром К Люкс

### ↓ Гидрофобизированная грань ↓





**↑Негидрофобизированная грань**↑

Рисунок 11. Блокировка высолообразования на поверхностях вибропрессованных бетонных блоков гидрофобизаторами Гидрощит-супер и Типром К Люкс, нанесенными непосредственно по высолам

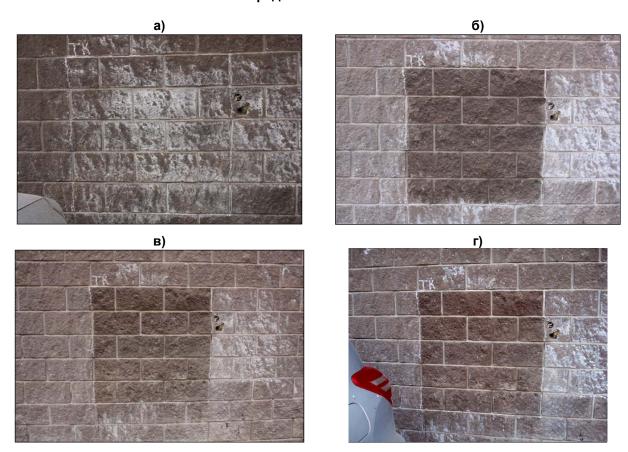


Рисунок 12. Гидрофобизация участка стены на основе вибропрессованных блоков Типромом К Люкс поверх высолов: а) участок стены, обильно покрытый высолами; б) участок стены после нанесения гидрофобизатора поверх высолов; в) участок стены после первого смыва высолов дождеванием и последующего осушения стены; г) участок стены в последующие циклы замачивания-осушения стены

Бабков В.В., Гафурова Э.А., Резвов О.А., Мохов А.В. Проблемы высолообразования наружных стен зданий на основе вибропрессованных бетонных блоков и способы защиты стен от высолов

Таким образом, предложенный способ, с учетом предложенной модели химизма процессов высолообразования, позволяет существенно снизить энерго- и ресурсозатраты, ускорить процесс очистки загрязненных продуктами высолообразования поверхностей наружных стен и дорожных покрытий на основе бетонных изделий и конструкций, обеспечивает снижение эксплуатационных затрат на повторную очистку от высолов, а также способствует повышению долговечности бетонных изделий и конструкций.

### Литература

- 1. Розенталь Н. К., Чехний Г. В. Причины образования и методы предупреждения образования высолов на поверхности строительных конструкций // Материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона. Москва, 2001 г. Том 3. С. 1444-1447.
- 2. Бабков В. В., Климов В. П., Сахибгареев Р. Р., Чуйкин А. Е. и др. Механизмы высолообразования на поверхностях наружных стен зданий из штучных стеновых материалов // Строительные материалы. 2007. № 8. С. 74-76.
- 3. Бабков В. В., Габитов А. И., Чуйкин А. Е., Мохов А. В. и др. Высолообразование на поверхностях наружных стен зданий из штучных стеновых материалов // Строительные материалы. 2008. № 3. С. 2-4.
- 4. Бабков В. В., Габитов А. И., Чуйкин А. Е. и др. Особенности высолообразования на поверхностях возводимых в зимних условиях наружных стен зданий на основе штучных стеновых материалов // Башкирский химический журнал. 2007. № 5. С. 156-159.
- 5. Бабков В. В., Мохов А.В., Габитов А. И., Чуйкин А. Е. Цикличность высолообразования на поверхности наружных стен зданий из штучных материалов // Строительные материалы. 2010. № 1. С. 56-57.
- 6. Штарк И., Бернд В. Долговечность бетона. К.: ОРАНТА, 2004. 295 с.
- 7. Федосов С. В., Базанов С. М. Сульфатная коррозия бетона. М.: АСВ. 2003. 192 с.
- 8. Степанова В. Ф., Розенталь Н. К., Чехний Г. В. Причины образования высолов на поверхности строительных конструкций // Строительные материалы, оборудование и технологии XXI века. 2000. № 3. С. 12-13.
- 9. Климов В. П. Механизмы высолообразования на поверхностях наружных стен зданий на основе штучных стеновых материалов: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05. Уфа, 2007. 137 с.
- 10. Мохов А. В. Цикличность и способы блокировки процессов высолообразования на поверхностях наружных стен зданий на основе вибропрессованных бетонных блоков: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05. Уфа, 2010. 128 с.
- 11. Сураев В. Б. Гидрофобизация. Теория и практика. Часть 1 // Технологии строительства. 2002. № 1. C. 120-121.
- 12. Краткий справочник по химии / Под ред. Гороновского И.Т. и др. Киев: Наукова думка, 1974. 901 с.
- 13. Бутт Ю. М., Волконский Б. В., Егоров Г. Б. Справочник по химии цемента. Л.: Стройиздат, Ленинградское отд-ние, 1980. 224 с.
- Hans Böhni Corrosion in reinforced concrete structures. Cambridge England: Woodhead Publishing Ltd., 2005. 262 p.
- 15. Bolte G., Dienemann W. Efflorescence on concrete products causes and strategies for avoidance // ZKG International. 2004. № 9, volume 57. Pp. 78-86.
- 16. Atkins M., Glasser F., Kindness A., Macphee D. Solubility data for cement hydrate phases (25°C) // DOE Report № DOE/HMIP/RR/91/32.
- 17. Durekovic A. Hydration of alite and C₃A and changes of some structural characteristics of cement pastes by addition of silica fume // 8th Intern. Congr. Chem. Cement. Sept. 22-27, 1986. Rio de Janeiro, Brasil. Commun. Theme 3. Vol. IV. Pp. 279-285.
- 18. M. Conzales, E. Irassar Ettringite formation in low C A Portland cement exposed to sodium sulfate solution // Cement and Concrete Research. 1997. Vol. 27. Pp. 1061-1072.

\* Элина Альбертовна Гафурова, г. Уфа, Россия Тел. моб.: +7(917)787-78-70; эл. почта: elina\_gafurova@mail.ru

© Бабков В.В., Гафурова Э.А., Резвов О.А., Мохов А.В., 2012

# Влияние эксплуатационной среды на биостойкость строительных композитов

Д.т.н., профессор В.Т. Ерофеев; к.т.н., доцент А.Д. Богатов; к.т.н., доцент С.Н. Богатова\*; к.т.н., доцент С.В. Казначеев, ФГБОУ ВПО Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарева; д.б.н., профессор В.Ф. Смирнов, ФГБОУ ВПО Нижегородский государственный университет им. Н. И. Лобачевского

**Ключевые слова:** бой стекла; цемент; эпоксидная смола; жидкое стекло; биологическое сопротивление; потенциальные биодеструкторы

Прогрессирующая индустриализация производства приводит к таким изменениям биосферы, которые всему живому, в большинстве своем, противопоказаны. В связи с этим все большую актуальность приобретает проблема снижения неблагоприятного воздействия человека на естественную среду его обитания. В последние годы отмечается рост разнообразия и численности микроорганизмов, вызывающих биопоражение материалов и сооружений. Внедрение новых материалов в строительство лишь на первых порах способствует ограничению этого вида разрушения. Биоразрушениям подвержены практически все материалы: металлические, каменные, бетонные и т. д. [1]. Поэтому исследования биодеградации и биологического сопротивления строительных материалов, которые в процессе эксплуатации подвергаются разрушающему действию различных живых организмов, являются актуальными.

Наибольший успех достигнут микробиологами в изучении механизма коррозии бетонных канализационных труб, где ведущим фактором единодушно признаются микроорганизмы [2, 3]. Первичным коррозионным агентом является сероводород (H₂S), образуемый главным образом сульфатредуцирующими бактериями. На второй стадии действуют аэробные тионовые бактерии, окисляющие сероводород и другие серосодержащие соединения (тиосульфат, политионаты, серу) до серной кислоты.

- А. М. Рожанской [4] были проанализированы 89 образцов корродированных железобетонных конструкций, отобранных на Кировоградском, Каменец-Подольском и Киевском мясокомбинатах. vстановлено присутствие аммонифицирующих. хишоуаицифиатин. на них денитрифицирующих, тионовых и сульфатредуцирующих бактерий. Наибольшую опасность для данных конструкций, по мнению авторов, представляют тионовые и сульфатредуцирующие бактерии. Ю. И. Орловский и др. [5] исследовали биоповреждение серных бетонов и установили, что коррозию в них вызывают тионовые бактерии, относящиеся к роду Thiobacillus. В работах А. В. Чуйко [6, 7] отмечается интенсивное, за 2-3 месяца эксплуатации, биоповреждение асфальтобетонных полов в жировых цехах мясокомбинатов. Э. 3. Коваль и др. [8] из разрушающихся участков бетонных и железобетонных конструкций хлебозавода и мясокомбината выделили 23 вида микромицетов, среди которых доминировали представители Aspergillus flavus, A. niger, Paecilomyces varioti, Penicillium expansum, Cladosporium cladosporoides. Доказано их участие в процессе деструкции, которое проявлялось в снижении поверхностной прочности бетона на 35-43 %.
- 3. А. Турковой [9] был сделан анализ микрофлоры, развивающейся в процессе эксплуатации строительных материалов на минеральной основе в условиях умеренного климата. Были обнаружены формы плесневых грибов, типичные для засоленных и щелочных почв: Aspergillus melleus, Penicillium corilofillum, P. chrysogenum, P. notatum, P. cyclopium, что, по предположению автора, может быть обусловлено спецификой состава исследуемых материалов, содержащих окислы щелочных металлов.

Учеными Мордовского государственного университета также проводятся многочисленные исследования, направленные на изучение микробиологической коррозии различных строительных материалов и определение способов борьбы с ней [1, 10-16].

Как показывает статистика, из различных видов микроорганизмов наибольшее повреждающее воздействие на промышленные и строительные материалы оказывают мицелиальные грибы [10-13]. Их высокая деструктивная активность обусловлена способностью адаптироваться к материалам различной химической природы, что связано, прежде всего, с

наличием у них хорошо развитого, мощного и мобильного ферментного комплекса. Метаболические особенности грибов, вызывающих повреждения, заключаются в том, что они обладают системами высокоактивных окислительных, гликолитических и других более или менее специфических ферментов, осуществляющих разнообразные химические превращения сложных Расшепление субстратов происходить субстратов. таких может путем окисления. гидроксилирования, разрыва кольца и двойных связей в циклических соединениях. трансформации молекул и соединений, биохимического синтеза и другими путями.

В настоящее время у нас в стране и за рубежом проводятся исследования микробиологической стойкости конструкционных строительных материалов на неорганических и органических связующих [14-18]. Так, например, разрушающее действие микромицетов на каменные строительные материалы, в том числе бетон, обусловлено, по мнению целого ряда авторов, агрессивным воздействием метаболитов грибов (органических кислот, окислительновосстановительных и гидролитических ферментов) на отдельные компоненты материалов [19-22]. Такие кислоты, как лимонная и щавелевая, могут накапливаться грибами в большом количестве (до 10 %) [19]. Установлено, что штамм Aspergillus niger продуцирует глюконовую и щавелевую кислоты, которые после 11 месяцев контакта вызывают увеличение пористости и потерю связывающей способности цемента [22]. Другой штамм — Mycelia sterila продуцирует глюконовую и малоновую кислоты, контакт с которыми приводит к таким же изменениям качества цемента. Максимальное продуцирование кислот культурами грибов происходит при высоких температурах и низких значениях рН [22].

Стойкость цементных бетонов в условиях воздействия биологических сред во многом определяется пористостью материала, при увеличении которой повышается его проницаемость для микроорганизмов, и в результате снижается прочность композитов. Результаты исследований биологического сопротивления связующих на основе боя стекла показали [13, 14], что компоненты связующих не обладают фунгицидными свойствами, однако известняк, молотые стекло, керамзит и полуводный гипс грибостойки. За счет того, что затворение осуществляется щелочным раствором, рН среды возрастает до значений, неблагоприятных для роста и размножения микроорганизмов, что значительно повышает биологическое сопротивление композиций.

Синтетические полимеры и материалы на их основе существенно превосходят по биостойкости природные полимеры (целлюлозу, коллаген и др.) и такие материалы, как древесина, бумага, хлопчатобумажные ткани и др. Однако полимерные материалы в определенных условиях эксплуатации повреждаются биологическими агентами, основными среди которых являются микроскопические грибы. Чаще всего на них встречаются Aspergillus flavus, A. versiocolor, A. niger, Penicillium funiculosum, P. brevicompactum, P. lanosum, P. commune, P. cyclopium, Paecilomyces varioti, Trichoderma lignorum, Alternaria alternata, Chaetominum globosum, Fusarium oxysporum [12, 23].

В строительных материалах могут одновременно существовать грибы от двух до двенадцати видов. Плесневые грибы попадают в них при изготовлении, хранении и эксплуатации, способны длительно сохраняться, а при благоприятных условиях и размножаться.

Развитие и жизнедеятельность микроорганизмов тесно связаны с условиями среды, в которой они обитают. Внешняя среда может стимулировать или подавлять рост биодиструкторов. Разрушения материалов грибами зависят от их состава. В первую очередь повреждаются материалы, содержащие питательные вещества для грибов. Органические соединения, которые служат источниками питания для грибов, входят в состав многих строительных и промышленных материалов, что и является причиной их заселения грибами. Кроме того, источником органических веществ могут служить различного рода загрязнения, попадающие на материалы, которые по своему химическому составу не могут служить источниками энергии и углерода (металлы, полимеры и др.).

### Цель и задачи исследований

Целью наших исследований является установление влияния условий эксплуатации на биологическую стойкость строительных материалов.

Основные задачи исследования формулируются следующим образом:

- определение грибостойкости и фунгицидных свойств строительных материалов;
- исследование изменения прочности при сжатии вяжущих во времени после воздействия мицелиальных грибов в присутствии питательной среды Чапека–Докса;

- выявление потенциальных биодеструкторов вяжущих после выдерживания в воздушносухих условиях в течение длительного времени;
- выявление потенциальных биодеструкторов вяжущих после выдерживания в свиноводческих и птицеводческих зданиях, в картофелехранилище и солодовенном цехе пивного производства, расположенных на территории Республики Мордовия.

## Лабораторные исследования

На начальном этапе была определена стойкость композитов на основе различных видов вяжущих в условиях воздействия мицелиальных грибов. Испытания материалов проводились в соответствии с ГОСТ 9.049–91 по двум методам: 1 (без дополнительных источников питания) и 3 (с применением твердой питательной среды Чапека–Докса). Сущность заключалась в выдерживании материалов, зараженных спорами плесневых грибов, в оптимальных для их развития условиях с последующей оценкой грибостойкости и фунгицидности образцов. Методом 1 устанавливалось, является ли материал питательной средой для микромицетов. Методом 3 определялись наличие у материала фунгицидных свойств и влияние внешних загрязнений на его грибостойкость. Твердая питательная среда состояла из следующих компонентов: NaNO $_3$  – 2,0 г; KCI – 0,5 г; MgSO $_4$  – 0,5 г; KH $_2$ PO $_4$  – 0,3 г; FeSO $_4$  – 0,01 г; сахароза – 30 г; агар – 20 г; вода дистиллированная 1 л.

В табл. 1 приведены результаты исследований, показывающие кинетику изменения биологической стойкости композитов на основе различных видов вяжущих после выдерживания в воздушно-сухих условиях в течение трех и двенадцати месяцев, а также количественные показатели их биостойкости после длительного выдерживания в постоянно действующей питательной среде во время испытаний.

Таблица 1. Результаты исследования биостойкости вяжущих

Наименование материала	Метод 1	Метод 3	Результат				
после набора марочной прочности							
Стеклощелочное вяжущее	0	0 (R* = 45 мм)	фунгициден				
Портландцементный камень	0	3	грибостоек				
Гипсовый камень	4	5	негрибостоек				
Отвержденная эпоксидная смола	2	5	грибостоек				
после выдерживания в тече	ние 3 месяцев в во	оздушно-сухих усло	рвиях				
Стеклощелочное вяжущее	0	0 (R=15 мм)	фунгициден				
Портландцементный камень	0	3	грибостоек				
Гипсовый камень	4	5	негрибостоек				
Отвержденная эпоксидная смола	2	5	грибостоек				
после выдерживания в течен	ние 12 месяцев в в	оздушно-сухих усл	овиях				
Стеклощелочное вяжущее	0	2	грибостоек				
Портландцементный камень	0	4	грибостоек				
Гипсовый камень	4	5	негрибостоек				
Отвержденная эпоксидная смола	4	5	негрибостоек				
после выдерживания в течение 3	В месяцев в питат	пельной среде Чапе	ека–Докса				
Стеклощелочное вяжущее	_	1	фунгициден				
Портландцементный камень	_	5	нефунгициден				
Гипсовый камень	_	5	нефунгициден				
Отвержденная эпоксидная смола	_	5	нефунгициден				

<sup>\*</sup>R – радиус зоны ингибирования роста грибов

Результаты, приведенные в табл. 1, свидетельствуют о том, что после набора марочной прочности только образцы стеклощелочного вяжущего обладают фунгицидными свойствами. Высокая биостойкость вяжущего на основе боя стекла объясняется повышенным уровнем основности системы. Старение материалов уменьшает их биостойкость, так, например, у образцов стеклощелочного вяжущего радиус зоны ингибирования роста грибов снижается, а отвержденная эпоксидная смола становится негрибостойкой. Выдерживание материалов в условиях биологического воздействия при наличии питательной среды для мицелиальных грибов способствует росту биообрастания.

Значительный интерес представляет установление процессов изменения свойств материалов при воздействии мицелиальных грибов в присутствии питательной среды Чапека-Докса. Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Таблица 2. Изменение прочности при сжатии вяжущих после воздействия мицелиальных грибов в присутствии питательной среды Чапека—Докса

Наименование материала	Относительная прочность при сжатии, усл. ед., при длительности выдерживания, мес.					
·	0 1 3 6					
Стеклощелочное вяжущее	1	0,9	0,86	0,82	0,8	
Портландцементный камень	1	1,1	1,08	1	0,98	
Гипсовый камень	1	0,97	0,95	0,78	0,7	
Отвержденная эпоксидная смола	1	1,15	1,0	0,92	0,87	

Экспериментальные исследования поведения композиционных строительных материалов в условиях воздействия микроскопических организмов показали снижение прочностных показателей и изменение массосодержания композитов на цементных, гипсовых, стеклощелочных и полимерных связующих [10]. Из результатов изменения массосодержания следует, что взаимодействие материалов с микроорганизмами и продуктами их метаболизма протекает по различным механизмам. Так, композиты на цементных и гипсовых связующих характеризуются уменьшением, а материалы на полимерных связующих — увеличением массосодержания. Эти данные подтверждают, что при биодеградации интенсивность коррозионных разрушений протекает аналогично деградации от химически агрессивных сред и определяется скоростью химических реакций на поверхности материала, внутренней диффузией микроорганизмов и продуктов их метаболизма в структуру материала и прохождением при этом химических реакций. Только в этом случае следует дополнительно учитывать характер взаимодействия микроорганизмов с компонентами материала.

С целью выявления потенциальных биодеструкторов вяжущих после выдерживания в воздушно-сухих условиях были проведены исследования по определению видового состава микроорганизмов, заселяющих их. Задачей исследований являлось установление количества родов грибов из присутствующих в воздухе помещения, способных использовать вяжущие вещества в качестве источника питания, а также определение конкретных видов – представителей данного рода. Видовой состав грибов приведен в табл. 3.

После выдерживания в течение 3 месяцев в образцах на портландцементе обнаружен 1 род гриба — Aspergillus ustus, в гипсовом камне — 5 родов грибов (Aspergillus, Penicillium, Mucor, Chaetomium, Verticillium). Увеличение срока выдерживания образцов способствовало расширению видового состава грибов. Из табл. 3 видно, что количество грибов, которые были обнаружены на поверхностях исследуемых составов после выдерживания в воздушно-сухих условиях в течение 12 месяцев, резко увеличилось. На стеклощелочном вяжущем при выдерживании в нормальных условиях в течение 3 месяцев колонии грибов не обнаружены, а после 12 месяцев колонии грибов хотя и имеются на образцах, но развиваются медленно и находятся в угнетенном состоянии.

Таблица 3. Видовой состав колоний грибов, заселяющих вяжущие

Наименование материала	Виды грибов	Общее количество видов грибов / количество родов
пос	сле выдерживания в течение 3 месяцев в воздушно-сухих условиях	
Стеклощелочное вяжущее	Грибов нет	0
Портландцементный камень	Aspergillus ustus	1/1
Гипсовый камень	Aspergillus ustus, Penicillium nigricans, Mucor corticola, Chaetomium globosum, Verticillium nigrescens	5/5
Отвержденная эпоксидная смола	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Penicillium nigricans, Mucor corticola	4/3

Наименование материала	Виды грибов	Общее количество видов грибов / количество родов
пос	ле выдерживания в течение 12 месяцев в воздушно-сухих условиях	
Стеклощелочное вяжущее	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Penicillium notatum, Penicillium claviforme, Penicillium cyclopium, Penicillium ochrochloron, Penicillium nigricans, Fusarium moniliforme, Cladosporium elatum	9/4
Портландцементный камень	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Alternaria brassicae, Cladosporium elatum	4/3
Гипсовый камень	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Aspergillus fumigatus, Aspergillus clavatus, Aspergillus oryzae, Penicillium notatum, Cladosporium elatum, Fusarium sambucinum, Chaetomium dolichortrichum, Mucor corticola, Mucor circinelloides, Alternaria brassicae	12/7
Отвержденная эпоксидная смола	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Aspergillus fumigatus, Aspergillus ruber, Penicillium notatum, Alternaria brassicae, Alternaria pluriseptata, Fusarium moniliforme, Cladosporium elatum	9/5

В этой связи применение стеклощелочных композитов в зданиях с биологически активными средами является наиболее предпочтительным, т. к. в этом случае наряду с повышением долговечности конструкций и изделий улучшается экологическая ситуация в зданиях и сооружениях. Поселяясь на поверхности строительных материалов и конструкций, микроорганизмы приводят к возникновению запаха плесени в помещениях и выделяют токсичные продукты, аллергены [11]. Развиваясь на материалах, грибы выделяют массу спор и различных продуктов жизнедеятельности, которые способны вызывать ряд серьезных заболеваний человека.

### Натурные испытания

Интенсивное развитие коррозии строительных композитов наблюдается в условиях техногенных сред на предприятиях агропромышленного комплекса (мясокомбинатах, молоко-, хлебо- и винзаводах, птицефабриках, животноводческих фермах и др.) [1]. Высокая влажность воздуха, наличие органических веществ (белков, жиров, углеводов и продуктов их гидролиза), мочевины, аммиака, углекислого газа, растворов солей создают благоприятные условия для интенсивного развития активных в коррозионном отношении микроорганизмов. При этом совмещаются процессы химической коррозии в результате воздействия агрессивных веществ, содержащихся в контактирующей со строительным материалом среде (моче, крови, молоке, жире, вине и т. д.), с биологической коррозией вследствие выделения органических веществ, аминокислот, ферментов и других продуктов метаболизма микроорганизмов, развивающихся на поверхности материалов.

Одна из весомых причин появления и развития биоповреждений строений – конденсационные процессы. Конденсат может образовываться не только на поверхности материалов, но и внутри них. Условия повышенного влагосодержания внутренних поверхностей помещений при сопутствующих колебаниях температуры неизбежно приводят к повреждению материалов.

Промышленные отходы, газовые выбросы, сточные воды, высолообразование на стеновых ограждающих конструкциях, пониженное теплосопротивление стеновых материалов с аномалией образования «точки росы» внутри структуры материала способны инициировать развитие коррозионных процессов строительных материалов несущих конструкций, а также защитных и декоративно-отделочных материалов [1].

С целью выявления потенциальных биодеструкторов вяжущих, эксплуатирующихся в свиноводческих и птицеводческих зданиях, в картофелехранилище и солодовенном цехе пивного производства, расположенных на территории Республики Мордовия, были проведены исследования по определению видового состава микроорганизмов, заселяющих их. Эксперимент проводился в натурных условиях в течение 6 месяцев. Результаты исследований приведены в табл. 4.

К родам грибов, обнаруженных на исследуемых материалах при их эксплуатации во всех вышеназванных условиях, относятся Aspergillus, Penicillium и Mucor. При этом преобладают в значительной степени рода Aspergillus и Penicillium. Многолетние исследования в области биологической стойкости композиционных строительных материалов свидетельствуют о том, что

из большого многообразия микроскопических организмов наибольший вред промышленным и строительным материалам, изделиям и конструкциям приносят грибы видов Aspergillus niger и Penicillium chrysogenum [11].

Таблица 4. Видовой состав колоний грибов, заселяющих вяжущие вещества

Наименование		Общее количество видов
материала	Виды грибов	грибов / количество родов
1	2	3
	Свиноводческое помещение	
Стеклощелочное вяжущее	Aspergillus ustus, Aspergillus versicolor, Aspergillus rubber, Penicillium nigricans, Penicillium tardum, Penicillium cyclopium, Alternaria dianthi, Alternaria alternate, Mucor hiemalis, Fusarium heterosporum, Fusarium sambucinum, Chaetomium globosum, Paecilomyces variotii	13/7
Портландцементный камень	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Aspergillus fumigatus, Aspergillus clavatus, Aspergillus terreus, Aspergillus oryzae, Aspergillus penicilloides, Penicillium godlewskii, Penicillium cyclopium, Penicillium urticae, Alternaria alternate, Alternaria dianthi, Mucor corticola, Mucor circinelloides, Mucor hiemalis, Cladosporium elatum, Cladosporium macrocarpum, Fusarium avenaceum, Rhizopus cohnii, Chaetomium dolichortrichum	20/8
Гипсовый камень	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Aspergillus sydowi, Aspergillus oryzae, Aspergillus nidulans Aspergillus terreus, Penicillium claviforme, Penicillium godlewskii, Penicillium cyclopium, Penicillium lanosum, Penicillium notatum, Penicillium expansum, Penicillium meleagrinum, Mucor corticola, Mucor circinelloides, Fusarium avenaceum, Fusarium sambucinum, Alternaria alternate, Alternaria pluriseptata, Alternaria brassicae, Chaetomium dolichortrichum, Chaetomium bostrychodes, Trichoderma koningii, Cladosporium macrocarpum, Cladosporium elatum	25/8
Отвержденная эпоксидная смола	Aspergillus niger, Aspergillus oryzae, Aspergillus nidulans, Aspergillus ustus, Aspergillus sydowi, Mucor corticola, Mucor hiemalis, Mucor circinelloides, Cladosporium macrocarpum, Penicillium godlewskii, Penicillium cyclopium, Penicillium claviforme, Penicillium notatum, Penicillium corylophilum, Chaetomium dolichortrichum	15/5
	Птицеводческое помещение	
Стеклощелочное вяжущее	Aspergillus ustus, Aspergillus versicolor, Penicillium nigricans, Penicillium cyclopium, Penicillium claviforme, Penicillium godlewskii, Mucor hiemalis,Mucor corticola, Cladosporium macrocarpum, Cladosporium elatum, Alternaria brassicae, Alternaria pluriseptata, Chaetomium globosum	13/6
Портландцементный камень	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Aspergillus oryzae, Aspergillus sydowi, Penicillium godlewskii, Penicillium cyclopium, Penicillium expansum, Penicillium nigricans, Penicillium corylophilum, Penicillium notatum, Penicillium chrysogenum, Penicillium claviforme, Mucor corticola, Mucor hiemalis, Alternaria alternate, Alternaria pluriseptata, Alternaria brassicae, Cladosporium macrocarpum, Cladosporium herbarum, Chaetomium dolichortrichum, Fusarium sambucinum	21/7
Гипсовый камень	Aspergillus ustus, Aspergillus niger, Aspergillus rubber, Aspergillus clavatus, Aspergillus penicilloides, Penicillium godlewskii, Penicillium nigricans, Penicillium lanosum, Penicillium cyclopium, Mucor corticola, Mucor circinelloides, Alternaria alternate, Alternaria brassicae, Cladosporium macrocarpum, Cladosporium elatum, Chaetomium dolichortrichum, Chaetomium bostrychodes, Trichoderma viride, Paecilomyces variotii	19/8

Наименование материала	Виды грибов	Общее количество видов грибов / количество родов
1	2	3
Отвержденная эпоксидная смола	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Aspergillus sydowi, Aspergillus clavatus, Aspergillus fumigatus, Penicillium godlewskii, Penicillium notatum, Penicillium cyclopium, Penicillium chrysogenum, Penicillium corylophilum, Alternaria alternate, Alternaria dianthi, Cladosporium elatum, Cladosporium herbarum, Cladosporium macrocarpum, Mucor circinelloides, Mucor corticola, Trichoderma koningii	18/6
	Помещение для хранения картофеля	
Стеклощелочное вяжущее	Aspergillus penicilloides, Aspergillus sydowi, Aspergillus nidulans, Aspergillus versicolor, Aspergillus clavatus, Aspergillus oryzae, Aspergillus ustus, Aspergillus fumigatus, Penicillium canescens, Penicillium godlewskii, Penicillium lanosum, Penicillium nigricans, Penicillium cyclopium, Penicillium claviforme, Penicillium urticae, Fusarium heterosporum, Fusarium moniliforme, Fusarium sambucinum, Alternaria brassicae, Mucor circinelloides, Verticillium album, Cladosporium elatum, Cladosporium macrocarpum	23/7
Портландцементный камень	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Aspergillus sydowi, Penicillium corylophilum, Penicillium clavigerim, Penicillium urticae, Penicillium claviforme, Penicillium canescens, Penicillium godlewskii, Penicillium cyclopium, Mucor corticola, Mucor circinelloides, Cladosporium macrocarpum, Cladosporium elatum, Fusarium sambucinum, Trichoderma koningii, Trichoderma viride	17/6
Гипсовый камень	Aspergillus ustus, Aspergillus penicilloides, Aspergillus niger, Aspergillus clavatus, Aspergillus sydowi, Aspergillus fumigatus, Aspergillus nigricans, Penicillium lanosum, Penicillium oxalicum, Penicillium puberulum, Penicillium corylophilum, Penicillium canescens, Penicillium claviforme, Penicillium cyclopium, Alternaria alternate, Alternaria brassicae, Alternaria dianthi, Cladosporium macrocarpum, Cladosporium elatum, Paecilomyces variotii, Fusarium sambucinum, Fusarium avenaceum, Verticillium tenerum, Rhizopus cohnii, Trichoderma viride, Mucor corticola, Mucor hiemalis, Botrytis cinerea	28/11
Отвержденная эпоксидная смола	Aspergillus ustus, Aspergillus penicilloides, Aspergillus fumigatus, Penicillium oxalicum, Penicillium nigricans, Penicillium godlewskii, Penicillium lanosum, Penicillium cyclopium, Penicillium corylophilum, Penicillium expansum, Penicillium claviforme, Penicillium meleagrinum, Alternaria brassicae, Fusarium moniliforme, Fusarium sambucinum, Fusarium avenaceum, Cladosporium macrocarpum, Cladosporium elatum, Trichoderma viride, Verticillium tenerum, Mucor corticola, Mucor hiemalis	22/8
(	Солодовенный цех ОАО «САН ИнБев» (филиал в г. Саранске)	ı
Стеклощелочное вяжущее	Aspergillus ustus, Penicillium meleagrinum, Fusarium moniliforme, Alternaria alternata, Alternaria pluriseptata, Alternaria dianthi, Cladosporium sphaerospermum, Mucor corticola	8/6
Портландцементный камень	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Penicillium meleagrinum, Alternaria pluriseptata, Alternaria dianthi, Alternaria brassicae, Fusarium avenaceum, Chaetomium dolichortrichum, Cladosporium sphaerospermum, Cladosporium cladosporioides, Mucor corticola	11/7
Гипсовый камень	Aspergillus terreus, Aspergillus fumigatus, Fusarium moniliforme, Cladosporium cladosporioides, Cladosporium sphaerospermum, Cladosporium herbarum, Verticillium album, Mucor hiemalis, Mucor corticola, Mucor circinelloides	10/5
Отвержденная эпоксидная смола	Aspergillus niger, Aspergillus ustus, Aspergillus oryzae, Aspergillus clavatus, Penicillium notatum, Penicillium tardum, Penicillium claviforme, Alternaria alternata, Alternaria pluriseptata, Alternaria dianthi, Alternaria brassicae, Fusarium avenaceum, Fusarium moniliforme, Chaetomium dolichortrichum, Cladosporium cladosporioides, Cladosporium sphaerospermum	16/6

Ерофеев В.Т., Богатов А.Д., Богатова С.Н., Казначеев С.В., Смирнов В.Ф. Влияние эксплуатационной среды на биостойкость строительных композитов

Полученные результаты свидетельствуют о том, что только на образцах стеклощелочного вяжущего ни в одном из случаев не были обнаружены данные виды мицелиальных грибов. На поверхности гипсового камня при эксплуатации в свиноводческих и птицеводческих зданиях, в картофелехранилище обнаружен лишь Aspergillus niger. На поверхностях портландцементного камня и отвержденной эпоксидной смолы при эксплуатации в птицеводческом здании выявлены оба вида данных вредоносных грибов, а при выдерживании в солодовенном цехе пивного производства — Aspergillus niger.

### Выводы

В ходе проведенных исследований были получены следующие результаты:

- определены грибостойкость и фунгицидность стеклощелочного вяжущего, портландцементного камня, гипсового камня и отвержденной эпоксидной смолы; установлено, что образцы стеклощелочного вяжущего обладают фунгицидными свойствами;
- выявлены изменения прочности при сжатии вяжущих во времени после воздействия мицелиальных грибов в присутствии питательной среды Чапека-Докса, которые показали, что все исследуемые составы, кроме гипсового камня, устойчивы в исследуемой среде в течение 12 месяцев;
- определены потенциальные биодеструкторы вяжущих после выдерживания в воздушно-сухих условиях в течение длительного времени и установлено, что наиболее устойчивыми к воздействию микроорганизмов оказались образцы стеклощелочного связующего;
- выявлены потенциальные биодеструкторы вяжущих после выдерживания в свиноводческих и птицеводческих зданиях, в картофелехранилище и солодовенном цехе пивного производства, расположенных на территории Республики Мордовия и установлено, что только на образцах стеклощелочного вяжущего ни в одном из случаев не были обнаружены такие вредоносные виды грибов, как Aspergillus niger и Penicillium chrysogenum.

Таким образом, результаты проведенных экспериментов подтвердили, что даже содержащиеся в воздухе помещений административных и гражданских зданий споры микроскопических грибов могут заселяться на их поверхностях и развиваться, используя имеющиеся на них загрязнения в качестве питательного субстрата. При наличии в зданиях и сооружениях биотехнологических производственных процессов развитие микроскопических организмов активизируется, а количество их родов и видов увеличивается. Это еще раз подтверждает необходимость избирательного подхода при выборе строительных материалов и защитных покрытий в зависимости от конкретных условий эксплуатации и проведения профилактических мероприятий, предотвращающих или сводящих к минимуму вероятность заселения их микроскопическими организмами.

Совокупность экстремальных изменений окружающей природной среды, проявляющая себя в виде различных процессов инфицирования населения и биодеградации материалов и строительных конструкций, представляет серьезную угрозу безопасности жизнедеятельности людей и препятствует внутригосударственным мерам по защите их здоровья [1]. Риск возникновения и развития биоповреждений следует исключить на самой ранней стадии, т. е. уже при проектировании строительных изделий и конструкций, так как внешне безобидные пятна плесени, разрушающие материалы, могут представлять серьезную опасность для людей и животных. Не исключено, что микроорганизмы, для которых питательной средой являются вещества, вредные для человека, находясь в ней, становятся значительно более вредными для человека и животных, чем сами эти вещества.

### Литература

- 1. Защита зданий и сооружений от биоповреждений биоцидными препаратами на основе гуанидина / под ред. П. Г. Комохова, В. Т. Ерофеева, Г. Е. Афиногенова. СПб: Наука, 2010. 192 с.
- 2. Андреюк Е. И. Микробная коррозия и ее возбудители / Е. И. Андреюк, В. И. Билай, Э. З. Коваль и др. Киев: Наук. думка, 1980. 287 с.
- 3. Sand W., Bock E. Biodeterioration of concrete by thiobacilli and nilriofying bacteria // Mater. et Techn. 1990. Vol. 78. Pp. 70–72.

- 4. Рожанская А. М., Козлова И.А., Андреюк Е.И. Биоциды в борьбе с коррозией бетона // Биоповреждения и защита материалов биоцидами. 1988. С. 82–91.
- 5. Исследование местных строительных материалов: Сб. науч. тр. / Уфим. науч.-исслед. и конструкт. ин-т пром. стр-ва. Под ред. А. А. Орловской. Уфа, 1990. 94 с.
- 6. Чуйко А. В., Ромоданов А.Н. О коррозии бетона на мясоперерабатывающих предприятиях // Бетон и железобетон. 1963. №5. С. 219–221.
- 7. Чуйко А. В. Органогенная коррозия. Саратов: Изд-во Саратовского ун-та, 1978. 232 с.
- 8. Коваль Э. З., Сидоренко Л. П. Микодеструкторы промышленных материалов. Киев: Наук. думка, 1989. 192 с.
- 9. Туркова 3. А. Микрофлора материалов на минеральной основе и вероятные механизмы их разрушения // Микология и фитопатология. 1974. Т. 8. Вып. 3. С. 219–226.
- 10. Соломатов В. И., Черкасов В. Д., Ерофеев В. Т. Строительные биотехнологии и биокомпозиты // МИИТ. 1998. 165 с.
- 11. Каневская И. Г. Биологическое повреждение промышленных материалов. Л.: Наука, 1984. 230 с.
- 12. Ерофеев В. Т., Богатов А. Д., Богатова С. Н., Смирнов В. Ф., Захарова Е. А. Исследование биостойкости строительных материалов с учетом их старения // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. 2011. №22(41). С. 73-78.
- 13. Ерофеев В. Т., Богатов А. Д., Богатова С. Н., Смирнов В. Ф. Влияние старения вяжущих на их биологическую стойкость // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2010. №2(14). С. 213-217.
- 14. Соломатов В. И., Ерофеев В. Т., Смирнов В. Ф. и др. Биологическое сопротивление материалов. Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2001. 196 с.
- 15. Биоповреждения и биокоррозия в строительстве. Материалы Междунар. науч.-техн. конф. Саранск, 2004. 256 с.
- 16. Биоповреждения и биокоррозия в строительстве. Материалы II Междунар. науч.-техн. конф. Саранск, 2006. 288 с.
- 17. Анисимов А. А., Семичева А. С., Александрова И. Ф. и др. Биохимические аспекты проблемы защиты промышленных материалов от биоповреждений микроорганизмами // Актуальные проблемы биоповреждений. М., 1983. С. 77–101.
- 18. Горленко М. В. Некоторые биологические аспекты биодеструкции материалов и изделий // Биоповреждения в строительстве. 1984. С. 9–17.
- 19. Злочевская И. В. Биоповреждения каменных строительных материалов микроорганизмами и низшими растениями в атмосферных условиях // Биоповреждения в строительстве. 1984. С. 257—271.
- 20. Palmer R., Siebert J., Hirsch P. Biomass and organic acids in sandstone of a weathering building: production by bacterial and fungal isolates // Microbiol. Ecol. 1991. Vol. 21. № 3. Pp. 253–266.
- 21. Popescu A., Ionescu-Homoriceanu S. Biodeterioration aspects at a brick structure and bioprotection possibilities / A. Popescu // Ind. Ceram. 1991. Vol. 11, № 3. Pp. 128–130.
- 22. Perfettini I. V., Revertegat E., Hangomazino N. Evaluation of the cement degradation in duced by the metabolic products of two fungal strains // Mater. et Techn. 1990. № 78. Pp. 59–64.
- 23. Haraguchi T., Hayashi E., Takahachi V. et al. Degradation of lignin-related polystirene derevatives by soil microflora and micromonospora sp. // Proc. 4<sup>th</sup> Intern. Biodeterior. Symp. L., 1980. Pp. 123–126.

\* Светлана Николаевна Богатова, г. Саранск, Россия Тел. paб.: +7(8342)48-25-68; эл. почта: bogatovasn@mail.ru

© Ерофеев В.Т., Богатов А.Д., Богатова С.Н., Казначеев С.В., Смирнов В.Ф., 2012

# Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

К.т.н., доцент А.В. Бенин, ФГБОУ ВПО Петербургский государственный университет путей сообщения; к.ф.-м.н., доцент А.С. Семёнов\*; ассистент С.Г. Семёнов; д.т.н., профессор Б.Е. Мельников, ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

**Ключевые слова:** моделирование; разрушение; коррозия арматуры; поврежденность бетона; автодорожный мост; ресурс

Бетон и железобетон являются лидирующими конструкционными строительными материалами. Это обусловлено их уникальными физико-механическими свойствами, большой сырьевой базой для производства и относительно простой технологией получения. Однако с течением времени в железобетонных конструкциях развивается процесс разрушения. Одним из основных факторов, влияющих на работоспособность железобетонных конструкций транспортных сооружений, таких, как опоры и пролетные строения автодорожных и железнодорожных мостов, является агрессивная среда, необратимо изменяющая деформативно-прочностные свойства бетона, снижающая защитные свойства бетона по отношению к арматуре, приводящая к корродированию армирующих элементов и нарушению их сцепления с бетоном. Данные инженерных обследований показывают, что железобетонные конструкции, работающие в условиях агрессивных сред, могут придти в аварийное состояние в возрасте 10 – 15 лет и ранее. Указанная проблема, в связи с ее широким распространением и высокими затратами на ремонтновосстановительные работы, привлекает большое внимание как российских, так и зарубежных ученых [1-6].

Учитывая, что необходимы не только эффективные меры по ремонту и восстановлению поврежденных конструкций, мониторингу состояния арматуры [7-8], но прежде всего эффективные методы оценки долговечности железобетонных конструкций, работающих при совместных силовых воздействиях и агрессивности окружающей среды, появляются отраслевые нормативные документы по прогнозированию срока службы железобетонных конструкций, в частности автодорожных мостов [9]. Таким образом, прогнозирование процесса разрушения железобетонных конструкций с учётом коррозионного растрескивания в процессе их эксплуатации является важной и актуальной для практики задачей.

Одним из современных методов решения данного класса задач является конечноэлементное (КЭ) моделирование процесса разрушения железобетонных конструкций на основе использования в расчетах нелинейных моделей бетона с учётом накопления континуальных повреждений. Применение подобных моделей, позволяющих установить механизм трещинообразования и определить направление роста трещин, ранее рассматривалось при прогнозировании кинетики распространения коррозионных трещин в железобетонных плитах в работах [10-12], при решении задач о вытягивании арматурного стержня из бетонного блока и о трехточечном изгибе железобетонной балки в работах [13-15].

В качестве объекта исследования выбран построенный в 1976 г. автодорожный мост через реку Вуоннемйок на автодороге Кировск – Коашва (Мурманская область). Автодорожный мост является двухполосным и трехпролетным, каждый пролёт длиной по 16,8 м, ширина моста 11,5 м. На боковом участке моста имеются локальные разрушения (рис. 1) вдоль плоскости залегания нижних прокорродированных арматурных стержней [16]. Основными целями проведенных расчётов являлись: моделирование процесса разрушения под действием коррозии арматуры и оценка остаточного ресурса частично разрушенной железобетонной конструкции.





Рисунок 1. Автодорожный мост с участком локального разрушения вследствие коррозионного растрескивания [16]

# 1. Геометрия представительного объёма бокового участка моста и схема его армирования

При решении краевой задачи рассматривался представительный объём (ячейка периодичности) участка моста, содержащий 6 рядов арматуры в продольном направлении (вдоль направлений движения автотранспорта) и 2 ряда в поперечном направлении (рис. 2). Ширина (в направлении, перпендикулярном направлению движения) рассматриваемого участка соответствует размеру фрагмента обрушения. Высота представительного объема 200 мм, длина 660 мм, ширина 400 мм, диаметр нижней поперечной (длинной U-образной и короткой прямолинейной) арматуры  $d_1$  = 12 мм и диаметр верхней продольной арматуры  $d_2$  = 10 мм. Схема армирования на различных уровнях и твердотельная модель исследуемого участка моста показаны на рис. 2. Особенностью армирования являлась его нерегулярность и использование стержней различной длины в поперечном направлении (см. рис. 2).

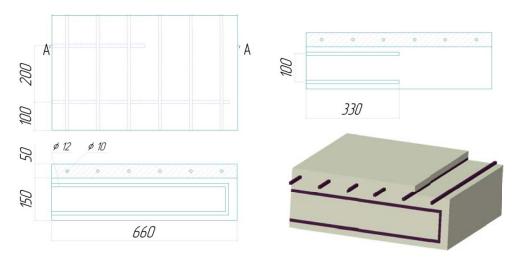


Рисунок 2. Схема армирования представительного объёма участка автодорожного моста

### 2. Учет коррозионного воздействия

Коррозионное воздействие введено в расчётную модель путем задания радиальных деформаций арматуры (эквивалентный нагрев с ненулевым коэффициентом температурного расширения только в радиальном направлении). Характеристикой степени коррозии служит величина радиальных перемещений границы корродируемой арматуры с бетоном  $\Delta$  [17] (рис. 3). Величина  $\Delta$  в характерных точках может быть выражена через избыточное давление на границе [12] и через температуру эквивалентного нагрева. Удельный объём (площадь кольца) продуктов коррозии (однозначно определяется  $\Delta$ )  $S_{n\kappa}=\pi(R+\Delta)^2-\pi(R-\Delta)^2=4\pi R\Delta$  более чем в 2 раза превышает потерю удельного объёма стали  $S_{nc}=\pi R^2-\pi(R-\Delta)^2=2\pi R\Delta-\Delta^2\approx 2\pi R\Delta$  (см. рис. 3).



Рисунок 3. Схематическое представление коррозионного воздействия

При проведении КЭ расчетов коррозионное воздействие прикладывалось только на нижних поперечных арматурных стержнях (частей U-образных и прямолинейных), что соответствует характеру наблюдающегося разрушения моста.

Внешнее воздействие задавалось в упрощенной форме посредством приложения на верхней плоскости рассматриваемого фрагмента моста равномерно распределенного давления (p=0,01 МПа, что эквивалентно весовой нагрузке 1 т на 1 м $^2$ ) и путём учёта собственного веса конструкции. В качестве кинематических граничных условий на внешних поверхностях рассматриваемого участка моста задавались условия периодичности на двух параллельных боковых плоскостях (внутренние поперечные сечения с нормалью вдоль направления движения), запрет всех перемещений (заделка) на внутренней поверхности, примыкающей к несущей балке моста. Нижняя поверхность и фасадная боковая поверхность полагались свободными от действия нагрузок.

## 3. Модель неупругого деформирования бетона

Для описания неупругого поведения бетона использовалась связанная упруго-поврежденнопластическая модель материала [18-19]. При низком уровне нагрузок модель демонстрирует линейно упругий отклик. При достижении нагрузкой пороговых значений начинается накопление повреждений в соответствии с двумя различными механизмами — трещинообразование при растяжении и раскрашивание (разрушение структуры) при сжатии. Неупругое поведение бетона с учётом деградации упругих свойств описывается путем введения скалярной меры поврежденности и тензора остаточных (пластических) деформаций, закон эволюции для которого вводится по аналогии с теорией пластичности и позволяет описать на макроуровне эффекты, отражающие процесс распространения микротрещин в бетоне.

Определяющее уравнение упруго-поврежденно-пластического материала со скалярной мерой поврежденности D ( $0 \le D \le 1$ ) имеет вид:

$$\mathbf{\sigma} = (1 - D)^{4} \mathbf{C}_{0}^{e} \cdot \cdot \left( \mathbf{\varepsilon} - \mathbf{\varepsilon}^{p} \right) = {}^{4} \mathbf{C}^{e} \cdot \cdot \left( \mathbf{\varepsilon} - \mathbf{\varepsilon}^{p} \right), \tag{1}$$

где  ${\bf \sigma}$  — тензор напряжений,  ${\bf \epsilon}$  — тензор деформаций,  ${\bf \epsilon}^p$  — тензор пластических деформаций,  ${}^4{\bf C}^e_0$  — тензор начальных модулей упругости (неповрежденного материала),  ${}^4{\bf C}^e=(1-D)\cdot {}^4{\bf C}^e_0$  — тензор упругих модулей поврежденной среды. Тензор эффективных напряжений (реально действующих в материале) определяется выражением:

$$\overline{\mathbf{\sigma}} = {}^{4}\mathbf{C}_{0}^{el} \cdot \cdot \left( \mathbf{\varepsilon} - \mathbf{\varepsilon}^{p} \right) = \frac{1}{1 - D} \mathbf{\sigma} . \tag{2}$$

При отсутствии повреждений ( $D\!=\!0$ ) тензор эффективных напряжений  $\overline{\mathbf{\sigma}}$  равен напряжению Коши  $\mathbf{\sigma}$  .

Тензор пластических деформаций определяется на основе неассоциированного закона пластического течения:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p} = \begin{cases} \boldsymbol{0}, & F < 0 \text{ или } F = 0, \dot{F} < 0; \\ \dot{\lambda} \frac{\partial G(\overline{\boldsymbol{\sigma}})}{\partial \overline{\boldsymbol{\sigma}}}, & F = 0, \dot{F} = 0, \end{cases}$$
(3)

где функция нагружения  $F(\overline{\mathbf{o}}, \widetilde{\varepsilon}^{\,p}) \leq 0$  вводится для описания начала пластического течения и определяется [18] выражением, являющимся обобщением критерия Друккера-Прагера:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} \left( \sqrt{3\overline{J}_2} + \alpha \cdot \overline{I}_1 + \theta(\widetilde{\varepsilon}^p) \left\langle \overline{\sigma}_{\text{max}} \right\rangle - \gamma \left\langle -\overline{\sigma}_{\text{max}} \right\rangle \right) - \overline{\sigma}_c(\widetilde{\varepsilon}_c^p) = 0, \tag{4}$$

где  $\alpha$  и  $\gamma$  — безразмерные константы материала;  $-\frac{1}{3}\,\overline{I}_1$  — является эффективным гидростатическим давлением ( $\overline{I}_1=\mathbf{1}\cdot\overline{\mathbf{\sigma}}$ , где  $\mathbf{1}$  — единичный тензор);  $\sqrt{3}\overline{J}_2$  — эффективное эквивалентное напряжение по Мизесу ( $\overline{J}_2=\frac{1}{2}\,\mathrm{dev}\overline{\mathbf{\sigma}}\cdot\mathrm{dev}\overline{\mathbf{\sigma}}$ ),  $\mathrm{dev}\overline{\mathbf{\sigma}}=\overline{\mathbf{\sigma}}-\frac{1}{3}\,\mathbf{1}\overline{I}_1$  — девиатор эффективных напряжений. Форма поверхности нагружения на девиаторной плоскости определяется параметром  $\gamma$ . Параметр  $\alpha$  рассчитывается на основе кривой Купфера [20].  $\overline{\sigma}_{\mathrm{max}}$  — максимальное главное собственное число  $\overline{\sigma}$ . Скобки Макойли  $\langle \cdot \rangle$  задаются выражением  $\langle x \rangle = \frac{1}{2}\,\Big(x + x\Big)$ . Функция  $\theta(\widetilde{\mathbf{\epsilon}}^{\mathrm{p}})$  определяется выражением  $\theta(\widetilde{\mathbf{\epsilon}}^{\mathrm{p}}) = \frac{\overline{\sigma}_{\mathrm{c}}(\widetilde{\mathbf{\epsilon}}_{\mathrm{c}}^{\mathrm{p}})}{\overline{\sigma}_{\mathrm{t}}(\widetilde{\mathbf{\epsilon}}_{\mathrm{t}}^{\mathrm{p}})}(1-\alpha)-(1+\alpha)$ , где  $\overline{\sigma}_{\mathrm{c}}, \overline{\sigma}_{\mathrm{t}}$  — эффективные пределы текучести при сжатии и растяжении,  $\widetilde{\mathbf{\epsilon}}_{\mathrm{c}}^{\mathrm{p}}, \widetilde{\mathbf{\epsilon}}_{\mathrm{t}}^{\mathrm{p}}$  — эквивалентные пластические деформации при сжатии и растяжении. При двухосном сжатии с  $\overline{\sigma}_{\mathrm{max}} = 0$  уравнение (4) сводится к известному условию текучести Друкера-Прагера.

Пластический потенциал G, не совпадающий в общем случае с F, задаёт в (3) направление пластического течения и определяется [18] выражением, обобщающим критерий Друкера-Прагера:

$$G = \sqrt{\left(R_b - m \cdot R_b^t \cdot \tan \beta\right)^2 + 3\overline{J}_2} + \frac{1}{3}\overline{I}_1 \cdot \tan \beta, \tag{5}$$

где  $R_b^f$  и  $R_b$  – пределы прочности бетона при одноосном растяжении и сжатии,  $\beta$  – угол дилатации, измеренный на плоскости  $\frac{1}{3} \overline{\mathrm{I}}_1 - \sqrt{3} \overline{\mathrm{J}}_2$  при больших значениях сжимающего давления; m – является параметром, определяющим скорость, с которой потенциал асимптотически стремится к прямолинейной образующей (конуса).

Для вычисления поврежденности используется соотношение:

$$D = D(\overline{\sigma}, \widetilde{\epsilon}^p), \tag{6}$$

которое определяется на основе диаграммы деформирования материала по наклонам модуля упругости при разгрузке для различных уровней напряжений (деформаций). Неповрежденному состоянию соответствует значение D=0. При достижении значения  $D=D_c$  (обычно  $D_c=1$ ) постулируется, что происходит полное разрушение материала (образование макротрещины). Предполагается, что при растяжении и при сжатии механизмы накопления повреждений бетона различны (микрорастрескивание и потеря несущей способности (раскрашивание) соответственно), поэтому в КЭ расчетах использовались различные формы зависимости (6) при растяжении и сжатии.

# 4. Характеристики материала

Используемые в расчётах значения основных констант, определяющих механические свойства материалов железобетонной конструкции, приведены в табл. 1.

Таблица 1. Механические свойства материалов

		Единица измерения	Материал бетон В15	Материал сталь A-II
Модуль упругости	E	МПа	24 000	206 000
Коэффициент Пуассона	V	-	0,2	0,3
Предел текучести	$\sigma_{02}$	МПа	-	235
Предел прочности на сжатие	$R_{b}$	МПа	11	-
Предел прочности на растяжение	$R_b^t$	МПа	1,2	-

На рис. 4 и рис. 5 представлены диаграмма деформирования бетона и график зависимости поврежденности  $\,D\,$  от деформаций, кусочно-линейные аппроксимации которых использовались при задании неупругих свойств при проведении КЭ расчетов.

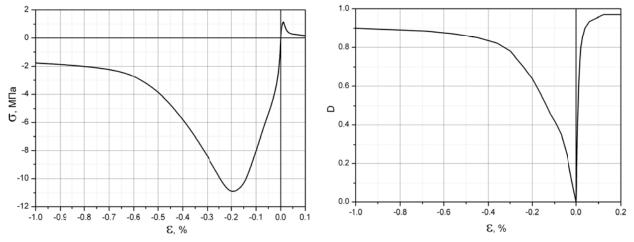


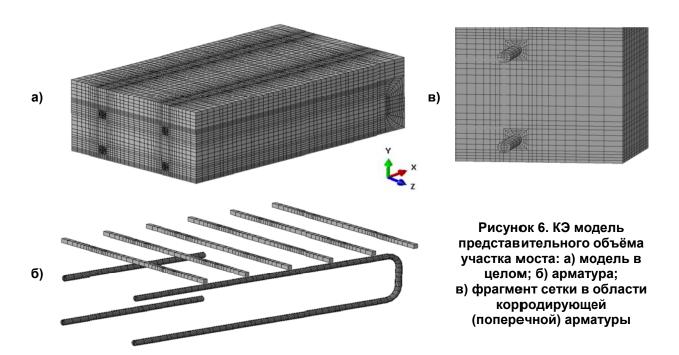
Рисунок 4. Диаграмма деформирования бетона В15

Рисунок 5. График зависимости поврежденности от деформаций для бетона В15

Неупругое поведение стальной арматуры моделировалось при помощи упругопластической модели с линейным изотропным упрочнением и ассоциированным законом пластического необходимости случае течения. При В наличия сложных программ переменного быть непропорционального нагружения могут использованы более сложные модели упругопластического деформирования металлов [21].

### 5. Конечно-элементная модель

При проведении исследований использовался КЭ программный комплекс ABAQUS [22]. Для анализа напряженно-деформированного состояния бокового участка автодорожного моста была создана трехмерная КЭ модель представительного объёма (рис. 6) с учетом дискретного расположения арматуры. На рис. 6а ось z соответствует направлению движения, ось x направлена от центральной линии моста к периферии. В расчетах применялись изопараметрические восьмиузловые линейные конечные элементы C3D8R. Параметры КЭ модели представлены в табл. 2.



Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

Арматурные стержни, как и бетонная матрица, моделировались объёмными конечными элементами (см. рис. 6б). При моделировании нижних арматурных стрежней, подверженных коррозии, учитывалась их круговая форма поперечного сечения и использовалась детальная КЭ дискретизация (см. рис. 6б и в). Верхние арматурные стержни, не подверженные коррозии, моделировались огрублено — стержнями квадратного поперечного сечения эквивалентной жесткости. Сгущение КЭ сетки вводилось в нижнем защитном слое бетона — области потенциального разрушения и в областях, прилегающих к нижним арматурным стержням.

Таблица. 2. Параметры КЭ трехмерной модели представительного объёма участка моста

Число узлов	87 205
Число элементов	82 400
Число степеней свободы	261 615

Решение нелинейной краевой задачи получено на основе использования инкрементальноитерационных процедур с автоматическим выбором размера шага. Для преодоления проблем со сходимостью при поиске решения для модели материала, учитывающей разупрочнение и деградацию жесткости, была использована вязкопластическая регуляризация. Для получения КЭ решения нелинейной задачи потребовалось 2018 шагов. Общее время решения данной задачи на 2<sup>x</sup> процессорном 24<sup>x</sup> ядерном сервере (2×Intel Xeon X5660, 48 Гб RAM) составило 286 часов.

# 6. Результаты конечно-элементного моделирования процесса разрушения

Задача решалась с использованием упруго-поврежденно-пластической модели материала (рис. 1-6). Использование упругой модели или упруго-пластической модели без учёта повреждений не позволяет корректно описать процесс разрушения защитного слоя бетона.

Сценарий приложения нагрузки включал два этапа. Сначала прикладывалось равномерно распределенное нормальное давление p=0.01 МПа на верхней грани представительного объёма, а затем при постоянном давлении постепенно увеличивалось коррозионное распухание  $\Delta$  от 0 до 25  $\mu$ M на нижних арматурных стержнях.

На рис. 7 показано распределение полей повреждений от действия равномерно распределенного давления p без учёта коррозии. Действие только рассматриваемой механической нагрузки приводит к относительно низкому уровню максимальной поврежденности при растяжении (менее 3%), который наблюдается в верхнем слое в области заделки (левый торец на рис. 7). Реализующееся напряженно-деформированное состояние соответствует изгибу гетерогенной консоли.

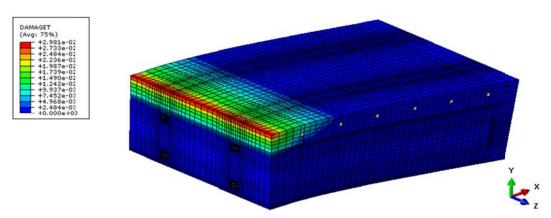


Рисунок 7. Распределение полей повреждений (max D = 3%) от действия поверхностной нагрузки p=0,01 МПа без учёта коррозии. Для наглядности деформированное состояние увеличено в 8000 раз

При увеличении коррозионного распухания  $\Delta$  наблюдается возникновение и развитие зон поврежденности вокруг корродирующей арматуры. Зоны поврежденности локализованы, их местоположение соответствует возникновению горизонтальных (отслаивающих защитное покрытие) и вертикальных (фрагментирующих защитное покрытие и ускоряющих коррозию) трещин в защитном слое бетона в нижней части представительного объёма. На рис. 8 показано

распределение полей повреждений (вид снизу) при коррозионном распухании  $\Delta$  = 25  $\mu$ м. Разрушению подвергается тонкий слой бетона под арматурными стержнями на протяжении их всей длины.

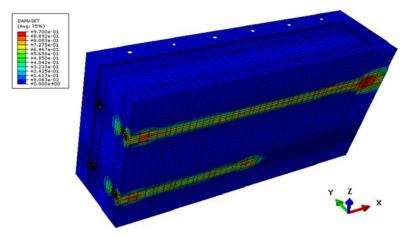


Рисунок 8. Распределение полей повреждений (max D = 97%) при коррозии Δ = 25 μm. Вид снизу

Распределение полей повреждений в вертикальных поперечных сечениях, содержащих оси корродирующих арматурных стержней, показаны на рис. 9. Области высоких значений повреждений располагаются в бетоне под арматурными стержнями и практически не наблюдаются над ними. Характер распределения поврежденности вдоль длины стержней близок к равномерному.

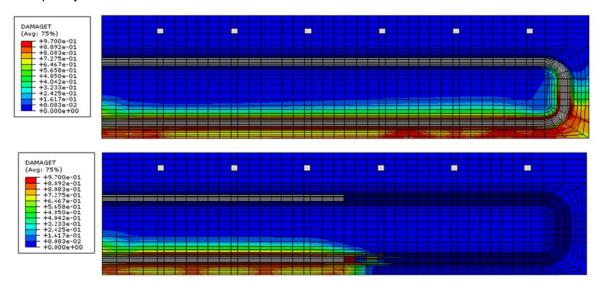


Рисунок 9. Распределение полей повреждений (max D = 97%) при коррозии Δ = 25 μm: (a) поперечное сечение участка моста, проходящее через длинный (U-образный) арматурный стержень, (б) поперечное сечение участка моста, проходящее через короткий арматурный стержень

Эволюция развития зон повреждений с ростом коррозионного распухания в диапазоне от  $\Delta$  = 3  $\mu$ M до 25  $\mu$ M показана на рис. 10 для сечения параллельного плоскости заделки, проходящего через первый продольный арматурный стержень. При увеличении  $\Delta$  наблюдается локализация зон высокой поврежденности в виде двух узких горизонтальных полос в стороны от арматурного стержня (рис. 10г,д). Аналогичный результат наблюдался при непосредственном моделировании роста трещин при коррозии [10-12, 17] (ср. рис. 11а и 11б). Высота появления этих зон коррелирует с наблюдаемой в реальности границей излома (рис. 1). Кроме этого, полученное решение демонстрирует возникновение нового очага поврежденности на свободной поверхности под арматурой, что также подтверждается расчётами [10-12] и экспериментом [17], где при определенном уровне коррозии инициируется возникновение новой вертикальной трещины (рис. 10д, 11б), развитие которой и определяет окончательное разрушение защитного слоя.

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

Следует отметить, что используемый в данной работе подход моделирования процессов разрушения на основе использования концепции континуальных повреждений без необходимости перестроения сетки требует значительно меньше вычислительных усилий, чем прямое моделирование процесса роста трещины.

Для дальнейшей локализации зон повышенной поврежденности и приближения результатов к прогнозам моделей при наличии трещин необходимо использовать более мелкие КЭ сетки.

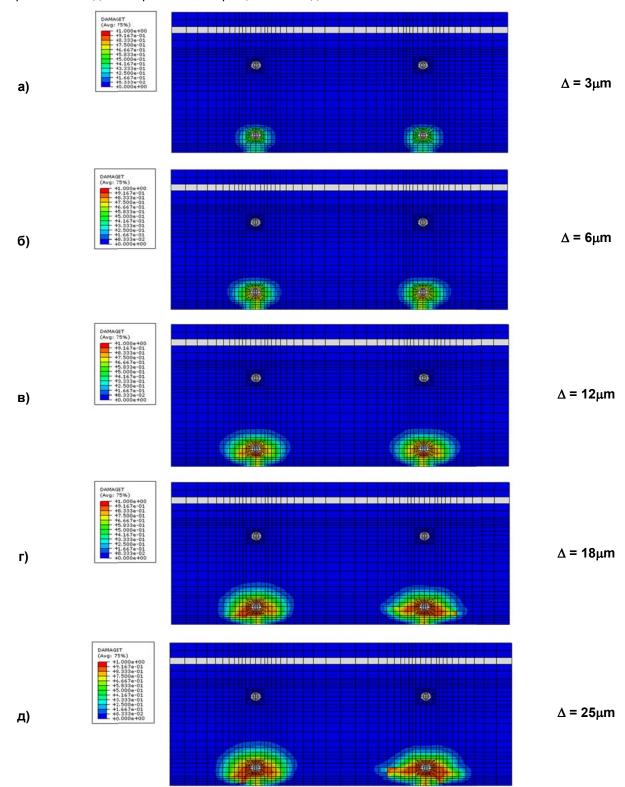


Рисунок 10. Распределение полей повреждений при различных уровнях коррозии  $\Delta$  = 3, 6, 12, 18, 25  $\mu$ m. Продольное сечение, проходящее через первый продольный арматурный стержень (показан в верхней части сечения светлой горизонтальной полосой)

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

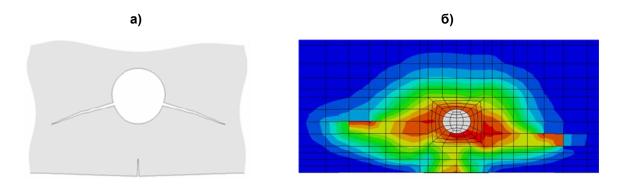


Рисунок 11. Сравнение прогнозов коррозионного растрескивания: а) в плите [10] на основе прямого моделирования процессов роста трещин методами механики разрушения; б) в представительном объёме моста на основе методов механики континуальных повреждений

#### 7. Оценка остаточного ресурса частично разрушенной конструкции

В результате обрушения защитного слоя бетона на части бокового участка автодорожного моста (см. рис. 1) произошло изменение несущей способности конструкции. Для ее оценки был произведен КЭ расчет с учетом изменения геометрии (см. рис. 12а, ср. с рис. 1). Следует отметить, что наблюдаемое в реальности обрушение фрагментов бетона произошло вдоль плоскости залегания прокорродированных арматурных стержней нижнего слоя. Это соответствует результатам, полученным в предыдущем разделе, и позволяет рассматривать КЭ оценку остаточного ресурса, как продолжение КЭ расчетов, начатых в разделе 6.

На рис. 12б показано распределение интенсивности напряжений по Мизесу в рассматриваемом фрагменте конструкции. Экстремальные значения наблюдаются в нижнем слое арматуры в области заделки. Распределение интенсивности напряжений и максимальных главных напряжений в бетоне представлено на рис. 12в и г. Полученные значения и для арматуры, и для бетона не превосходят критических (ср. с табл. 1). Неоднородность напряженного состояния в направлении движения наиболее заметна для продольной компоненты тензора напряжений (рис. 12 д).

Результаты КЭ исследований позволили установить, что в результате обрушения защитного слоя максимальные прогибы увеличились на 35 %, максимальные и минимальные главные значения тензора напряжений в бетоне выросли на 12 % и 26 % соответственно, интенсивность напряжений в арматуре — на 86 %. Несмотря на значительное изменение вышеперечисленных относительных показателей, абсолютные их значения остались ниже критических значений. Однако прогрессирующая коррозия оголившихся нижних арматурных стержней может привести к их дальнейшему ускоренному разрушению.

КЭ расчет конструкции на следующей стадии разрушения показал, что после разрушения нижнего слоя арматуры максимальные прогибы увеличились еще на 38 %, максимальные и минимальные главные значения тензора напряжений в бетоне выросли еще на 13.5 % и 30 % соответственно, но на данной стадии разрушения все еще не достигли критических значений, лишь вплотную приблизились к ним.

Детальный анализ кинетики коррозионного износа арматуры требует наличия обширной информации о параметрах электрохимических процессов, происходящих в конструкции. На практике для оценки ресурса поврежденных железобетонных конструкций с учетом коррозионного износа арматуры могут быть использованы простейшие эмпирические полиномиальные зависимости толщины прокорродированного слоя или площади поперечного сечения стальных армирующих элементов от времени [3, 6, 23, 24]. Однако валидность подобных прогнозов в каждом конкретном случае требует дополнительной экспериментальной проверки.

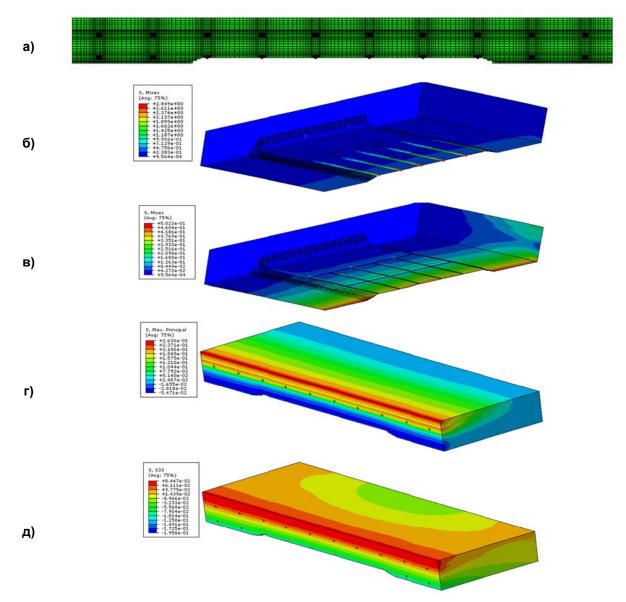


Рисунок 12. Результаты КЭ расчетов с учетом обрушения фрагмента защитного слоя: а) КЭ модель; б) распределение полей интенсивности напряжений  $\sigma_i$ ; в)  $\sigma_i$  в бетоне; г) максимальные напряжения  $\sigma_{zz}$  в бетоне

#### Выводы

Выполнено исследование процессов деформирования и разрушения бетонной матрицы участка автодорожного моста под действием эксплуатационных нагрузок и коррозионного распухания арматуры на основе прямого конечно-элементного моделирования с учётом накопления в бетоне континуальных повреждений. Полученные результаты решения нелинейной краевой задачи в трехмерной постановке с учётом дискретного расположения арматуры для представительного объёма бокового участка моста демонстрируют корреляцию с наблюдаемым в реальности характером разрушения.

Предложенный подход позволяет на стадии проектирования железобетонных конструкций определять потенциальные механизмы трещинообразования и производить анализ долговечности подобных конструкций с учётом степени коррозии арматуры. Данный подход позволяет также производить оценку остаточного ресурса частично разрушенной конструкции с учётом предыстории её эксплуатации. Однако практическая реализация данного подхода требует привлечения значительных вычислительных ресурсов и дополнительных экспериментальных данных об изменении механических свойств бетона и железобетона вследствие агрессивного воздействия окружающей среды.

Исследование выполнено при поддержке РФФИ (проект №12-08-00943).

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

#### Литература

- 1. Бондаренко В. М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде // Бетон и железобетон. 2008. №2. С. 25-28.
- 2. Овчинников И. Г., Раткин В. В., Землянский А. А. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридосодержащих сред / Сарат. гос. техн. ун-т. Саратов, 2000. 232 с.
- 3. Попеско А. И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии / СПб гос. архит.-строит. ун-т. СПб., 1996. 182 с.
- 4. Васильев А. И. Вероятностная оценка остаточного ресурса физического срока службы железобетонных мостов // Труды ЦНИИС. Вып. 208. 2002. С. 101-120.
- 5. Иосилевский Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов. М.: Науч.-изд. Центр «Инженер», 2001. 296 с.
- 6. Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Report. 1980. 102 p.
- 7. Пузанов А. В., Улыбин А. В. Методы обследования коррозионного состояния арматуры железобетонных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7 (25). С. 18-25.
- 8. Степанов В. Б. Методика определения ширины раскрытия коррозионных трещин для оценки технического состояния железобетонных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2012. №5 (31). С. 6-11.
- 9. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов. М.: Министерство транспорта РФ, 2002.
- 10. Бенин А. В., Семёнов А. С., Семёнов С. Г. Моделирование процесса разрушения элементов железобетонных конструкций под действием коррозии арматуры с использованием различных моделей неупругости и поврежденности // Труды XXIII межд. конф. «Мат. моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов». СПб., 2009. С. 65-71.
- 11. Бенин А. В., Семёнов А. С., Семёнов С. Г. Моделирование процесса разрушения элементов железобетонных конструкций под действием коррозии арматуры // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2010. № 2. С. 126-137.
- 12. Benin A. V., Semenov A. S., Semenov S. G. Modeling of fracture process in concrete reinforced structures under steel corrosion // Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering. 2010. Vol. 39. № 2. Pp. 168-175.
- 13. Бенин А. В. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения элементов железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 5. С. 16-20.
- 14. Бенин А. В. Моделирование процессов деформирования и разрушения при вытягивании арматурного стержня из бетонного блока // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2011. № 1. С. 129-142.
- 15. Фёдоров И. В., Семёнов С. Г., Семёнов А. С., Бенин А. В. Сравнительный анализ результатов конечно-элементного моделирования вытягивания арматуры из бетона с использованием различных моделей процесса разрушения связей сцепления блока // ХХХІХ Неделя науки СПбГПУ. Материалы международной научно-практической конференции. Ч. І. СПб., 2010. С. 366-367.
- 16. Бенин А. В. Моделирование процессов разрушения участка автомобильного моста под действием коррозии арматуры // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 6. С. 9-11.
- 17. Алексеев С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. М.: Госстройиздат, 1962. 187 с.
- 18. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E. A. Plastic-Damage Model for Concrete // Int. Journal of Solids and Structures. 1989. Vol. 25. № 3. Pp. 229–326.
- 19. Lee J., Fenves G. L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures // Journal of Engineering Mechanics. 1998. Vol. 124. № 8. Pp. 892–900.
- 20. Kupfer H., Hilsdorf H. K., Rusch H. Behaviour of concrete under biaxial stress. Journal of the American Concrete Institute // 1969. Vol. 66. Pp. 656-666.
- 21. Мельников Б. Е., Семенов А. С., Семенов С. Г. Многомодельный анализ упругопластического деформирования материалов и конструкций. Современное состояние // Труды ЦНИИ им. акад. А.Н. Крылова. 2010. № 53. С. 85-92.
- 22. Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.10.
- 23. Цикерман Л. Я. Долгосрочный прогноз опасности грунтовой коррозии металлов. М.: Недра, 1966. 176 с.
- 24. Roberts M. B., Atkins C., Hogg V. A proposed empirical corrosion model for reinforced concrete // Proceedings of the ICE Structures and Buildings. 2000. № 140(1). Pp. 1-11.

\* Артём Семёнович Семёнов, Санкт-Петербург, Россия Тел. раб.: +7(812)-552-63-03; эл. почта: Semenov.Artem@googlemail.com

© Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е., 2012

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

### Комплексная оценка теплозащиты ограждающих конструкций оболочки здания

К.т.н., доцент С.В. Корниенко\*,

ФГБОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

**Ключевые слова:** тепловая защита здания; сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций; численное моделирование

Одним из приоритетных направлений современной архитектуры и строительства является энергосбережение и повышение энергоэффективности зданий. Важной задачей в этом направлении является адекватное определение теплозащитных качеств ограждающих конструкций. Решение этой задачи позволяет оценить соответствие строительных конструкций нормативным требованиям, установить реальные потери тепла, разработать меры по повышению тепловой защиты зданий. Из числа последних публикаций, посвященных этой проблеме, можно отметить работы [1-19].

Комплексная оценка теплозащиты эксплуатируемых зданий может быть выполнена путем натурных измерений и численного моделирования процессов тепло- и влагопереноса в ограждающих конструкциях оболочки здания. Однако значительная трудоемкость, а зачастую и невозможность проведения эксперимента, недостаточная проработка методики измерений, необходимость применения дорогостоящей аппаратуры, жесткие требования к режимным параметрам проведения эксперимента, а также отсутствие надежных и удобных для практического применения методов численного моделирования тепловлагопереноса в ограждающих конструкциях зданий, затрудняет решение этой задачи.

Автором разработан метод расчета температурно-влажностного режима в трехмерных областях ограждающих конструкций зданий [14] на основе математической модели совместного нестационарного тепловлагопереноса, описываемой системой дифференциальных уравнений в частных производных и краевыми условиями. Указанная модель основана на теории потенциала влажности В.Н. Богословского с применением шкалы абсолютного потенциала влажности [18], разработанной автором. Использование этой шкалы позволяет существенно упростить модель тепловлагопереноса. Разработанная математическая модель реализована в компьютерной программе [17], которая позволяет производить расчет трехмерных нестационарных температурных и влажностных полей в краевых зонах ограждающих конструкций в широком диапазоне влажности при сложных граничных условиях.

Указанный метод позволяет учесть влияние краевых зон на теплозащитные свойства ограждений [15] и разработать меры по повышению энергоэффективности зданий. Разработанная компьютерная программа включена в программно-вычислительный комплекс «Энергоэффективность и тепловая защита зданий» [17], имеет государственную регистрацию [19] и использована при проектировании объектов жилищно-гражданского и производственного назначения на территории Волгоградской области и других регионов России.

В данной статье выполнена комплексная оценка теплозащиты оболочки здания на основе натурных измерений и численного моделирования тепловлагопереноса в ограждающих конструкциях.

Объектом натурного обследования является 2-комнатная квартира, расположенная на первом этаже 5-этажного эксплуатируемого жилого дома в г. Волжском Волгоградской области. Конструктивная система здания объемно-блочная, с применением объемных блоков типа «колпак». Стены объемных блоков выполнены из тяжелого бетона плотностью 1800 кг/м³ толщиной 70 мм с навесными панелями наружных стен из керамзитобетона плотностью 900 кг/м³ толщиной 250 мм. Для повышения теплозащитных качеств наружных стен в 2009 г. произведена реконструкция здания, в результате которой выполнена система с навесным вентилируемым фасадом. Заполнение проемов наружных стен выполнено оконными блоками из однокамерных стеклопакетов в ПВХ профилях. Система отопления — централизованная однотрубная, с нижней разводкой подающей и обратной магистралей и ручным регулированием расхода теплоносителя на отопительных приборах. Система вентиляции — приточно-вытяжная канальная, с естественным регулируемым притоком воздуха через вентиляционные клапаны в наружных стенах и удалением воздуха через вытяжные каналы. Проектные параметры систем отопления и вентиляции обеспечивают

выполнение санитарно-эпидемиологических требований согласно СП 54.13330.2011 (п. 9) в указанной квартире.

Натурные измерения проведены автором в холодный период года с 24.01.2012 по 27.01.2012 в жилой комнате указанной квартиры. Наружная стена сориентирована на северовосток, что исключает инсоляцию помещения во время обследования. Продолжительность натурного обследования соответствует требованию ГОСТ 26254—84 по тепловой инерции наружных стен здания.

Испытания в натурных условиях проведены в период, когда разность среднесуточных температур внутреннего и наружного воздуха обеспечивает получение результата с необходимой точностью. Анализ фактических данных, взятых с ближайшей метеостанции, показал, что в предшествующие 3 суток перед началом измерений температура наружного воздуха была стабильна (отклонение среднесуточной температуры от средней температуры за указанный период не превышает 1,5 °C). В ходе проведения измерений стабильность температуры наружного воздуха сохранялась и в последующие сутки. Внутри здания температура воздуха практически постоянна, что обусловлено режимом эксплуатации. Таким образом, в целом режим теплопередачи через рассматриваемые ограждения можно считать близким к установившемуся.

Натурные измерения параметров теплозащиты ограждающих конструкций выполнены методом неразрушающего контроля с применением современных цифровых измерительных приборов. Измерение и регистрация плотности тепловых потоков, проходящих через ограждающие конструкции, и температур выполнены многоканальным прибором ИТП−МГ4.03−10 «Поток» (зав. № 559, вып. 12.2010). Регистрация тепловых потоков и температур выполнялась в автоматическом режиме с интервалом 5 минут. Для оперативного измерения параметров микроклимата помещения использован электронный контактный термометр ТК 5−06 с комплектом зондов и цифровой термоанемометр Теsto 405. Все измерения выполнены при закрытых окнах и вентиляционных клапанах наружных стен приборами, прошедшими регистрацию и имеющими сертификат.

Для измерений выбраны фрагменты ограждающих конструкций в зоне указанной квартиры, характерные для всей теплозащитной оболочки здания. Предварительно методом термографирования внутренней поверхности ограждающих конструкций, согласно ГОСТ 26254-84, определены термически однородные зоны. Датчики температуры и теплового потока установлены на внутренней поверхности ограждающих конструкций на высоте около 1.2 м от уровня пола: по глади стены (на расстоянии 0,48 м от вершины угла), в зоне угла (на расстоянии 0,255 м), в центре стеклопакета оконного блока. Для измерения температуры внутреннего и наружного воздуха датчики температуры установлены на той же высоте на расстоянии 100 мм от внутренней и наружной поверхностей стены. Измерения температуры, относительной влажности и скорости движения воздуха выполнены оперативно в центре жилой комнаты, на высоте 1,1...1,5 м от пола. Результирующая температура помещения определена по температуре шарового термометра согласно ГОСТ 30494-96.

Результаты мониторинга температуры и плотности теплового потока представлены в виде графиков на рис. 1, 2. Графики зависимости температуры от времени (рис. 1) показаны в порядке убывания температуры: внутренний воздух, по глади стены, в зоне угла, в центре стеклопакета, наружный воздух. Графики зависимости плотности теплового потока от времени (рис. 2) показаны в порядке возрастания теплового потока: по глади стены, в зоне угла, в центре стеклопакета.

Анализ полученных результатов измерений показывает, что изменение температуры внутреннего воздуха незначительно: минимальная температура  $20.2~^{\circ}$ С, максимальная  $-23.6~^{\circ}$ С, средняя  $-21.9~^{\circ}$ С. Температура наружного воздуха изменяется от  $-20~^{\circ}$ С до  $-11~^{\circ}$ С при среднем значении  $-15.5~^{\circ}$ С. Минимальная температура на внутренней поверхности стены отмечалась 26.01.2012 в утренние часы: по глади  $-17.9~^{\circ}$ С, в краевой зоне  $-17.0~^{\circ}$ С. По мере приближения к углу температура понижается, а плотность теплового потока увеличивается. Минимальная температура на внутренней поверхности стеклопакета равна  $11.6~^{\circ}$ С. Плотность теплового потока, проходящего через стеклопакет, значительно выше, чем через наружную стену.

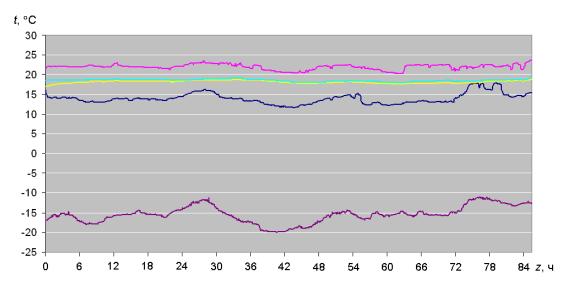


Рисунок 1. Графики зависимости температуры от времени

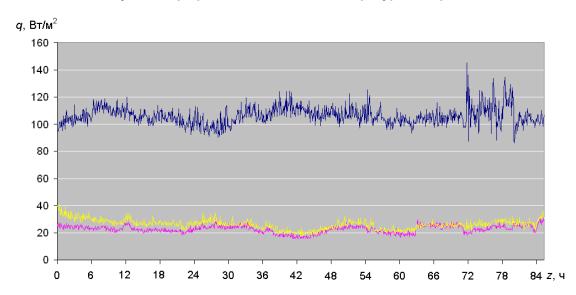


Рисунок 2. Графики зависимости поверхностной плотности теплового потока от времени

На основе применения вероятностно-статистических методов выполнена обработка результатов измерений, которая включает в себя расшифровку информации с регистраторов температуры и тепловых потоков и определение сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций. Расчет сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций в указанных точках установки датчиков выполнен по результатам измерения температуры и плотности теплового потока для *i*-го измерения по формуле:

$$R_{hi} = \frac{t_i^{int} - t_i^{ext}}{q_{hi}},\tag{1}$$

где  $t_i^{int}$ ,  $t_i^{ext}$  — значения температуры соответственно внутреннего и наружного воздуха;  $q_{hi}$  — значение плотности теплового потока на внутренней поверхности ограждений.

За истинное значение сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций в указанных точках принято выборочное среднее значение, определяемое по формуле:

$$R_h^{av} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_{hi} , \qquad (2)$$

где n — число измерений, полученное после исключения из исходной выборки недостоверных значений сопротивления теплопередаче.

Погрешность определения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций вычисляется по формуле:

$$\Delta_{sum} = \sqrt{\left(\Delta_1\right)^2 + \left(\Delta_2\right)^2 + \left(\Delta_3\right)^2} , \tag{3}$$

где  $\Delta_{sum}$  — суммарная относительная погрешность;  $\Delta_1$  — основная относительная приборная погрешность измерений для температуры;  $\Delta_2$  — то же, для плотности теплового потока;  $\Delta_3$  — относительная методическая погрешность, обусловленная нестационарностью процесса теплопередачи.

Согласно паспортным данным прибора ИТП-МГ4.03—10 «Поток», основная относительная погрешность измерений составляет: для температуры — не более 1 %, для плотности теплового потока — не более 6 %. Согласно МДС 23—1.2007 относительная методическая погрешность, обусловленная нестационарностью процесса теплопередачи, не превышает 8 %. При указанных данных суммарная относительная погрешность по формуле (3) не превышает 10 %, что меньше допустимого значения по ГОСТ 26254—84. Таким образом, в ходе натурных измерений получены достоверные результаты, обеспечивающие заданную точность.

Результаты измерений параметров микроклимата помещения, температурного режима и теплозащитных показателей ограждающих конструкций приведены в табл. 1.

Таблица 1. Результаты измерений параметров микроклимата, температурного режима и теплозащитных показателей ограждающих конструкций

Наименование показателя	Фактическое значение показателя		
1. Температура воздуха, °С	21,5		
2. Результирующая температура, °С	21,6		
3. Относительная влажность, %	51,1		
4. Скорость движения воздуха, м/с	0,020,05		
5. Средняя за период наблюдений температура на внутренней поверхности ограждающей конструкции, °C:			
по глади стены	18,6 (15,9)*		
в зоне угла	18,2 (15,4)		
в центре стеклопакета	13,9 (10,4)		
6. Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции, м <sup>2,</sup> °С/Вт:			
по глади стены	1,69		
в зоне угла	1,47		
в центре стеклопакета	0,354		

<sup>\*)</sup> приведенная к расчетным условиям согласно ГОСТ 26254-84.

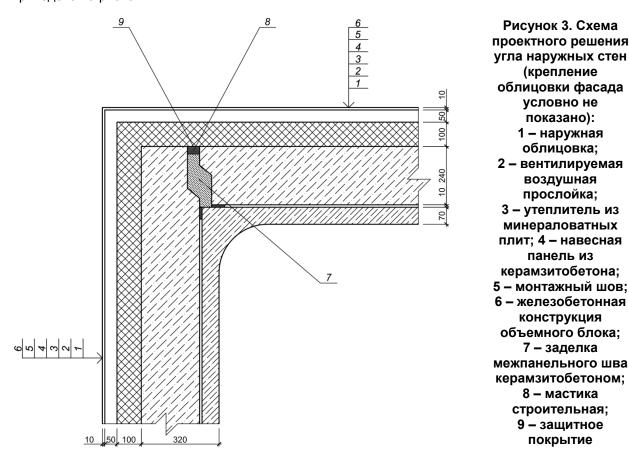
Анализ данных табл. 1 показывает, что фактические параметры микроклимата в жилой комнате отвечают оптимальным нормам по температуре и скорости движения воздуха, а также допустимым нормам по результирующей температуре и относительной влажности воздуха согласно ГОСТ 30494–96. Однако фактические значения сопротивления теплопередаче наружной стены ниже минимального значения согласно п. 5.13 СНиП 23–02–2003 ( $R^w_{min}$  = 1,76 м²·°С/Вт). Приведенное сопротивление теплопередаче окна, рассчитанное на основе полученного экспериментального значения для светопропускающей части (стеклопакета), составляет 0,393 м²·°С/Вт, что ниже нормируемого значения по табл. 4 того же СНиП ( $R^F_{req}$  = 0,447 м²·°С/Вт). Таким образом, указанные фрагменты оболочки здания не отвечают требованиям п. 5.1 а) СНиП 23–02–2003 по приведенному сопротивлению теплопередаче ограждающих конструкций. Температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и на внутренней поверхности наружной стены в жилой комнате обследованной квартиры составляет 4,1...4,6 °C, что выше нормируемого значения  $\Delta t_n$  = 4,0 °C согласно табл. 5 СНиП 23–02–2003, следовательно, наружные стены не отвечают санитарно-гигиеническому показателю.

Таким образом, проведенная реконструкция здания с целью повышения уровня его теплозащиты не обеспечила безопасные условия для проживания.

Представляет практический интерес установление причины низкого уровня теплозащиты наружных стен. Провести комплекс вскрышных работ на исследуемых участках оболочки здания с целью непосредственных измерений теплофизических характеристик строительных материалов, используемых в конструкции, на момент проведения обследования не представилось возможным в связи с аномально низкой температурой наружного воздуха и отказом со стороны жильцов дома.

Корниенко С.В. Комплексная оценка теплозащиты ограждающих конструкций оболочки здания

Поэтому возможные причины низкой теплозащиты могли быть установлены путем анализа проектной документации и численным моделированием процесса теплопередачи при реальных температурных условиях с учетом влажностного режима наружных ограждений. Выполним этот расчет для угла наружных стен по двум вариантам: 1 – при фактическом значении коэффициента теплопроводности утеплителя; 2 – при его проектном значении. Схема проектного решения узла приведена на рис. 3.



Фактический коэффициент теплопроводности утеплителя наружных стен можно определить приближенно на основе измеренного сопротивления теплопередаче по глади наружной стены по формуле:

$$\lambda_{hm}^{ins} = \frac{\delta_{ins}}{R_{hw}^{av} - \left(\frac{1}{\alpha_h^{si}} + \frac{1}{\alpha_h^{se}} + \frac{\delta_1}{\lambda_{h1}} + \frac{\delta_2}{\lambda_{h2}}\right)},\tag{4}$$

где  $\delta_{ins}$  — толщина утеплителя, принимаемая по проекту ( $\delta_{ins}$  = 0,1 м);  $R_{hw}^{\ \ av}$  — фактическое (измеренное) сопротивление теплопередаче по глади наружной стены;  $\alpha_h^{\ \ si}$  — коэффициент теплообмена у внутренней поверхности наружной стены в эксперименте, определенный согласно ГОСТ 26254—84 на основе измеренных параметров [ $\alpha_h^{\ \ si}$  = 7,3 BT/( $M^2$ .°C)];  $\alpha_h^{\ \ se}$  — коэффициент теплообмена у наружной поверхности стены, принятый с учетом влияния вентилируемой воздушной прослойки согласно СП 23–101–2003 [ $\alpha_h^{\ \ se}$  = 10,8 BT/( $M^2$ .°C)];  $\delta_1$  — толщина стенки «колпака» объемного блока, принятая по проекту ( $\delta_1$  = 0,07 м);  $\lambda_{h1}$  — расчетный коэффициент теплопроводности стенки «колпака» объемного блока [ $\lambda_{h1}$  = 0,80 BT/(M.°C)];  $\delta_2$  — толщина навесной панели объемного блока, принятая по проекту ( $\delta_2$  = 0,25 м);  $\lambda_{h2}$  — расчетный коэффициент теплопроводности навесной панели объемного блока [ $\lambda_{h2}$  = 0,28 BT/(M.°C)].

По формуле (4)  $\lambda_{hm}^{ins}$  = 0,208 BT/(м·°C), по проекту  $\lambda_{hd}^{ins}$  = 0,041 BT/(м·°C).

Численное моделирование тепловлагопереноса для указанного фрагмента наружной стены по двум вариантам расчета выполнено в компьютерной программе [19] при фактических параметрах микроклимата помещения и наружного климата, усредненных за время измерений. Геометрические характеристики конструкции определены в соответствии с проектной документацией.

На рис. 4 показаны графики зависимости температуры от координаты на внутренней поверхности угла по двум вариантам расчета. Графики получены путем обработки результатов численного моделирования интерполяцией кубическими сплайнами.

Как видно из рис. 4, минимальная температура по обоим вариантам расчета отмечается в углу. По мере удаления от угла температура повышается. При фактическом значении коэффициента теплопроводности утеплителя (вариант 1) температура ниже, чем при проектном значении (вариант 2), причем максимальное отклонение температуры отмечается в углу.

На основе расчетных значений температуры в точках измерений наружной стены определяем расчетное сопротивление теплопередаче по формуле:

$$R_{hj} = \frac{t_{int} - t_{ext}}{\alpha_{hj}^{si} \left( t_{int} - t_{j}^{si} \right)},$$
 (5)

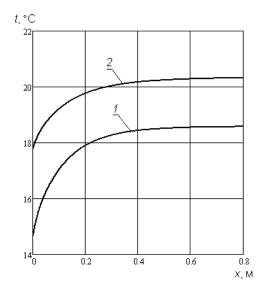


Рисунок 4. Графики зависимости температуры от координаты на внутренней поверхности угла наружных стен по вариантам расчета: 
1 – при  $\lambda_{hm}^{ins}$  = 0,208 Bt/(м·°C); 
2 – при  $\lambda_{hd}^{ins}$  = 0,041 Bt/(м·°C)

где  $t_{int}$ ,  $t_{ext}$  — соответственно температура внутреннего и наружного воздуха;  $t_j^{si}$  — температура в точках измерений, полученная по результатам численного моделирования.

Сравнение расчетных и фактических (измеренных) значений сопротивления теплопередаче наружной стены для указанных точек наружной стены представлено в табл. 2.

Таблица 2. Сравнение расчетных и фактических значений сопротивления теплопередаче наружной стены

Фрагмент наружной	Сопротивление м <sup>2</sup> .°(	,	Отклонение расчетного значения сопротивления теплопередаче от
стены	фактическое	расчетное	фактического, %
По глади (х <sub>1</sub> = 0,48 м)	1,69	1,55	-8,28
В зоне угла ( $x_2 = 0.255 \text{ м}$ )	1.47	1.38	-6,12

Из табл. 2 видно, что расчетные и фактические значения сопротивления теплопередаче хорошо согласуются между собой. Максимальное отклонение (—8,28 %) отмечается по глади стены. Таким образом, подтверждается достоверность результатов, полученных компьютерной программой.

По результатам численного моделирования тепловлагопереноса в наружной стене по варианту 2 установлено, что проектное решение наружных стен соответствует нормативным требованиям по теплозащите.

Ухудшение фактического температурного режима наружных стен и снижение их теплозащитных качеств по сравнению с проектным решением может быть вызвано нарушениями, допущенными в ходе строительства и реконструкции здания: некачественной заделкой стыков межпанельных швов; наличием в теплозащитной оболочке здания многочисленных теплопроводных включений, обусловленных некачественным выполнением работ; отсутствием в наружной облицовке вентиляционных отверстий. Устранение допущенных в ходе строительства и реконструкции недостатков позволит повысить уровень тепловой защиты здания.

По результатам проведенных исследований сформулированы выводы.

- 1. Проведена апробация разработанного автором метода расчета температурновлажностного режима в трехмерных областях ограждающих конструкций зданий в натурных условиях.
- 2. Показано хорошее согласование расчетных и фактических данных. Это подтверждает достоверность результатов расчета и позволяет использовать указанный метод в проектной практике.

#### Литература

- 1. Ройфе В. С. Экспериментальные исследования влажностного состояния строительных конструкций // Вестник МГСУ. 2011. № 3. Т. 2. С. 104-108.
- 2. Ананьев А. И., Ананьев А. А.. Теплозащитные свойства и долговечность непрозрачных фасадных систем зданий // Вестник МГСУ. 2011. № 3. Т. 1. С. 146-151.
- 3. Гагарин В. Г., Козлов В. В., Крышов С. И., Пономарев О. И. Теплозащита наружных стен зданий с облицовкой из кирпичной кладки // АВОК. 2009. № 5. С. 48-56. №6. С. 48-55.
- 4. Соколов Н. А., Соколов А. Н. Обеспечение единства измерений теплофизических и теплотехнических параметров строительных материалов и конструкций // Строительная теплофизика и энергоэффективное проектирование ограждающих конструкций зданий: Сб. трудов II Всероссийской науч.-техн. конф. СПб: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. С. 144-149.
- 5. Пинскер В. А., Вылегжанин В. П., Гринфельд Г. И. Теплофизические испытания фрагмента кладки стены из газобетонных блоков марки по плотности D400 // Инженерно-строительный журнал. 2009. № 8. С. 17-19.
- 6. Горшков А. С., Ватин Н. И., Глумов А. В. Влияние физико-технических и геометрических характеристик штукатурных покрытий на влажностный режим однородных стен из газобетонных блоков // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 1 (19). С. 28-33.
- 7. Фокин В. М., Ковылин А. В. Экологически безопасный неразрушающий метод определения теплофизических свойств строительных материалов и изделий в зимний период [Электронный ресурс] // Интернет-Вестник ВолгГАСУ. Политематическая сер. 2010. Вып. 2 (12). Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: http://www.vestnik.vgasu.ru.
- 8. Бойков А. Г. Определение теплового потока через наружные ограждения [Электронный ресурс] // Интернет-Вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2011. Вып. 3 (17).. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: http://www.vestnik.vgasu.ru.
- 9. Motuziene V., Valancius K., Rynkun G. Complex Analysis of Energy Efficiency of public buildings: case study of VGTU // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 2 (28). С. 9-17.
- Thorsell T., Bomberg M. Integrated methodology for evaluation of energy performance of the building enclosures: part 3 – uncertainty of thermal measurements // Journal of Building Physics. 2011. Vol. 35. Pp. 83-96.
- 11. Miranville F., Fakra A. H., Gnichard S., Boyer H., Praene P., Bigot D. Evaluation of the thermal resistance of a roof–mounted multi–reflective radiant barrier for tropical and humid conditions: Experimental study from field measurements // Energy and Buildings. 2012. Vol. 48. Pp. 79-90.
- 12. Maref W., Bossche N. Van Den, Armstrong M., Lacasse M. A., Elmahdy H., Glazer R. Condensation risk assessment on box windows: the effect of the window–wall interface // Journal of Building Physics. 2012. V. 36. Pp. 35-56.
- 13. Barrios G., Huelsz G., Rechtman R., Rojas J. Wall/roof thermal performance differences between airconditioned and non air-conditioned rooms // Energy and Buildings. 2011. V. 43. No 1. Pp. 219-223.
- 14. Корниенко С. В. Решение трехмерной задачи совместного нестационарного тепло- и влагопереноса для ограждающих конструкций зданий // Строительные материалы. 2007. № 10. С. 54-55.
- 15. Корниенко С. В. Оценка влияния краевых зон ограждающих конструкций на теплозащиту и энергоэффективность зданий // Инженерно-строительный журнал. 2011. №8 (26). С. 5-12.
- 16. Корниенко С. В. Тестирование метода расчета температурно-влажностного режима ограждающих конструкций на результатах натурных измерений параметров микроклимата помещений // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 2 (28). С. 18-23.
- 17. Корниенко С. В. Повышение энергоэффективности зданий за счет снижения теплопотерь в краевых зонах ограждающих конструкций. Научное издание. Волгоград: ВолгГАСУ, 2011. 108 с.
- 18. Корниенко С. В. Методы инженерной оценки влажностного режима ограждающих конструкций на основе теории потенциала влажности. Научное издание. Волгоград: ВолгГАСУ, 2011. 100 с.
- 19. Корниенко С. В. Совместный влаготеплоперенос (COBT). Свидетельство № 2011611175 о государственной регистрации программы для ЭВМ. М.: ФИПС, 2011.

\* Сергей Валерьевич Корниенко, Волгоград, Россия

Тел. paб.: +7(8442)96-98-16; эл. почта: svkorn2009@yandex.ru

© Корниенко С.В., 2012

# Сдвиговые испытания связных грунтов при различных траекториях нагружения

Старший преподаватель И.С. Бондарь\*,

Казахский национальный технический университет им. К.И. Сатпаева

Ключевые слова: глинистые грунты; сдвиговые характеристики

В основу существующей системы оценки несущей способности оснований эксплуатируемых гражданских и промышленных зданий и сооружений заложен метод предельных состояний. Два предельных состояния доминируют при расчете оснований, а именно: потеря устойчивости формы равновесия под действием нагрузок — расчет на устойчивость; превышение деформациями допустимых значений — расчет осадки. Напряжённо-деформированное состояние оснований зданий и сооружений зависит как от действующих нагрузок, так и от физической природы грунтов основания. Следует отметить, что если при изучении деформационных характеристик грунтов, а также прочностных параметров песчаных грунтов (в диапазоне ускорений колебаний до 1 g) в условиях динамических воздействий достигнуты определенные успехи, то при оценке прочности песчаных (в диапазоне ускорений колебаний более 1 g) и глинистых грунтов, даже в области действия малых ускорений, выводы исследователей самые противоречивые.

Например, как в отечественных [1-15], так и в зарубежных работах [16-21] причиной уменьшения прочности грунтов при вибродинамических воздействиях считают изменения параметров их прочности (угла внутреннего трения  $\varphi$  и сцепления c). Некоторые авторы [5, 7, 11] высказывают мнение, что динамическое воздействие приводит к уменьшению коэффициента трения  $tg\varphi$  между грунтом и погружаемыми в него телами (опускные колодцы, сваи и т.д.).

В других исследованиях [14, 22-30] уменьшение прочностных параметров объясняют кратковременным изменением напряженно-деформированного состояния грунта, возникающим при динамических воздействиях. Необходимо отметить, что такие исследования пока немногочисленны, так как сложность определения напряженно-деформированного состояния грунтов (особенно глинистых) в условиях вибродинамического нагружения требует применения качественно нового экспериментального оборудования, сопряженного с ЭВМ.

В работе [10] сделан вывод, что снижение прочности происходит в результате уменьшения значений  $\phi$  и с при вибродинамическом воздействии. Авторы испытывали красно-бурый суглинок полутвердой консистенции с частотой пульсирующей нагрузки от 1 до 5 Гц. Падение прочности по отношению к статической составило почти 41%. Кроме того, после завершения опытов было отмечено различное по форме деформированное состояние образцов. Если в случае статического нагружения развитие деформаций глинистых грунтов происходит по наклонной к вертикали площадки, то при пульсирующих воздействиях деформации образцов носят бочкообразный, хаотичный характер.

Ценность и качественная сторона приведенных выше экспериментальных работ не вызывает сомнений. Однако, как отмечается в [32], «...многие вопросы, связанные с выяснением природы и определением количественных характеристик сопротивления грунтов сдвигу не получили необходимого разрешения. Недостаточно выяснено влияние изменения напряженного состояния, а также характеристик трения и сцепления на величину сопротивления грунтов сдвигу и зависимость этих характеристик от условий и параметров колебательного движения» [32].

Представляется неверным то (на это впервые указал профессор Н.Н. Маслов), что почти во всех приведенных выше исследованиях трактовка данных не учитывает амплитудного изменения динамической нагрузки, т.е. за расчетное напряжение принимается средняя за период колебаний его величина. Анализируя результаты накопленного экспериментального материала и различные варианты их обработки, Н.Н. Маслов пришел к выводу [29], что уменьшение сопротивления сдвигу песчаных грунтов при вибродинамических воздействиях объясняется только изменением напряженно-деформированного состояния грунта. Было показано, что изменение прочностных параметров песчаного грунта в значительной степени связано с методикой обработки экспериментального материала.

В настоящее время стандартное оборудование для проведения подобных испытаний отсутствует. Однако в этом направлении проводились и проводятся обширные научные исследования, которые обеспечили развитие достаточно большой экспериментальной базы,

состоящей преимущественно из нестандартного оборудования. Основным направлением развития оборудования явилась модернизация или усовершенствование существующих сдвиговых и трехосных приборов, применяемых для проведения статических испытаний. Дополнительно к ним были созданы виброплощадки и нагружающие устройства, позволяющие имитировать различные по характеру динамические воздействия на грунты [2, 4, 10, 14, 23, 31, 33, 34]. В зависимости от направления возмущающего действия можно выделить два основных состояния одновременного действия внешних статических и вибродинамических нагрузок:

- когда динамическое воздействие приложено в плоскости, перпендикулярной направлению сдвигающего усилия;
- когда направление сдвигающего усилия Т совпадает с направлением вибродинамического воздействия.

В литературе известны динамические сдвиговые приборы конструкции ДИИТ [4] Д.С. Левшинского, И.А. Савченко [14], многоплоскостной прибор конструкции ВНИИГ [33], конструкции Д.Д. Баркана [35, 36] и др.

Основными параметрами, используемыми в расчётах на устойчивость, являются прочностные характеристики грунтов – угол внутреннего трения и сцепление.

Одним из характерных видов деформации грунтов в природных условиях является простой сдвиг (скашивание), который при увеличении касательных напряжений до некоторого предельного значения завершается исчерпыванием их прочности с разрывом или без разрыва сплошности материала. Сопротивление сдвигу является основным прочностным показателем грунтов вообще и глинистых грунтов в частности. Определение сопротивления сдвигу глинистых грунтов испытанием их в условиях простого сдвига имеет важное прикладное значение. В связи с этим, несмотря на внедрение в лабораторную практику новых методов определения прочностных свойств грунтов, использование метода сдвига нисколько не потеряло своего значения. Этот метод испытания грунта на сегодня достаточно востребован.

В опытах на сдвиг в наибольшей степени отображаются действительные условия возможного сдвига сооружения, явления нарушения сопротивления грунта сдвигу очевидны, наглядны и убедительны. Эти опыты предельно просты, а при соблюдении условия дренирования данные испытаний глинистых грунтов методом прямого среза совпадают с данными трёхосных испытаний на сжатие. Между тем эти опыты имеют явное преимущество перед опытами на трёхосное сжатие в смысле определенности напряженного состояния образца, простоты и надежности замера деформации и т. д.

Так, например, изменения свойств слабых глинистых грунтов в лабораторных условиях были изучены на динамическом компрессионно-сдвиговом приборе, опытный образец которого был изготовлен в САФНИИОСП (Таджикистан). Прибор позволяет создавать знакопеременные динамические нагрузки (перепад напряжения) в вертикальном и горизонтальном направлениях, величина которых может составлять 10...50% от статических. Испытания показали, что при перепаде динамических воздействий  $n=10,\,20$  и 30% от статических происходит изменение сопротивления сдвигу, которое авторы связывают со снижением значения угла внутреннего трения на  $2,\,6$  и  $8^0$  соответственно. Зависимость изменения удельного сцепления C от перепадов динамического воздействия n имеет более сложный характер. Анализ осредненных значения удельного сцепления грунта свидетельствует о незначительном уменьшении его значения (в пределах 12...15%) при динамических воздействиях. В целом проведенные лабораторные испытания позволили оценить полученные результаты исследований только с качественной стороны, однако пока не позволили разработать конкретные предложения по их учету в расчетах оснований.

Аналогичные исследования лессовидных суглинков проведены в Казахской академии транспорта и коммуникаций им. М. Тынышпаева (Алматы). Суглинок был взят с горы Кок-тюбе (Заилийский Алатау, Алматы) и исследовался двух видов. Один с глубины 22 метра, делювиального происхождения с естественной влажностью W=0,138, числом пластичности  $J_P=0,098$ , границей раскатывания  $W_P=0,205$ , границей текучести  $W_L=0,303$ , коэффициентом консистенции (показателем текучести)  $J_L=0,68$ , плотностью твердых частиц  $\rho_S=2,7$  г/см³, плотностью  $\rho=1,55$  г/см³. Другой с глубины 26 метров, с естественной влажностью W=0,207, числом пластичности  $J_P=0,113$ , границей раскатывания  $W_P=0,205$ , границей текучести  $W_L=0,318$ , коэффициентом консистенции (показателем текучести)  $J_L=0,02$ , плотностью твердых частиц  $\rho_S=2,71$  г/см³, плотностью  $\rho=1,86$  г/см³. Ниже приводятся результаты испытаний тугопластичного суглинка методом прямого среза в модифицированном сдвиговом приборе, работающем по кинематической схеме загружения (режим заданных деформаций) при двух видах нагружения: статическом и вибрационном. Принципиальная схема прибора приведена на рис. 1.

Бондарь И.С. Сдвиговые испытания связных грунтов при различных траекториях нагружения

В срезных приборах основными конструктивными элементами являются верхняя и нижняя обоймы (1), определяющие своим движением плоскость среза (рис. 1). Внутри обоймы располагается исследуемый грунт (2), напряженно-деформированное состояние которого определяют значения действующих нормального N и сдвигающего T усилий. К основным недостаткам применяемых ранее сдвиговых приборов следует отнести: неоднородность напряженного состояния по высоте образца вследствие концентрации касательных напряжений у краев; неравномерность распределения касательных напряжений в плоскости среза; переменность площади среза и ограниченность деформаций сдвига, трение грунта о грани обойм прибора. Для проведения экспериментальных исследований автором использован модифицированный вариант прибора одноплоскостного среза ВСВ-25 конструкции Гидропроекта, общий вид которого показан на рис. 2.

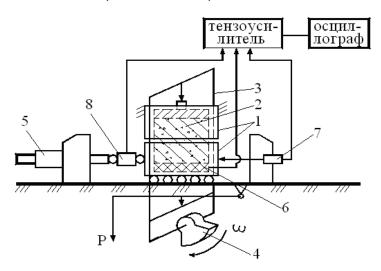


Рисунок 1. Схема вибросдвигового прибора:
1 – обоймы сдвигового прибора; 2 – образец грунта;
3 – загрузочная рама;
4 – эксцентрик; 5 – электродвигатель с редуктором;
6 – тензодатчик вертикальной нагрузки;
7 – тензодатчик перемещения нижней обоймы;
8 – тензодатчик горизонтального усилия



Рисунок 2. Общий вид вибросдвигового прибора:
1 – осциллограф; 2 – двигатель с редуктором; 3 – лабораторный ЛАТР;
4 – эксцентриковый вращательный вибратор; 5 – электродвигатель постоянного тока;
6 – источник питания

В отличие от ранее известных, прибор обеспечивает более равномерное распределение напряжений, действующих в плоскости среза, за счет симметричного действия нормальных N и сдвигающих T усилий. Увеличение толщины стенок обойм прибора позволило достичь величины относительной деформации сдвига образца 27%.

Испытывались образцы-близнецы грунта в количестве 18 штук (6 – при нормальном давлении  $\sigma$  = 100 кПа, 6 – при нормальном давлении  $\sigma$  = 200 кПа, 6 – при нормальном давлении  $\sigma$  = 300 кПа) ненарушенной структуры, предварительно уплотненные в течение 72 часов. Скорость сдвига для всех испытаний составляла 0,1 мм/мин., частота вибрации при вибрационных воздействиях – 10 Гц.

Во избежание потери влажности образцов гильзы прибора предварительного уплотнения и обоймы срезного прибора помещались в тройные полиэтиленовые мешочки.

Целью исследования являлось определение параметров пиковой и остаточной прочности грунта при статическом и вибрационном нагружениях образцов грунта. Характеристики остаточной прочности уточнялись повторным сдвигом образцов, аналогичным методу Н.Н. Маслова (метод «плашка по плашке»). Далее образцы-близнецы этого же грунта испытывались при нагружении динамической нагрузкой, которая изменяла действующее статическое значение на 20% по синусоидальному закону.

Графики сопротивления сдвигу грунта при статическом воздействии в координатах «касательное напряжение – перемещение» показаны на рисунке 3. Хорошо просматривается тенденция увеличения сопротивления сдвигу до определенного стабилизированного предельного значения. Испытания в статическом режиме показали отсутствие пикового сопротивления и в предельном состоянии для суглинка устанавливают следующие параметры:

$$\varphi_{\it cm}$$
 =37 $^{0}$ 1, С  $_{\it cm}$  =20,5 кПа.

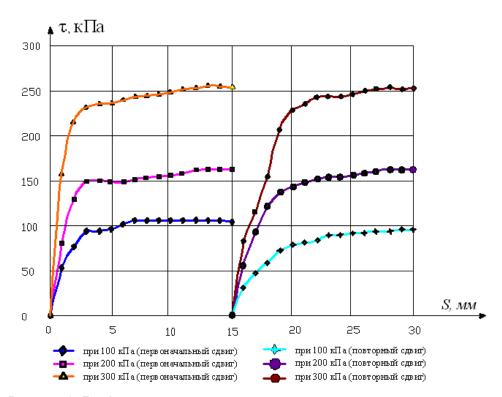


Рисунок 3. График зависимости сопротивления сдвигу при статике

На рисунке 4 представлены графики сопротивления сдвигу при вибрационном режиме нагружения. Величина амплитудной составляющей Δσ<sub>n</sub> нормального напряжения составила 20% от  $\sigma_{co}$ . Характерно, что в этом случае наблюдается падение сопротивления сдвигу после максимального пикового. Появление пикового сопротивления, скорее всего, объясняется дополнительным упрочнением вследствие вибрации. Как было отмечено в работах Маслова Н.Н., Иванова П.Л., Красникова Н.Д. [32, 37-38], при вибрационных воздействиях на связный грунт с влажностью выше границы раскатывания молекулы связной воды и ионы диффузного слоя приходят в движение и временно теряют свою ориентацию к поверхности частиц. Вода диффузного становится свободной, И создаются условия, соответствующие И грунт пластического состояния переувлажненному состоянию. ИЗ переходит текучепластическое. В грунте происходят процессы тиксотропного разупрочнения, и его характеристики прочности уменьшаются. Однако после прекращения вибрации связи между водой и частицами восстанавливаются, и грунт переходит в первоначальное состояние.

В эксперименте сдвиг выполнялся с повтором перемещения обоймы. Диаграммы сопротивления сдвигу, как при первом движении обоймы, так и при последующем, показывают сопоставимые данные. При повторном сдвиге опять проявилось пиковое сопротивление, которое по мере перемещения обойм уменьшилось до некоторого уровня.

Для объяснения уменьшения сопротивления сдвигу существуют две гипотезы:

- уменьшение происходит вследствие изменения параметров прочности в состоянии предельного равновесия;
- уменьшение происходит из-за изменения напряженного состояния образца грунта в приборе при динамической нагрузке.

Автору представляется, что если изменение параметров прочности и происходит, то незначительно. Такое предположение высказывалось Ивановым П.Л., Красниковым Н.Д., которые считали, что динамическое колебание напряжения, накладываемое на статическое по гармоническому закону, приводит к изменению напряженного состояния грунта в плоскости сдвига. По их данным в широком диапазоне изменения ускорений (до 2g) угол внутреннего трения не меняется и остается постоянным. Условие изменения сопротивления сдвигу в несвязном грунте будет зависеть от времени воздействия (t) и порового давления  $u_{\rm м}$  и определяться зависимостью вида:

$$\tau \pm \Delta \tau(t) < \left[\sigma - u_w(t) \pm \Delta \sigma(t)\right] t g \varphi. \tag{1}$$

В то же время отмечается, что при ускорениях колебаний больше 2g в грунтах условие постоянства угла внутреннего трения может существенно измениться из-за образования на контакте частиц избыточной влажности.

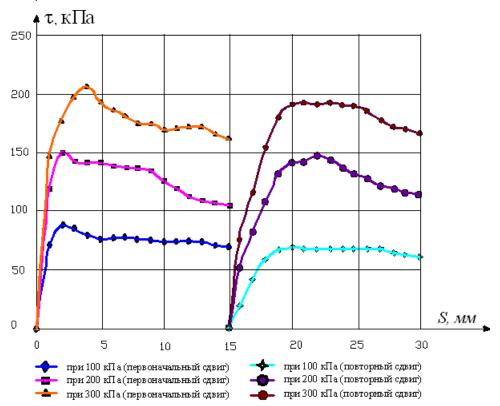


Рисунок 4. График сопротивления сдвигу при динамическом нагружении

Учитывая это, обработка результатов выполнена в двух вариантах: без учета изменения нормального напряжения по средним значениям  $\sigma_{cp}$ , результаты которых приведены на рисунке 5, а также с учетом изменения  $\Delta\sigma_n$ , результаты приведены на рисунке 6.

Параметры прочности, характеризующие предельное состояние без учета изменения нормального напряжения по средним значениям  $\sigma_{cp}$ , показывают изменение  $\phi$  от 37,1° до 27,5°, изменение сцепления – от 20,5 кПа до 13,7 кПа.

Параметры прочности, характеризующие предельное состояние с учетом изменения напряжения в плоскости сдвига, были получены из предположения, что сдвиг происходит в основном при разгрузке образа грунта. Таким образом, фактическое напряжение определялось условием:

$$\sigma_{n \, daxm} = \sigma_{n \, cn} - \Delta \sigma_n \ . \tag{2}$$

Используя выражение (2), получаем, что изменение  $\phi$  составляет от 37,1° до 33°, изменение сцепления – от 20,5кПа до 13,7кПа.

Таким образом, полученные результаты подтверждают, что динамика влияет на сопротивление сдвигу и при перепаде динамических воздействий до 20% от среднего значения приводит к изменению угла внутреннего трения до 4°. Величина сцепления практически не меняется. Эти результаты подтверждают данные САФНИИОСПа.

Для подтверждения того факта, что сдвиг происходит при разгрузке, были проделаны опыты с переменным приложением к образцу грунта статического и динамического нагружения при постоянной скорости перемещения обоймы прибора. Согласно принятой траектории нагружения, в начале сдвиг производился при статическом наложении нормального давления. Затем, при достижении абсолютной деформации образца значения равного 2 мм, включался вращательный вибратор, и до деформации 4 мм грунт испытывался в условиях вибрации. Затем вибратор отключался, и до деформации 6 мм на образец грунта воздействовало только статическое давление и т.д.

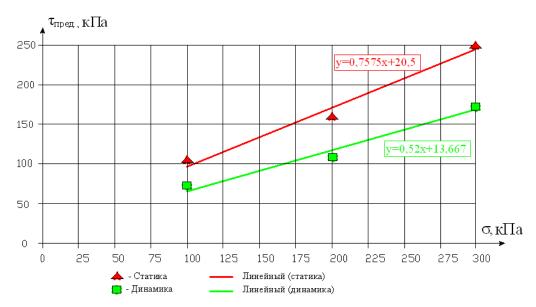


Рисунок 5. Диаграммы предельного состояния суглинка при статическом и динамическом нагружениях, построенные по средним значениям нормального напряжения

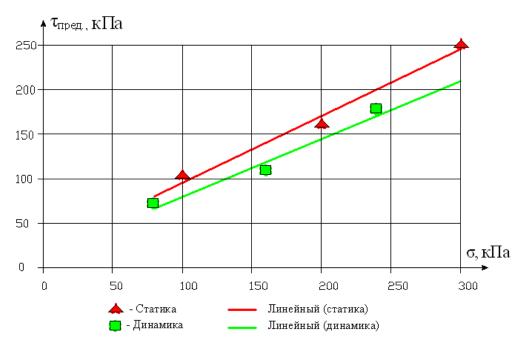


Рисунок 6. Диаграммы предельного состояния суглинка при статическом и динамическом нагружениях, построенные с учетом изменения нормального напряжения в плоскости сдвига

На рисунке 7 показаны графики сопротивления сдвигу, соответствующие пульсирующему режиму нагружения по специальной траектории, – поочередному приложению статических и вибродинамических составляющих нормального напряжения.

Сравнение параметров, полученных при циклическом режиме нагружения, с параметрами, полученными при чисто статических и чисто вибрационных воздействиях, позволяет сделать вывод о различии в показателях прочности, а, следовательно, и о влиянии условий нагружения на результаты сдвиговых испытаний глинистых грунтов.

При определении расчетных прочностных характеристик грунтов в лабораторных условиях необходимо выбирать такой режим испытаний, который наиболее близко соответствует напряженно-деформированному состоянию оснований и реальному поведению грунта под нагрузкой.

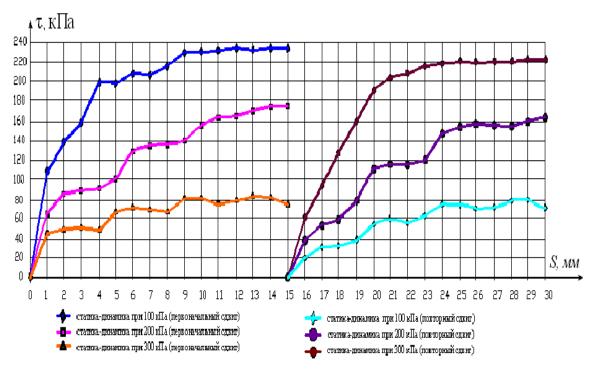


Рисунок 7. Диаграмма сопротивления сдвигу поочередного нагружения грунта статической и динамической нагрузкой

#### Выводы

- 1. Экспериментальными исследованиями на вибросдвиговой установке подтверждено, что для связных грунтов динамическое изменение уплотняющей нагрузки с частотой воздействия до 10 Гц приводит к уменьшению сопротивляемости сдвигу.
- 2. При обработке данных с учетом изменения напряженного состояния в плоскости сдвига динамическое воздействие, составляющее до 20% от среднего значения, в суглинках пластичной консистенции приводит к изменению угла внутреннего трения до 4°. Величина сцепления практически не меняется.
- 3. Специальной траекторией приложения динамической и статической нагрузки подтверждено, что динамика приводит к снижению прочности связного грунта, а после прекращения вибрации связи между водой и частицами восстанавливаются, и грунт переходит в первоначальное состояние.

#### Литература

- 1. Жихович В. В. О методике исследований глинистых грунтов на циклическую нагрузку в условиях одноплоскостного среза // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1996. № 5. С. 10-13.
- 2. Валов А. П. Изучение динамических свойств сыпучих материалов //Сейсмостойкость плотин. 1969. Вып. І. С. 9-31.
- 3. Казарновский В. Д. Динамическая реология грунтов // Труды СоюзДорНИИ. 1997. № 194. С. 4-14.
- 4. Хархута Н. Е., Васильев Ю. М. Прочность, устойчивость и уплотнение грунтов земляного полотна автомобильных дорог. М.: Транспорт, 1975. 288 с.
- 5. Виноградова Л. Г. Лабораторный способ определения и исследования динамических свойств связного грунта: дисс. ... канд. техн. Наук. Свердловск, 1978. 18 с.
- 6. Казарновский В. Д. Оценка сдвигоустойчивости связных грунтов в дорожном строительстве. Теоретические аспекты и практические методы. М.: Транспорт, 1985. 168 с.
- 7. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
- 8. Иващенко И. Н., Исаханов Е. А. Исследование длительной прочности глинистого грунта // Изв. АН УзССР, серия техн. Наук. 1971. № 2. С. 68-70.
- 9. Иващенко И. Н., Игнашин А. П. Экспериментальные исследования прочности грунтов при динамических воздействиях // Гидротехническое строительство. 1982. № 10. С. 37-39.
- 10. Лапидус А. С., Стороженко В. И. Прочность грунтов при пульсационных нагрузках // Вопросы геотехники. Транспорт. 1964. №7. С. 96-104.

- 11. Жихович В. В. К уточнению экспериментальных значений сопротивления грунтов сдвигу // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. 1980. № 3. С. 21-23.
- 12. Покровский Г. М., Булычев В. Г. и др. Исследование внутреннего трения в песках и глинах // Вестник Военно-инженерной академии РККА. 1945. № 6. С. 26-32.
- 13. Преображенская Н. А., Савченко И. А. О влиянии вибраций на сопротивление глинистых грунтов сдвигу // Динамика грунтов: сб. НИИ оснований. 1958. № 32. С. 89-92.
- 14. Савченко И. А. Влияние вибраций на внутреннее трение в песках // Динамика грунтов: сб. НИИ оснований. 1958. № 32. С. 83-88.
- 15. Бабков В. Ф., Безрук Р. М. Основы грунтоведения и механики грунтов. Учебное пособие для автомоб.- дорож. специальностей вузов. М., 1986. 239 с.
- 16. Jond T. L. Densification and shear of sand during vibration // Proc. ASCE. 1970. 93 (SM3). Pp. 863-880.
- 17. Lee K. L., Seed H. B. Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand // Proc. ASCE. 1977.93 (SM1). Pp. 47-70.
- 18. Lee K. L., Seed H. B. Dynamic strength of anisatrapically consolidated sand // J. of Soil Mech. a Found. Dur. ASCE. 1977. Vol. 93. № 5. Pp. 52-64.
- 19. Rendon F. Summary an liquefaction and cyclic mobility research performed on guratory shear apparatus. Intern. Rep. Soil Mechanics Laboratory, Harvard University, Cambridge, Massachusetts. 1973. 89 p.
- 20. Seed H. B., Chan C. K. Clay strength under carthquare loading conditions // Proc. ASCE. 1976. 92 (SM2). Pp. 53-78.
- 21. Shempton A. W. Long-therm stability of clay stopes // 4<sup>th</sup> Ranrine Lecture, Geotechnique. 1984. № 14. Pp. 77-102.
- 22. Гольдштейн И. Н., Бабицкая С. С. Влияние режима испытаний на деформативно-прочностное поведение глинистого грунта // Труды 1-го Всес. Симпозиума по реологии грунтов. 1973. С. 178-181.
- 23. Зарецкий Ю. К., Ломбарбо В. Н. Статика и динамика грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат, 1983.
- 24. Зарецкий Ю. К., Чернилов А. Г. и др. Прочность и деформируемость несвязных грунтов при динамических воздействиях // Гидротехническое строительство. 1982. № 10. С. 39-44.
- 25. Иванов П. Л., Итина Л. И., Поспелов В. А. Влияние динамических нагрузок на прочность песчаных грунтов // Материалы IV Всесоюзной конференции. 1977. Кн. 2. С. 200-203.
- 26. Геотехника в транспортном строительстве. Межвуз. сб. научных трудов. Днепропетровск, 1988. 92 с.
- 27. Крыжановский А. Л., Хомяков В. А. Угол трения сыпучего грунта в условиях динамического нагружения и разгрузки // Способы устройства фундаментов и подземных этажей в условиях слабых и мерзлых грунтов: сб. трудов ЛИСИ. 1985. С. 59-64.
- 28. Тейлор Д. В. Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат. 345 с.
- 29. Маслов Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М.: Высшая школа, 1982. 228 с.
- 30. Ставницер Л. Р., Карпушина З. С. Динамические трехосные испытания песчаных грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1973. № 1. С. 23-25.
- 31. Перлей Е. М. Об изменении характеристик внешнего и внутреннего трения движения грунтов под действием вибрации // Тр. ВНИИГМ. М.-Л.: Стройиздат, 1964. Вып. 17. С. 53; Т. XXIV. С. 78.
- 32. Красников Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л.: Стройиздат, 1970. 238 с.
- 33. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. М.: Госстройиздат, 1958. 607 с.
- 34. Жинкин Г. Н., Прокудин И. В. Изменение прочностных характеристик глинистых грунтов при действии вибродинамической нагрузки и их влияние на устойчивость земляного полотна // Свойства грунтов при вибрациях: материалы III Всесоюзной конференции. Ташкент: Фан, 1973. С. 98-105.
- 35. Баркан Д. Д. Виброметод в строительстве. М.: Госстройиздат, 1959. 325 с.
- 36. Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов. М.: Стройвоенмориздат, 1948. 412 с.
- 37. Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1977. 263 с.
- 38. Иванов П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школа, 1985. 352 с.

\*Иван Сергеевич Бондарь, Алматы, Казахстан Тел. моб.: +7(707)364-15-33, эл. почта: ivan\_sergeevich\_08@mail.ru

© Бондарь И.С., 2012

# Динамический мониторинг строительных конструкций на примере пандуса киноконцертного зала «Пушкинский» в г. Москва

**Д.т.н., профессор, с.н.с. С.Н. Савин\*,** ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

**Ключевые слова**: динамические характеристики; формы колебаний; частота колебаний по основным формам; мониторинг; метод свободных колебаний; возбуждение колебаний; спектры Фурье

Федеральный закон (ФЗ-384) ставит перед строительной отраслью задачи по обеспечению механической безопасности строительных конструкций на всех этапах жизненного цикла здания или сооружения. Для реализации этих требований можно использовать различные методы диагностики, когда безопасность объекта устанавливается в процессе проведения технического обследования. В нашей организации для этой цели на протяжении последних 20 лет используется «Метод свободных колебаний» [1–6], который, по нашему мнению, является наиболее эффективным из всех интегральных методов диагностики. В 2010 году его применение для мониторинга за особо ответственными строительными объектами было узаконено в рамках ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.

В настоящее время метод свободных колебаний не нашел широкого применения в практике обследования. Среди немногих организаций, которые его применяют для получения динамических характеристик зданий и сооружений, можно назвать региональные центры МЧС, оснащенные соответствующей аппаратурой, Центр исследования экстремальных ситуаций (ЦИЭКС), Московский государственный строительный университет, Новосибирский институт вычислительной математики и математической геофизики, а также Иркутский государственный университет [7-13]. Поэтому для большинства зданий и сооружений отсутствует сравнительная база данных по исходным динамическим характеристикам объекта. Очевидно, что для тех сооружений, где такие данные существуют, динамический мониторинг может быть актуальным и эффективным [14].

Кроме того, поскольку в нормативном документе не «узаконен» метод определения динамических параметров, возникает вопрос, в какой степени данные, полученные одной организацией, применяющей свои оригинальные методические подходы, могут быть использованы другими специалистами, придерживающимися иных методических принципов. И далее, в какой степени на конечный результат (динамические параметры) могут влиять те или иные методы, применяемые специалистами при испытаниях. В связи с уже отмеченным отсутствием базы динамических характеристик большинства объектов мониторинга ранее такой анализ не проводился.

Таким образом, в начале 2012 года при определении динамических параметров пандуса киноконцертного зала в Москве решались две актуальные задачи:

- мониторинг технического состояния сооружения;
- принципиальная оценка возможности использования при мониторинге динамических параметров, полученных ранее специалистами другой организации, возможно, другими методами.

Объект обследования – выполненный в виде каркасной системы из свайного фундамента, жестко соединенных с ним железобетонных колонн и опертого на них пролетного строением из монолитного и сборного железобетона. Пролетное строение расположено на уровне 5,09 м - 5,14 м и имеет размеры  $19,5 \text{ м} \times 21,7 \text{ м}$ , см. рис. 1.

По данным предыдущего обследования [15] пандус был построен в 1961 г. по проекту Магистральной архитектурно-проектной мастерской «ИКОНТ». В 1991 г. была проведена реконструкция (замена) конструкций сборных железобетонных плит перекрытия на монолитное железобетонное перекрытие.

Савин С.Н. Динамический мониторинг строительных конструкций на примере пандуса киноконцертного зала «Пушкинский» в г. Москва



Рисунок 1. Эстакада. Вид снизу на пролетное строение

Динамические характеристики конструкций определялись нами с использованием метода свободных колебаний по ГОСТ 18353 – 79 «Контроль неразрушающий. Классификация видов и методов».

Методической особенностью, примененной на данном объекте, было проведение испытаний в «активном» режиме. Это означает, что при регистрации колебаний производилась запись отклика исследуемых конструкций и их элементов на воздействие от удара, инициируемого прыжком оператора на пролетном строении.

В ходе проводимых испытаний использовался оригинальный измерительный комплекс (см. рис. 2) в составе:

- измерительных датчиков акселерометров с чуствительностью 100 мм/м/с<sup>2</sup> (см. рис. 3);
- блока амплитудно-цифровых преобразователей (АЦП);
- предусилителей и усилителей;
- измерительных кабелей;
- портативного компьютера.



Рисунок 2. Портативный измерительный комплекс на объекте испытаний

Савин С.Н. Динамический мониторинг строительных конструкций на примере пандуса киноконцертного зала «Пушкинский» в г. Москва



Рисунок 3. Установка акселерометров на конструкциях

Методика определения динамических характеристик конструкций и сооружений по их свободным колебаниям, возбуждаемым воздействием непосредственно на объект внешней импульсной нагрузкой, включает в себя следующие операции:

- возбуждение и регистрацию колебаний;
- вычисление их спектров Фурье;
- анализ спектров Фурье с целью выделения резонансных пиков, соответствующих различным формам свободных колебаний;
- получение с помощью обратного преобразования Фурье импульсных реализаций выделенных резонансных пиков по каждой форме свободных колебаний;
- идентификация и графическое представление различных форм колебаний.

Результаты испытаний представлены в виде форм колебаний на соответствующих собственных частотах (см. рис. 4).

Зафиксированы основные формы колебаний на частотах:

- 4, 52 Гц и 4,3 Гц (первая форма колебаний);
- 10,9 Гц и 11,3 Гц (вторая форма колебаний);
- 6,65 Гц и 7,53 Гц (крутильные колебания).

Анализ результатов динамических испытаний пандуса проводился в сопоставлении с динамическими параметрами, полученными ЦИЭКС в 2006 г. [15].

В соответствии с требованиями ГОСТ Р 53778-2010 определялись «...параметры зданий и сооружений, характеризующие их динамические свойства, проявляющиеся при динамических нагрузках, и включающие в себя периоды собственных колебаний основного тона и обертонов, их частей и элементов и др.» При этом критерием оценки технического состояния является требование не превышения ранее полученных динамических параметров более, чем на 10%. В этом случае «.. следующие измерения проводят еще через два года».

Основная проблема при анализе ранее полученных и вновь определяемых динамических параметров заключалась в правильной идентификации частоты и формы колебаний. Очевидно, что при близких значениях частоты для различных форм существует вероятность ошибки при идентификации. Вероятность такой ошибки существенно возрастает, если используемые данные не содержат сведений о схемах измерений и формах колебаний конструкции. В нашем случае ситуация осложнялась и отсутствием данных о формах колебаний, и наличием сложной динамической картины, когда движения пандуса отличались для правой и левой его частей, хотя и незначительно (см. рис. 4).

Савин С.Н. Динамический мониторинг строительных конструкций на примере пандуса киноконцертного зала «Пушкинский» в г. Москва

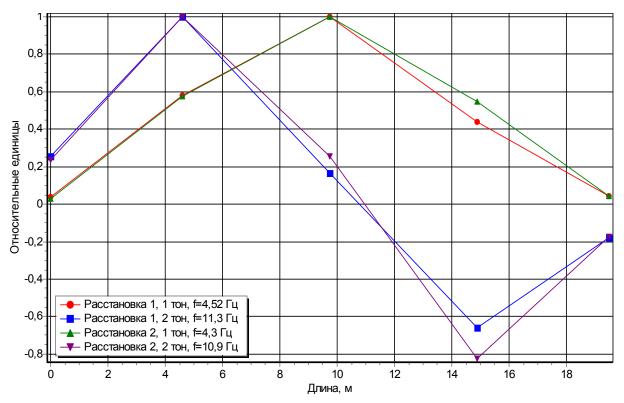


Рисунок 4. Эпюры колебаний пандуса на собственных частотах (первый и второй тоны для левой и правой частей пандуса)

Несмотря на эти технические трудности, удалось уверенно идентифицировать частоты колебаний и сделать вывод о том, что вновь полученные динамические характеристики не превышают ранее измеренные более чем на 8%.

Так, значения частот собственных колебаний по первому тону увеличились для левой и правой частей пандуса на 8 и 7% соответственно, для второго тона — на 5 и 6% соответственно. Частоты крутильных колебаний ранее [8] не определялись. Такое заключение удалось сделать, анализируя колебания более высоких форм. Именно анализ частот второго тона позволяет принципиально решить задачу адекватной динамической модели сооружения и избежать ошибок идентификации частоты колебаний по соответствующей форме.

Таким образом, результаты мониторинга через шестилетний период эксплуатации показывают, что техническое состояние конструкций изменилось не существенно, дополнительного обследования не требуется.

#### Выводы

Приведенный пример показывает, что в данном конкретном случае удалось использовать динамические параметры, полученные ранее специалистами другой организации. Однако при этом идентификация динамических характеристик потребовала значительных усилий.

Очевидно, что предлагать вносить в ГОСТ Р рекомендации по конкретным методам, которые требуется использовать при получении «динамических параметров», не целесообразно. Выход мы видим в расширении (по возможности) количества регистрируемых динамических параметров до второго и более высоких тонов колебаний, если технически имеется такая возможность.

Очевидно, что приведенный пример пока не характерен для большинства обследуемых зданий и сооружений, однако, если определять динамические параметры для объекта в ходе любых детальных обследований, то вскоре мы сможем получить представительную базу данных для последующих наблюдений.

#### Литература

- 1. Пособие по расчетно-экспериментальной оценке сейсмостойкости общевойсковых зданий и сооружений (к ВСП 22-01-95) МО РФ. М., 2004. 108 с.
- 2. Савин С. Н., Ситников И. В., Терехов В. М., Титова Л. И., Соколов В. А. Некоторые результаты инструментального обследования здания 101-й серии с использованием волновой микродинамики // Серия: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. Выпуск 6. М., 2000. С. 3-6.
- 3. Савин С. Н., Артемьев А. Н., Шевченко Н. И. Комплексный метод выявления скрытых дефектов и оценка надежности строительных конструкций // Информационно-аналитический журнал «Зодчий». 2001. № 1. С. 76-78.
- 4. Савин С. Н., Ситников И. В., Привалов С. Ю. Результаты обследования конструкций бочарных сводов большого пролета с использованием метода свободных колебаний // Серия: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2001. Выпуск 6. С. 3-7.
- 5. Савин С. Н. Техническая диагностика прочностных характеристик зданий и сооружений на основе анализа форм их собственных колебаний. МО РФ. 2006. 141 с.
- 6. Савин С. Н и др. Современные методы технической диагностики строительных конструкций зданий и сооружений. СПб.: РДК-принт, 2000. 127 с.
- 7. Гурьев В. В., Дорофеев В. М. Мониторинг напряженно-деформированного состояния несущих конструкций высотных зданий. Стройбезопасность-2005. М.: ЦНСТМО, 2005. С. 18-21.
- 8. Катценбах Р., Шмит А., Рамм X. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франфутра-на-Майне. Случаи из практики // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2005. № 9. С. 80-99.
- 9. Неугодников А. П., Круглов И. Ю. Строительный мониторинг на базе волоконно-оптических датчиков. Концепция и релизация. Строительный Тендер. 2008. № 30. С. 40-41.
- 10. Николаев С.В., Острецов В.М., Острецов А.В., Гендельман Л.Б., Вознюк А.Б., Капустян Н.К., Сухин В.В. Опыт проектирования и эксплуатации схем мониторинга конструкций и оснований высотных зданий // Современные системы и средства комплексной безопасности и противопожарной защиты объектов строительства. 2006. С. 18-22.
- 11. Шаблинский Г. Э., Зубков Д. А. Экспериментальные исследования динамических явлений в строительных конструкциях атомных электростанций. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009. 192 с.
- 12. Острецов В. М., Гендельман Л. Б., Вознюк А. Б., Болдырев С. С., Капустян Н. К. Способ определения истинных значений собственных частот колебаний зданий. Патент RU 2242026 C1, 15.01. 2004.
- 13. Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений / МЧС России. М., 2003. 46 с.
- 14. Савин С. Н., Демишин С. В., Ситников И. В. Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по ГОСТ Р 53778-2010 // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7. С. 33-39.
- 15. Заключение по результатам обследования технического состояния строительных конструкций пандуса киноконцертного зала «Пушкинский» по адресу: г. Москва, Пушкинская пл., дом 2. ЦИЭКС. 2006 г.
- 16. Roytman V. M., Lukashevich I. Engineering Method for Prompt Assesment of Structural Resistance against Combined Hazard Effects. Resilience of Cities to Terrorist and other Threats: Learning from 9/11 and further Research Issues // Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Urban Structures Resilience under Multi-Hazard Threats: Lessons of 9/11 and Research Issues for Future Work. Moscow, Russia, 16 July –18 July 2007. Published by Springer. 2008. Pp. 239-256.
- 17. Cherry S., Brady A. G. Determination of Structural Dynamic Properties by Statistical Analysis of Random Vibrations // Proceeding Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1965. Vol. II. Pp. 50-68.
- 18. Bishop R. E., Gladwell G. M. An investigation into the theory of resonance testing // Philosophical Transactions. 1963. Series A, Volume 225, A-1055. Pp. 241-280.

\*Сергей Николаевич Савин, Санкт-Петербург, Россия Тел. моб.: +7-911-220-49-92; эл. почта: savinsn@gmail.com

© Савин С.Н., 2012

### Активный мониторинг несущей конструкции храма «Во имя святой животворящей троицы», г. Балаково

Д.т.н., профессор, заведующий кафедрой А.А. Землянский; доцент В.А. Аридов; к.т.н., доцент О.С. Вертынский\*, ФГБОУ ВПО Саратовский государственный технический университет

**Ключевые слова**: металлическая затяжка; напряженно-деформированное состояние; комплексное обследование; система активного мониторинга

Контроль напряженно-деформированного состояния (НДС) строительных конструкций на сегодняшний день более чем актуален и распространен во всех областях строительной отрасли от строительства сложных инженерных сооружений до реконструкции типовых зданий. Его цель – предотвращение возможных аварий в ходе эксплуатации объекта.

Напряженно-деформированное состояние, будучи критерием прочности, не может быть оценено прямыми методами, поэтому инженеру приходится использовать косвенные методы определения НДС, основанные на изменении ряда характеристик материала (частотных, оптических, магнитных) вследствие изменения НДС. Увеличение сложности инженерных сооружений требует более точного измерения НДС, т.к. допустимый интервал отклонений от проектных значений сужается. Поэтому разработка эффективных систем активного мониторинга НДС актуальна, а его точность является ключевым показателем эффективности системы [1-5].

Авторы настоящей работы разработали и защитили патентом на изобретение принципиально новую систему мониторинга, в основу которой положена зависимость относительной магнитной проницаемости ферромагнитных сред (в частности стали) от действующих напряжений [6]. Внешний вид системы активного мониторинга НДС представлен на рисунке 1.

Цель данной работы – апробация разработанной системы активного мониторинга на основе знаний об изменении магнитной проницаемости ферромагнитных материалов, подвергнутых силовому воздействию в реальных натурных условиях, и определение степени сходимости результатов значений НДС, полученных системой, с теоретическими расчетами.

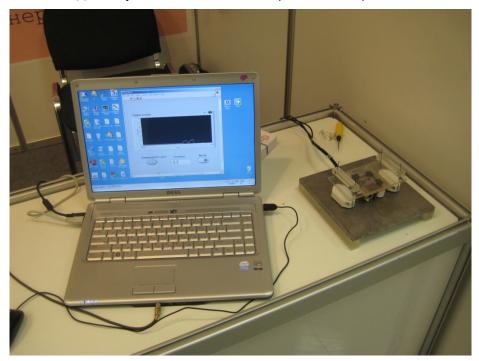


Рисунок 1. Система активного мониторинга НДС

Проверка работоспособности системы активного мониторинга НДС выполнялась в ходе реконструкции храма «Во имя святой животворящей Троицы» (г. Балаково).

Уникальный памятник архитектуры Балаково, храм «Во имя святой животворящей Троицы» был запроектирован и возведен великим архитектором Ф.О. Шехтелем в начале XX века. Выполненный проект, по мнению многих современников, был удивительно прост, но одновременно и великолепен. Храм был запроектирован по шатровой и бесстолповой расчетной схеме из белого камня (рис. 2). Тема Троицы нашла отражение в трехкратном повторении формы шатра в окончательном венчании основного объема храма, колокольни и крестильни, в мотиве тройных арочных окон на фасадах храма и других элементах фасадного декора [7, 8]. Строительство храма, начатое в 1910 году, было завершено к осени 1912 года. А в октябре того же года на колокольню были подняты 17 колоколов. Главным строителем храма являлся в то время некий инженер Антонов, который работал под непосредственным наблюдением и контролем архитектора Федора Шехтеля.



Рисунок 2. Храм «Во имя святой животворящей Троицы»

После революции большевики изъяли из храма все церковное имущество. В 1930 году, одновременно с разрушением всех Балаковских церквей, были разрушены все три главных шатра храма, а также полностью разобрана верхняя часть звонницы.

В 1964 году здание храма было передано на баланс машиностроительного завода им. Ф.Э. Дзержинского с полным перепрофилированием области его использования. В результате общее объемно-планированное решение храма было коренным образом изменено, и в нем был размещен городской дворец культуры. При этом в здании была разрушена главная — несущая — металлическая затяжка в районе алтаря, которая обеспечивала общую прочность и пространственную устойчивость исследуемого объекта.

В результате здание храма стало интенсивно разрушаться вплоть до появления серьезных аварийных трещин в зоне алтаря и в куполе храма [9, 10, 11, 12]. В ходе обследования архитектурнореставрационное товарищество «Арт-Дмитрий», г. Саратов, в целях возрождения храма разработало техническое решение по восстановлению уничтоженной затяжки. Однако в результате независимой экспертизы проекта восстановления храма авторами настоящей работы был выявлен ряд недостатков, обусловленных:

- сложностью устройства затяжки и создания в материале затяжки предварительного напряжения;
- невозможностью включения в работу второй (короткой) ветви затяжки, представленной в проекте:
- на практике по проекту Ф. Шехтеля сечение восстанавливаемой затяжки должно назначаться по условию ее жесткости, которая должна быть эквивалентной жесткости существующих затяжек, а не из условия прочности, как это сделано в проекте тов. «Арт-Дмитрий», принимая во внимание, что модули упругости современных строительных сталей и «сварочного железа» примерно одинаковы [13, 14].

Землянский А.А., Аридов В.А., Вертынский О.С. Активный мониторинг несущей конструкции храма «Во имя святой животворящей троицы», г. Балаково

Все отмеченное можно представить в виде следующего алгоритма расчета.

1. Относительное удлинение затяжки при растяжении:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{\Delta H}{EA},\tag{1}$$

где  $\Delta H$  – приращение распора при увеличении нагрузки, связанной с восстановлением шатра храма.

2. Считая ∆H=const, можно записать:

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta H}{EA}, \qquad \qquad \varepsilon_2 = \frac{\Delta H}{EA_B}, \qquad \qquad (2)$$

где A – площадь существующей затяжки;  $A_B$  – площадь восстанавливаемой затяжки;  $A=116.1~\text{cm}^2;~A_B=16x1=16~\text{cm}^2;$ 

$$\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \frac{\Delta H/EA_B}{\Delta H/EA} = \frac{A}{A_B} = \frac{116,1}{16} = 7,26.$$
 (3)

3. Если даже принять  $A_B = 16 \times 2 = 32 \text{ cm}^2$  (вторая ветвь затяжки полностью участвует в работе), то в этом случае:

$$\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \frac{116,1}{32} = 3,63. \tag{4}$$

Таким образом, деформативность восстанавливаемой затяжки по предложению товарищества «Арт-Дмитрия» будет в 7 раз больше по сравнению с существующими затяжками на северной, западной и южной сторонах храма, что недопустимо.

Большая деформативность восстанавливаемой затяжки при увеличении внешней нагрузки за счет восстановления в последующем всех несущих конструкций шатра может привести к образованию и значительному раскрытию трещин в пилонах, стенах и арке с последующим неумолимым разрушением объекта, что просто недопустимо.

С целью повышения эксплуатационной надежности проектируемой затяжки и обеспечения полного включения ее в совместную работу с существующими пилонами исследуемого объекта авторами было разработано 3 варианта конструктивного исполнения 2-хветвевой затяжки с различными системами синхронного механического преднапряжения ветвей, расчетные схемы которых представлены на рис. 3.

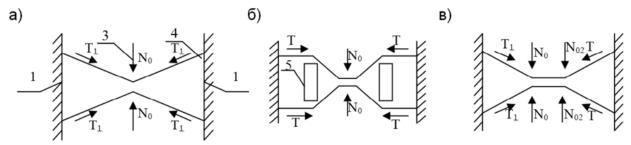


Рисунок 3. Расчетные схемы конструктивного исполнения 2-хветвевой затяжки в храме «Святой Троицы» г. Балаково: а) схема затяжки с одним регулятором натяжения ветвевой затяжки; б) схема затяжки с распорами; в) схема затяжки с двумя регуляторами натяжения ветвей затяжки; где: 1 – пилоны; 2 – рабочие ветви затяжки; 3 – усилие в регуляторе натяжения ветвей затяжки; 4 – усилие натяжения ветвей затяжки; 5 – распорный элемент

В ходе анализа эффективности представленных вариантов затяжки авторами установлено, что на практике возможность эффективного включения восстанавливаемой затяжки в совместную работу с пилонами зависит только от:

Землянский А.А., Аридов В.А., Вертынский О.С. Активный мониторинг несущей конструкции храма «Во имя святой животворящей троицы», г. Балаково

- жесткости самих ветвей затяжки;
- размеров необходимого рабочего диапазона регулировки преднапряжения в ветвях затяжки:
- наличия в системе регулировки возможности полной и автоматической синхронизации усилий в каждой рабочей ветви затяжки.

По мнению авторов, все затяжки из предложенных вариантов конструктивного исполнения потенциально обеспечивают все вышеуказанные параметры с различной эффективностью регулировки усилия натяжения каждой из ветвей затяжки по ширине выбранного диапазона [15-18].

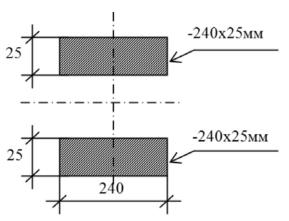
Для оценки эффективности регулировки усилий натяжения рабочих ветвей затяжки рассмотрим алгоритм расчета уровня преднапряжения в каждом из предложенных вариантов.

#### I вариант решения затяжки

Сечение стальной затяжки по условию жесткости принимается эквивалентным проектному – из двух листов низкоуглеродной стали Ct3 ГОСТ 308-71, как показано на рис. 4. Площадь  $A_3 = 2 \cdot 24 \cdot 2,5 = 120 \text{ cm}^2$ .

Натяжение в затяжке создается путем стягивания ветвей болтом, располагаемым в середине пролета затяжки на величине a, как показано на рис.5.

#### Сечение затяжки



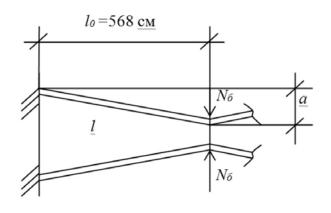


Рисунок 4. Схема поперечного сечения рабочих ветвей затяжки

Рисунок 5. Расчетная схема затяжки по I варианту

Примем a = 8 см, при этом:

$$l = \sqrt{l_0^2 + a^2} = \sqrt{568^2 + 8^2} = 568,056$$
 см; 
$$\Delta l = 0,056$$
 см.

Определим напряжение растяжения в затяжке:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E = \frac{\Delta l}{l_0} \cdot E = \frac{0,056}{568} \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 207,04$$
 krc/cm².

Тогда усилие натяжения затяжки будет равно:

$$T = \sigma \cdot A_3 = 207,04 \cdot 120 = 24845$$
 krc = 24,85 tc.

#### II вариант решения затяжки

Расчетная схема затяжки по 2-му варианту представлена на рис. 6.

Примем а = 6 см, при этом:

$$l_1 = \sqrt{l_{01}^2 + a^2} = \sqrt{318^2 + 6^2} = 322,0566$$
 cm;  $\Delta l = 0.0566$  cm;

$$\sigma = \frac{\Delta l}{l_0} \cdot E = \frac{0,0566}{568} \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 209,26 \text{ kpc/cm}^2.$$

Определим усилие натяжения затяжки по формуле  $T = \sigma \cdot A_{\scriptscriptstyle R}$  :

$$T = 209,26.120 = 25111 \text{ krc} = 25,11 \text{ Tc}.$$

Определяется осевое усилие в болте:

$$tg\alpha = \frac{6}{318} = 0.01887; \quad \sin\alpha \approx tg\alpha = 0.01887;$$
$$-N_{\delta} + 2 \cdot \frac{T}{2} \cos(90 - \alpha) = 0;$$
$$-N_{\delta} + T \cdot \sin\alpha = 0;$$

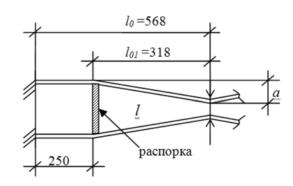
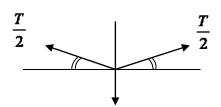
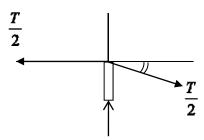


Рисунок 6. Расчетная схема затяжки по II-му варианту



$$N_6 = T \cdot \sin \alpha = 2511 \cdot 0.01887 = 0.474mc = 474$$
 kpc;

Тогда усилие сжатия в распорке 5 достигнет следующего значения:



$$N_p = \frac{N_p}{2} = \frac{474}{2} = 237 \ \mathrm{krc}$$

#### III вариант решения затяжки (базовый вариант)

Конструктивно, затяжка располагается в алтаре на отм. ~ 5,5 м и в пределах части своей длины входит в габариты сечения швеллера, находящегося на стене (см. рис.7).

Натяжение в затяжке планировалось создать с помощью двух стяжных болтов, как показано на рис. 8.

Относительное удлинение затяжки можно определить по формуле:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{L-L_0}{L_0} \,,$$
 где  $L_0=2l_1+l_2$ ;  $L=2l+l_2=2\sqrt{l_1^2+a^2}+l_2 \,.$ 

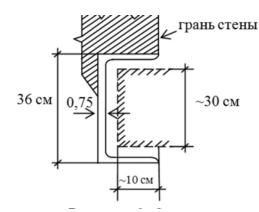
В результате выполненных преобразований можно получить, что:

$$\varepsilon = \frac{2\sqrt{l_1^2 + a^2} + l_2 - 2l_1 - l_2}{L_0} = \frac{2\sqrt{l_1^2 + a^2} - 2l_1}{L_0}.$$

Тогда растягивающие напряжения в затяжке будут равны:

$$\sigma = E\varepsilon = \frac{2\sqrt{l_1^2 + a^2} - 2l_1}{L_0} \cdot E .$$

Землянский А.А., Аридов В.А., Вертынский О.С. Активный мониторинг несущей конструкции храма «Во имя святой животворящей троицы», г. Балаково



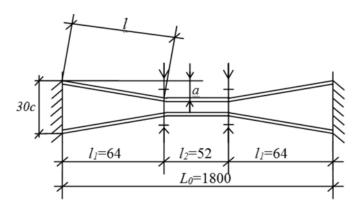


Рисунок 7. Схема расположения затяжки в стенке алтаря

Рисунок 8. Расчетная схема затяжки, III вариант

Зная интенсивность напряжения в затяжке и ее рабочую площадь, можно получить суммарное усилие, воспринимаемое затяжкой:

 $T = \sigma \cdot A$  (А – площадь сечения затяжки).

Рассматривая а как переменную величину, имеем:

$$\sigma = E\varepsilon = \frac{2\sqrt{640^2 + a^2} - 1280}{1800} \cdot 2,1 \cdot 10^6 \, [\text{krc/cm}^2].$$

Зависимость усилия T в затяжке от параметра a можно представить в виде графика.

Общий анализ полученной модели свидетельствует о том, что III вариант затяжки является наиболее эффективным, так как обеспечивает самый широкий диапазон регулировки усилия натяжения затяжки, что создает благоприятные условия для полного восстановления эксплуатационной надежности без нарушений храма его прочности, жесткости И объемнопланировочной целостности и полностью соответствует всем проектным требованиям, заложенным акад. Ф. Шехтелем в ходе работы над проектом храма «Во имя святой. животворящей Троицы».

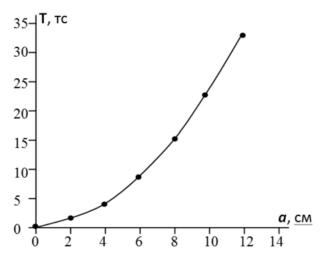


Рисунок 9. График зависимости T=f(a)

Практическое использование разработанной системы мониторинга НДС при восстановлении храма «Во имя святой животворящей Троицы» (г. Балаково) позволило авторам выполнить детальную экспериментальную проверку результатов вариантного проектирования восстановления разрушенной затяжки в зоне алтаря. Применение в ходе исследований и обработка многофакторного эксперимента позволили установить фактические показания датчика системы и сопоставить их со значениями, полученными в ходе проектирования [19]. Сводные результаты представлены в таблице.

Таким образом, разработанная система позволила измерить фактическое напряженное состояние в восстановленной затяжке с точностью 0,05 МПа во всем диапазоне преднапряжения последней. При этом расхождение результатов теоретических расчетов и фактических показаний прибора не превысило 5%.

Проведенные исследования позволили установить высокую эффективность и работоспособность предложенной системы мониторинга НДС, что говорит о необходимости продолжения данной работы с апробацией разработанной системы на более сложных инженерных объектах.

No			Теоретице	CAND SHSHOPING	Практические пока	22010			
затяжк	е в выб	ран	ном диапазон	е регулировки	натяжения рабочі	их болтов			
Tá	аблица	1.	Результаты	вультаты определения интенсивности напряжения и усили и диапазоне регулировки натяжения рабочих болтов	усилия	в			

Nº		Теоретическ	ие значения	Практические показания	Примечание	
п/п	а, см	σ, кгс/см <sup>2</sup>	Т, тс	σ, кгс/см <sup>2</sup>		
1	2	7,3	0,88	7,52		
2	4	29,2	3,5	27,6		
3	6	65,6	7,9	68,1		
4	8	116,7	14,0	120,3	Проектный вариант	
5	10	182,3	21,9	186,9		
6	12	262,5	31,5	270,0		

#### Литература

- An expert system for erosioncorrosion inspections / Bridgeman Jim, Theisen Ken, Whang Bill, Shankar Ramesh // 10 th Int. Cont.NDE Nucl. and Pressure Vessel Ind. Glasgow, 11 – 14Jun, 1990. Materials Park (Ohio), 1990. Pp. 569-572.
- Pat. US2895332. Int G01L 500 . Magneto-elastic transducer / Orvar D., Folke V., Jan N. ASEA Aktiebolag, 1990.
- 3. Майоров М.М. Бесконтактные датчики крутящего момента // В кн.: Измерительная аппаратура и средства автоматизации процессов бурения. М., ГОСНИТИ, 1962. С. 35-45.
- 4. Гуляев В. Г. Магнитоупругий датчик с сердечником из никеля. Донецк: ДПИ, 1961. 52 с.
- 5. Marinescu A., Tircomnicu R., Marinescu E. TRADEC A New Reduced Power Consuming Magnetoelastic Force Transducer // Proceedings of the 17th International Conference on Force, Mass, Torque and Pressure Measurements. Istanbul: IMEKO TC3, 17-21 Sept. 2001. Pp. 12-17.
- 6. Пат. 2295118 РФ, МПК G01L1/12 . Магнитоупругий датчик / Землянский А.А., Землянский К.А. // БИ. 2007. №7.
- 7. Попова Н. А. Белокаменный Феникс // Православие и современность. 2009. №10. С. 113-118.
- 8. Бирюкова Н. В. История архитектуры. М.: ИНФРО-М, 2006. 367 с.
- 9. Землянский А. А. Эксплуатационная надежность стальных резервуаров // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2004. № 9. С. 14-17.
- 10. BCH 58-88(p). Положение об организации, проведении реконструкции, ремонта и технического обследования жилых зданий объектов коммунального хозяйства и социально-культурного назначения.
- 11. Землянский А. А. Обследование и испытание зданий и сооружений. М.: АСВ, 2001. 240 с.
- 12. Гучкин И. С. Диагностика повреждений и восстановление эксплуатационных качеств конструкций. М.: АСВ, 2001. 173 с.
- 13. Палагушкин В. И. Активное управление строительными конструкциями при статических и вибростатических воздействиях. Красноярск, 2002. 198 с.
- 14. Maclochlainn Coilin. A plastics guide // Technol Irel. 1991. 23. III 4. Pp. 26-27.
- 15. Bidaux R., Conte R., Nasser J. A. Magneto-elastic coupling by dipolar interactions: spin operation in MNO // Journal of Applied Physics. 1979. Vol. 50, issue B3 March 01. Pp. 1683-1684.
- 16. Землянский А. А., Ращепкин С. В. Ращепкина С. А. Исследование строительных конструкций современными электронными приборами. Саратов, 2002. Деп. ВИНИТИ, №320-В2002. 54 с.
- 17. Землянский А. А. Мониторинг и управление надёжностью зданий и сооружений различного назначения // Промышленное и гражданское строительство. 2004. № 9. С. 39-40.
- 18. Овчинников И. Г. Прочностной мониторинг инженерных конструкций // Архитектура и строительство Беларуси. 1994. №5/6. С. 21-25.
- 19. Землянский А. А., Мордовин Г. М. Планирование эксперимента и статистическая обработка результатов. Саратов: Сар. гос. техн. ун-т, 2004. 32 с.
  - \* Олег Станиславович Вертынский, г. Балаково, Россия Тел. моб.: +79271489846; эл. почта: olvert@bk.ru
    - © Землянский А.А., Аридов В.А., Вертынский О.С., 2012

Землянский А.А., Аридов В.А., Вертынский О.С. Активный мониторинг несущей конструкции храма «Во имя святой животворящей троицы», г. Балаково

# Оценка технического состояния эксплуатируемых строительных конструкций зданий и сооружений

к.т.н., доцент А.А. Сморчков; заведующий лабораториями, преподаватель С.А. Кереб; преподаватель Д.А. Орлов\*; ассистент К.О. Барановская, ФГБОУ ВПО Юго-Западный государственный университет

**Ключевые слова**: строительные конструкции; техническое состояние; натурные обследования; поверочный расчет; категории технического состояния; вероятностный подход

Строительные конструкции являются многофункциональными системами, сочетающими несущие и ограждающие функции. При проектировании устанавливаются численные значения параметров конструкций (размеры сечений, процент армирования и т.п.), соответствующие границе предельных состояний (по прочности, устойчивости, прогибам), что определяет их несущую способность. При изготовлении конструкций обеспечивается физическая несущая способность, которая в дальнейшем должна быть обеспечена нормативными условиями эксплуатации и необходимыми текущими ремонтами [1-5].

Как правило, физические параметры имеют превосходство над расчетными в силу разных причин: методических, технологических, статических, функциональных, временных, что создает начальный резерв (P3) (см. рис.1a).

При этом совпадение максимальных усилий и минимальной несущей способности — событие маловероятное, оцениваемое величиной порядка  $10^{-6}...10^{-8}$  [2,4,6,7].

Строительные конструкции при эксплуатации находятся под воздействием нескольких механических нагрузок (статических и циклических) при переменных температурно-влажностных условиях и агрессивности окружающей среды. Механические нагрузки вызывают в объеме конструкции поле напряжений. Их распределение в объеме конструкции и изменение во времени носит сложный характер и определяется видом нагрузки, схемой ее приложения, условиями закрепления по концам (расчетной схемой), геометрией конструкции (отношениями h/b,  $I_p/h$ , где h и b — высота и ширина сечения соответственно,  $I_p$  — расчетный пролет конструкции), анизотропией прочностных и деформационных свойств материала. Воздействие характеризуется или мацерацией поверхностного слоя, что ведет к уменьшению площади сечения, или градиентом их изменения по ширине и высоте сечения конструкции, что эквивалентно увеличению уровня действующих напряжений в объеме конструкции. При этом, если величина и направление действующих напряжений превысит сопротивление материала конструкции в данном направлении, то это приведет к развитию существующих дефектов и появлению повреждений.

Процесс эксплуатации строительной конструкции в условиях случайных воздействий различных факторов, неизбежно сопровождающийся накоплением и развитием случайных дефектов и повреждений, можно представить в виде квазимонотонного изменения во времени параметров состояния конструкции — составляющих процесса изменения её несущей способности по каждому из возможных предельных состояний (рис. 1a) [8-12].

По истечении некоторого отрезка времени, составляющего ресурс безопасной эксплуатации конструкции, один или несколько параметров её технического состояния достигнут (или могут достигнуть) соответствующих предельных значений, принятых из условия нормальной эксплуатации конструкции, то есть наступит параметрический отказ (точка A на рис. 1a).

Цель данной работы – разработка и апробация в натурных условиях нового подхода к оценке технического состояния конструкций в зависимости от вероятности их отказа.

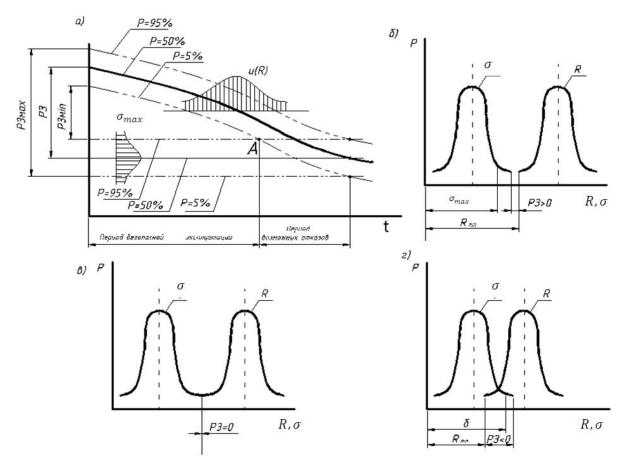


Рисунок 1. Соотношение между действующими напряжениями и сопротивлением материала конструкции, а также динамика их изменения во времени

Техническое состояние конструкции в условиях эксплуатации в период возможных отказов может быть охарактеризовано конечным числом параметров. Современная нормативная литература приводит следующую классификацию технического состояния эксплуатируемых конструкций.

### 1. В соответствии с ГОСТ Р 53778-2010 «Здания и сооружения. Методы мониторинга и обследования технического состояния».

- Нормативное техническое состояние. Это такая категория технического состояния, при котором количественные и качественные значения параметров всех критериев оценки технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений, включая состояние грунтов основания, соответствуют установленным в проектной документации значениям с учетом пределов их изменения.
- Работоспособное состояние строительных объектов. При работоспособном техническом состоянии некоторые из числа контролируемых параметров могут не соответствовать требованиям проекта либо нормативов. Однако имеющиеся несоответствия с требованиями условий эксплуатации объектов не приводят к ухудшению их работоспособности, а несущая способность строительных конструкций и грунтового основания с учетом воздействия имеющихся повреждений и дефектов обеспечивается на должном уровне.
- Ограниченно-работоспособное состояние строительных объектов. Это категория состояния строительных объектов, в том числе состояния грунтового основания, при которой имеют место крены, повреждения и дефекты. Последние приводят к уменьшению несущей способности строительных объектов, однако отсутствует опасность разрушения, потери устойчивости и опрокидывания. При этом функционирование строительных конструкций и эксплуатация здания в целом возможны

Сморчков А.А., Кереб С.А., Орлов Д.А., Барановская К.О. Оценка технического состояния эксплуатируемых строительных конструкций зданий и сооружений

- при периодическом мониторинге их технического состояния либо при производстве необходимых работ по восстановлению либо усилению конструкций.
- Аварийное состояние строительных объектов. Аварийное состояние строительных объектов характеризуется различными повреждениями и деформациями, которые свидетельствуют об утрате несущей способности объектов и появлении опасности обрушения либо полного разрушения объектов.

### 2. Согласно СП 13-102-2003 «Правила обследования строительных конструкций» выделяют следующие категории технического состояния:

- Нормативный уровень технического состояния категория технического состояния, при котором количественное и качественное значения параметров всех критериев оценки технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений соответствуют требованиям нормативных документов (СНиП, ТСН, ГОСТ, ТУ, и т.д.).
- Исправное состояние состояние строительных объектов, которое характеризуется отсутствием каких-либо дефектов и повреждений, которые могут повлиять на уменьшение несущей способности строительных объектов и их эксплуатационной пригодности.
- Работоспособное состояние состояние строительных объектов, которое характеризуется несоответствием некоторых из контролируемых параметров требованиям проекта, нормативов и стандартов, но имеющиеся нарушения (к примеру, деформативность, трещиностойкость и так далее) в определенных условиях эксплуатации не влияют на работоспособность и несущую способность строительных конструкций.
- Ограниченно работоспособное состояние состояние строительных объектов, которое характеризуется наличием некоторых дефектов и повреждений, приводящих к сокращению несущей способности, но отсутствует какая-либо опасность разрушения, а функционирование строительных конструкций возможно при контроле их состояния, условий и продолжительности эксплуатации.
- Недопустимое состояние состояние строительных объектов, которое характеризуется уменьшением несущей способности и эксплуатационной пригодности, когда имеется опасность для нахождения внутри и поблизости людей, а также сохранности технологического оборудования (необходимо производство страховочных мероприятий и работ по усилению конструкций).
- Аварийное состояние состояние строительных объектов, которое характеризуется повреждениями и дефектами, которые свидетельствуют о полной утере несущей способности и появлением опасности обрушения (необходимо срочное проведение противоаварийных мероприятий).

При этом параметры технического состояния не имеют четких границ ни по условиям прочности, ни по условиям деформативности, что приводит к трудностям методического характера. Более того, приведенные выше нормативные документы не допускают превышение действующего напряжения над расчетным сопротивлением. Таким образом, вообще исчезает смысл введения категории технического состояния, что не совсем оправдано.

На протяжении многих лет в бывшем Курск ГТУ (ныне ЮЗГУ) проводились обследования эксплуатируемых зданий и сооружений различного назначения, что требовало оценки технического состояния строительных конструкций.

В основу оценки технического состояния положено сопоставление между действующим в расчетном сечении конструкции напряжением и расчетным сопротивлением материала, из которого изготовлена конструкция.

Изменчивость механических свойств материалов конструкций, а также размеров элементов, предопределяет изменчивость несущей способности конструкций, а вариативность нагрузок – изменчивость усилий. Поэтому возникает ситуация, при которой техническое состояние конструкции может быть оценено в зависимости от вероятности отказа, что не учитывается в современной нормативной литературе.

Принципиальным отличием авторского подхода [13] в оценке технического состояния строительных конструкций от существующих [14-22] является введение двух дополнительных параметров: вероятность разрушения (отказа) –  $P_{\rm f}$  и индекс надежности –  $\beta$ .

Меру безопасности строительных конструкций принято выражать в виде формальной вероятности разрушения (отказа)  $P_f$  либо индекса надежности  $\beta$ . Вероятность отказа  $P_f$  связана с индексом надежности следующим образом (табл. 1):

$$P_{f} = \Phi(-\beta), \tag{1}$$

где  $\Phi$  – функция Лапласа;  $\beta$  \_ индекс надежности.

Таблица 1. Взаимосвязь между β и P<sub>f</sub>

$P_f$	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>
β	1,255	2,255	3,255	3,75	4,25	4,75	5,25

Индекс надежности можно определить по известной формуле [4]:

$$\beta = \frac{\overline{R} - \overline{\sigma}}{\sqrt{S_R^2 + S_\sigma^2}},\tag{2}$$

где  $\overline{R},\overline{\sigma}$  – соответственно обобщенная несущая способность конструкции и обобщенная нагрузка;  $S_R,S_\sigma$  – соответственно среднеквадратические отклонения указанных величин.

Представляя надежность строительной конструкции как целесообразное техникоэкономическое значение потребительских качеств [6], получим соответствующие параметры технического состояния в зависимости от вероятности отказа и индекса надежности (приведены в таблице 2).

В таблице 2 приведены параметры технического состояния строительной конструкции с четкими границами по величинам прочности (несущей способности) и деформативности (перемещения) в зависимости от индекса надежности и коэффициента безопасности, а также возможные мероприятия по приведению конструкций в работоспособное состояние.

Для примера приведем результаты обследования и оценки технического состояния плит покрытия в главном корпусе электромеханического завода в п. Свобода Курской области.

В покрытии цеха были использованы плиты из ячеистого бетона. При обследовании были установлены механические характеристики материалов ( $\overline{R}=4,99M\Pi a,\overline{S}_R=0,279M\Pi a$ ) и их изменчивость, состав нагрузок на покрытие и их изменчивость. Кроме того, установлено наличие поперечных трещин в пролете с шириной раскрытия  $\leq$ 1,0 мм и прогиб конструкций  $[1/150 \div 1/165]$  от длины пролета. В результате расчета установлены параметры напряжений:  $\overline{\sigma}=2,62\,\mathrm{M}\Pi a$  и  $\overline{S_\sigma}=0,633\,\mathrm{M}\Pi a$ .

Величина коэффициента  $\beta$  равна:

$$\beta = \frac{4,99 - 2,62}{\sqrt{0,279^2 + 0,637^2}} = 3,78 < 3,75.$$

Таким образом, техническое состояние конструкций отнесено к ограниченно работоспособному и принято решение об их усилении.

Категория состояния		Исправное Работоспо- собное		Ограниченно работоспособное	Неработоспо- собное	Аварийное
Показатели надежности	β	≤10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-2</sup>
	$P_f$	4,75	4,25	3,75	3,25	2,25
	Р3	<i>P</i> 3 ≻ 0	<i>P</i> 3 ≻ 0	P3 = 0	<i>P</i> 3 ≺ 0	<i>P</i> 3 ≺ 0
Предельные состояния	По прочности	$\sigma_{ ext{max}} \prec R_{ ext{l}}$	$\sigma_{ ext{max}} \prec R_{ ext{l}}$	$\sigma_{ ext{max}} \prec R_{ ext{l}}^{H}$	$\sigma_{ m max} \leq R_{ m min}$	$\sigma_{ ext{max}} \succ R_{ ext{min}}$
	По деформациям	$f \prec [f]$	$f \leq [f]$	$f \succ [f]$	$f \succ \succ [f]$	$f \succ \left[\frac{1}{50} \dots \frac{1}{80}\right] \cdot l_p$
Возможные решения		Оставить без изменений		Усилить	Усилить при экономическом обосновании	Демонтировать

Таблица 2. Параметры технического состояния эксплуатируемых конструкций

Примечания:  $\sigma_{\max}$  \_ максимальное эксплуатационное напряжение обследуемой конструкции;  $R_{\rm l}$  ,

 $R_1^{"}$ ,  $R_{\min}$  — расчетное, нормативное, минимальное значение прочности материала конструкции по результатам обследования; [f] - предельный прогиб по СП 20.13330.2011.

## Заключение

Диагностика сохраняемых конструкций является неотъемлемой частью оценки их технического состояния. Техническое состояние строительных конструкций предопределяет целый ряд решений по их дельнейшему использованию.

Как показывает практика проведения обследований зданий и сооружений, только на основе комплексных исследований с оценкой прочности материалов, выявлением дефектов и повреждений, определением существующих и прогнозируемых нагрузок можно оценить их техническое состояние.

В отличие от существующих подходов в оценке технического состояния строительных конструкций, авторами была использована оценка с применением вероятностных методов, позволивших установить четкие границы этих состояний с позиции неразрушимости элементов. Приведен пример использования предлагаемого метода на реальном объекте обследования.

#### Литература

- 1. Ушаков И. А. Курс теории надежности систем. М.: DPOФA, 2008. 237 с.
- 2. Светлицкий В. А. Статистическая механика и теория надежности. М.: Изд-во МГТУ им. Н.Э.Баумана, 2004. 503 с.
- 3. Augusti G., Baratta A., Casciati F. Probabilistic Methods in Structural Engineering. London, New York: Chapman and Hall, 1984. 556 p.

Сморчков А.А., Кереб С.А., Орлов Д.А., Барановская К.О. Оценка технического состояния эксплуатируемых строительных конструкций зданий и сооружений

- 4. Лычев А. С. Надежность строительных конструкций. М.: АСВ, 2008. 184 с.
- 5. Лычев А. С. Оптимизация материалоемкости строительных конструкций вероятностными методами: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. М., МИСИ, 1990. 336 с.
- 6. Райзер В. Д. Теория надежности в строительном проектировании. М.: АСВ, 1998. 304 с.
- 7. Ржаницын А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
- 8. Кузютин А. Д. Бубнович Э. В. Строительные конструкции. Алматы: Эверо, 2005. 116 с.
- 9. Пухонто Л. М. Долговечность железобетонных конструкций и инженерных сооружений. М.: ACB, 2004. 424 с.
- 10. Перельмутер А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. М.: АСВ, 2007. 254 с.
- 11. Рыжкин А. А., Шучев К. Г. Основы теории надежности. Ростов-на-Дону: Изд-во ДГТУ, 2002. 182 с.
- 12. Соколов В. А. Оценка технического состояния строительных конструкций зданий на основе многоуровневого вероятностного анализа // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7 (25). С. 45-51.
- 13. Сморчков А. А. Эксплуатационное состояние сохраняемых строительных конструкций. Курск: Издво ЮЗГУ, 2011. 138 с.
- 14. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М.: Стандартинформ. 60 с.
- 15. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М.: Госстрой России, 2004. 31 с.
- 16. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1994. 288 с.
- 17. Савин С. Н., Демишин С. В., Ситников И. В. Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по гост Р 53778-2010 // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7 (25). С. 33-39.
- 18. Абдуллаев Г. И. Оценка уровня надежности с учетом организационно-технологических параметров строительства линейно-протяженных сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2009. №8. С. 62-64.
- 19. Зайчиков А. Ф. Надежность систем // Вестник машиностроения. 2008. №3. С. 19-23.
- 20. Thornton W. A., Holland M. V. Steel Construction Manual. USA: AISC, 2006. 2181 p.
- 21. McLachlan G., Peel D. Finite Mixture Models. USA: John Wiley, 2000. 439 p.
- 22. Morris H., Mark J. Schervish. Probability and Statistics. Addison-wesley publishing company, 1989. 730 p.

\*Денис Александрович Орлов, г. Курск, Россия Тел. раб.: +7(4712)504816; эл. почта: Den-.-@mail.ru

© Сморчков А.А., Кереб С.А., Орлов Д.А., Барановская К.О., 2012

# Оценка надёжности эксплуатации зданий и сооружений по методикам возникновения риска их неработоспособных состояний

К.т.н., доцент Ш.Ш. Исхаков; к.т.н., преподаватель Ф.Е. Ковалев\*; к.т.н., доцент, начальник кафедры В.М. Васкевич; инженер В.Ю. Рыжиков, ФВГОУ ВПО Военно-космическая академия имени А.Ф. Можайского МО РФ

**Ключевые слова**: испытание; контроль; риски; вибрационная диагностика; мониторинг зданий и сооружений; технические состояния; несущие элементы; системы мониторинга

## Состояние вопроса

Определение количественных показателей надёжности эксплуатируемых строительных объектов как вероятности P={0, 1} того, что в заданный момент времени объект будет находиться (или уже находится) в заданном состоянии, в соответствии с действующей нормативной базой (ГОСТ 27751-88, ГОСТ P 54257-2010) остаётся проблематичным при обследованиях и мониторинге технического состояния зданий и сооружений (рис. 1) [1].

Проблема, прежде всего, заключается в том, что до настоящего времени в нормативной базе не определены количественные показатели снижения несущей способности строительных конструкций и грунтовых оснований при переходе их технического состояния из одной категории (класса) в другую категорию (класс) по мере снижения несущей способности (НС) в процессе длительной эксплуатации зданий и сооружений. Данная ситуация характерна при использовании классификации технических состояний строительных объектов как по их дефектам и повреждениям (критическим, значительным и малозначительным, например, по ГОСТ 15467-79 и РД 22-01.97), так и при использовании классификации технических состояний по СП 13-102 2003 или по видоизменённой классификации в ГОСТ Р 53778-2010, в которых не регламентируются количественные границы снижения НС для каждой из категорий состояний, и поэтому оценивание этих состояний для эксплуатируемых зданий и сооружений приходится на практике выполнять по существу на качественном, а не количественном уровне.

Данное обстоятельство, с одной стороны, существенно снижает объективность оценки технического состояния эксплуатируемых зданий и сооружений, так как на нее влияет субъективизм, квалификация и опыт экспертов, оценивающих состояние обследуемых объектов, а также от сложившихся взаимоотношений между экспертной организацией и Заказчиком (владельцем объекта недвижимости). Заказчик во многих случаях заинтересован в завышении категории технического состояния объекта (особенно с промышленно опасным производством) для снижения затрат на обеспечение безопасной эксплуатации зданий и сооружений, что является одной из причин катастрофических обрушений строительных объектов с переходом на рыночные отношения в нашей стране.

С другой стороны, отсутствие в нормативной базе показателей снижения несущей способности не позволяет оценивать надёжность эксплуатируемых зданий и сооружений по вероятности P={0, 1} возникновения событий, каковыми являются конкретные состояния строительных объектов (рис. 1).

Частично данная проблема сглаживается оценкой несущей способности строительных конструкций и грунтовых оснований путем обязательного выполнения прочностных поверочных расчётов несущей способности элементов зданий и сооружений в соответствии с указаниями СП 13-102-2003 и ГОСТ Р 53778-2010 [2]. Однако практикам хорошо известно, что зачастую полная информация о фактических физико-механических характеристиках материала строительных конструкций и грунтовых массивов под подошвой фундаментов, получаемых при обследованиях эксплуатируемых зданий и сооружений, отсутствует. Это существенно снижает достоверность поверочных расчётов даже при использовании современных численных методов, например, метода конечных элементов (МКЭ), ввиду неопределённости того, какие значения физико-механических характеристик следует использовать в МКЭ при заданном шаге границ конечных элементов. При строгом подходе следует учитывать, что в реальных обследованиях

зданий и сооружений мы чаще всего оказываемся в условиях «экспресс-диагностирования», которое в ГОСТ 20911-89 характеризуется как оценивание состояния объекта по ограниченной информации, получаемой за установленное время.

Описанное состояние вопроса не способствует ни совершенствованию методологических основ, ни повышению надёжности реальных строительных объектов.

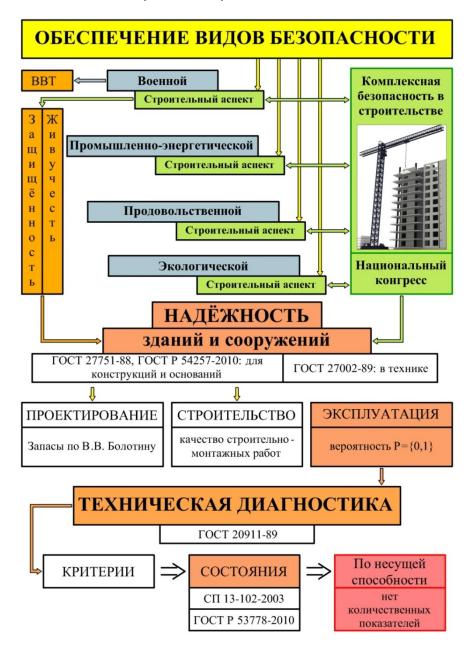


Рисунок 1. Проблемы практического оценивания состояния несущих элементов строительных объектов

## Задачи исследования

Преодоление проблем оценивания надёжности эксплуатируемых зданий и сооружений требует решения ряда первоочередных задач, к числу которых целесообразно отнести следующие.

- 1. Разработка доступных и эффективных **аппаратурных** (а не только расчётнотеоретических) методов диагностирования снижения несущей способности строительных конструкций и грунтовых оснований зданий и сооружений.
- 2. Разработка научно обоснованной классификации технических состояний зданий и сооружений и их несущих элементов (конструкций и грунтовых оснований) с количественными

показателями снижения несущей способности в развитие классификаций, используемых в СП 13-102-2003 и ГОСТ Р 53778-2010.

- 3. На основе решения двух первых задач дальнейшее развитие методологии оценивания надёжности строительных объектов по такому её количественному показателю, как вероятность P={0, 1} того, что в заданный момент времени строительный объект будет находиться (или уже находится) в заданном состоянии.
- 4. Обоснование и развитие альтернативных методов оценивания надёжности строительных объектов, в частности, по **риску** того, что объект может приобретать (по различным причинам) неработоспособные состояния в заданный период эксплуатации  $T_3$  [3, 4].

## Результаты решения рассматриваемых задач

На решение 1-й задачи направлены, как известно, разработка и использование современных технических средств в виде переносных приборов неразрушающих методов контроля (НМК), а в последнее время также стационарных автоматизированных систем мониторинга в виде систем мониторинга инженерных конструкций (СМИК) в соответствии с требованиями ГОСТ Р 22.1.12-2005 и ГОСТ Р 53778-2010. При этом по регламентации ГОСТ Р 22.1.12-2005 для наиболее ответственных и уникальных зданий и сооружений применение СМИК является обязательным.

Несмотря на то, что указанные ГОСТы появились недавно, сами автоматизированные системы мониторинга для наиболее уникальных строительных объектов, например, гидротехнических сооружений, атомных станций, создаются уже несколько десятилетий.

С началом космической эры системы «испытания и долговременного контроля» стали создаваться в нашей стране на специальных сооружениях наземных космических комплексов, и в частности, на уникальных стартовых сооружениях, предназначенных для пуска ракет космического назначения (РКН) (рис. 2).

С конца 60-х годов XX века в Военно-космической академии (ВКА) им. А.Ф.Можайского была обоснована научная школа проектирования и применения систем «испытания и долговременного контроля», которые традиционно создавались в составе стационарных комплектов вибрационного, геодезического и тензометрического контроля. Системы использовались в комплексе с НМК и визуальным освидетельствованием состояния стартовых сооружений (рис. 2 и 3).

Разработка и применение систем «испытания и долговременного контроля» долгое время относились к закрытой области исследований в нашей стране, и лишь с началом работы Национального Конгресса по комплексной безопасности в строительстве (рис. 1), три конференции которого состоялись в мае 2010, 2011 и 2012 годов (ВВЦ, Москва) появились открытые публикации по опыту применения данных систем в научно-технических сборниках Национального Конгресса [5, 6] и других изданиях [7,8].

Вместе с тем опыт применения средств НМК и стационарных автоматизированных систем мониторинга показывает, что идентификация **снижения несущей способности** строительных конструкций и грунтовых оснований непосредственно **аппаратурными** методами (см. задачу 1) для большинства обычных строительных объектов, на которых по регламентации ГОСТ Р 22.1.12-2005 не применяются стационарные системы мониторинга с контролем напряжений в конструкциях и грунтовом основании зданий и сооружений с помощью комплектов ТК (как, например, на уникальных гидротехнических и специальных сооружениях (СС), рис. 2 и 3), остаётся проблемной задачей. Действительно, на сегодняшний день человечеством не изобретены технические средства (приборы) для регистрации непосредственно несущей способности строительных конструкций и грунтовых оснований эксплуатируемых зданий и сооружений, что в свою очередь препятствует решению задач 2-4. Трудоёмкость заключается в том, что несущую способность конструкций и грунтовых оснований в соответствии с теоретическими основами таких областей знаний, как «сопротивление материалов», «строительная механика» и «механика грунтов», мы можем оценивать по одному из двух критериев: либо по фактическим нагрузкам  $P_{\phi}$ ,

либо по фактическим напряжениям  $\sigma_\phi$  , которые соответственно не должны превосходить критических нагрузок  $P_{\kappa p}$  и предела прочности материала конструкций и грунтовых массивов R :

$$P_{\phi} \le P_{\kappa p} \,; \tag{1}$$

$$\sigma_{ab} \leq R$$
. (2)



Рисунок 2. Модель стартового сооружения [1]

Рисунок 3. Структурная блок-схема системы «испытания и долговременного контроля» на стартовых сооружениях [1]

На практике использование критерия (1) для оценивания несущей способности элементов зданий и сооружений требует измерения фактических нагрузок  $P_{\phi}$ , что, как известно, никогда не производится. Например, на сегодняшний день не существует динамометра, который можно было бы подставить под подошву фундамента какого-либо здания, чтобы узнать, какое давление от веса здания передаётся на грунтовое основание. Поэтому на стадии проектирования и при обследованиях зданий и сооружений фактические нагрузки  $P_{\phi}$  (как статические, так и динамические, например, ветровые, от газовой струи РКН, рис. 2) приходится определять расчётным путём по известной и трудоёмкой процедуре сбора нагрузок, как правило, с некоторым запасом. Таким образом, точного значения нагрузок  $P_{\phi}$  мы, как правило, не знаем, и аппаратурными методами реализовать использование критерия (1) для оценивания несущей способности элементов зданий и сооружений не удаётся.

Использование критерия (2) требует измерения фактических напряжений  $\sigma_{\phi}$ , для чего во время строительства в конструкциях и грунтовом основании необходимо установливать тензометры комплекта тензометрического контроля (рис. 3), что в обязательном порядке в соответствии с ГОСТ Р 22.1.12-2005 предусматривается лишь для наиболее ответственных строительных объектов. Кроме того, тензометры обладают малой долговечностью и не подлежат замене или ремонту. Поэтому для большинства зданий и сооружений критерий (2) также нереализуем.

Таким образом, идентификация снижения несущей способности строительных конструкций и грунтовых оснований является актуальной задачей технической диагностики и мониторинга состояния возведённых зданий и сооружений [9, 10, 11].

Многолетний опыт ВКА им. А.Ф.Можайского по применению систем ИДК на СС (рис. 2 и 3) показывает [5-8, 12], что проблема использования критериев (1), (2) при оценивании снижения несущей способности при длительной эксплуатации строительных объектов относится, прежде всего, к случаям статического загружения, характерного для большинства зданий и сооружений. При воздействии же динамических нагрузок P(t) возможности идентификации снижения несущей способности строительных конструкций и грунтовых оснований резко возрастают. В основе этого вывода лежит использование известного системного подхода в виде модели «чёрного ящика» [13, 14] (рис. 4), включающей в себя объект с передаточной функцией  $\eta(\omega)$ , преобразующей входное динамическое воздействие P(t) в реакцию объекта (для зданий и сооружений в вибрационный сигнал) V(t):

$$P(t) \times \eta(\omega) = V(t). \tag{3}$$

При этом предполагается, что неизвестная в общем случае передаточная функция  $\eta(\omega)$  содержит в себе информацию о физических свойствах объекта, в том числе в виде параметров его состояния.

## Динамическая система



Рисунок 4. Модель «чёрного ящика»

Из алгоритма (3) передаточная функция  $\eta(\omega)$  может быть найдена в случае регистрации входного воздействия P(t) и выходного вибрационного сигнала V(t):

$$\eta(\omega) = \frac{V(t)}{P(t)}.$$
(4)

Использование алгоритма (4) в принципе позволяет применять два метода диагностирования состояния зданий и сооружений:

- **тестовый**, когда динамические нагрузки P(t) искусственно создаются, например, в виде удара или простейшего гармонического воздействия  $P(t) = P^0 \cdot Sin(\omega t)$  с заданными амплитудой  $P^0$  и частотой  $\omega$  с помощью специальных вибрационных установок;
- функциональный, когда динамические нагрузки P(t) являются естественными, либо природного происхождения (ветровые, сейсмические и т.п.), либо технологическими (от работы машин, механизмов или газовой струи РКН, см. рис. 2), либо техногенными (например, от движения наземного и подземного транспорта).

Тестовый метод диагностирования не всегда применим для различных типов зданий и сооружений. Во всяком случае, для очень массивных стартовых сооружений (рис. 2) создание тестовых динамических загружений практически исключено. В подобных случаях остаётся применение функциональной вибрационной диагностики. Однако её применение в традиционной постановке по алгоритму (4) наталкивается на непреодолимую проблему регистрации функциональных динамических нагрузок P(t), которая в силу фактического условия

$$P(t) = ? (5)$$

не позволяет реализовать алгоритм (4) в практической технической диагностике состояния зданий и сооружений.

В этой связи в начале 80-х годов XX века в ВКА им. А.Ф.Можайского возникла идея [12] использования условно **нетрадиционного** метода вибрационной диагностики, основанного на идентификации параметров передаточных функций  $\eta(\omega)$  строительных объектов непосредственно в выходных вибрационных сигналах V(t) (см. (4)) без регистрации входных динамических нагрузок P(t):

$$\eta(\omega) \supset V(t).$$
(6)

Для иллюстрации такого метода достаточно рассмотреть какую-нибудь простейшую строительную динамическую систему, например, «жёсткий фундамент – грунт» (рис. 5), на котором установлен какой-либо агрегат (например, турбогенератор), генерирующий динамическую нагрузку гармонического типа:

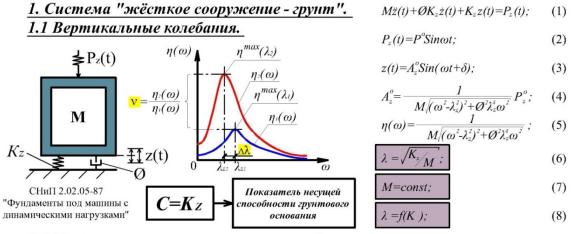
$$P(t) = P^{0} \cdot Sin(\omega t). \tag{7}$$

Математическое описание работы такой системы хорошо известно из работ О.А. Савинова [15] и СНиП [16]. При этом нетрудно видеть, что из решения дифференциального уравнения движения такой системы её передаточная функция  $\eta(\omega)$  описывается зависимостью (5) на Исхаков Ш.Ш., Ковалев Ф.Е., Васкевич В.М., Рыжиков В.Ю. Оценка надёжности эксплуатации зданий и сооружений по методикам возникновения риска их неработоспособных состояний

рисунке 5, а её графическая форма (рис. 5, п. 1.1) характерна для динамических систем с одной степенью свободы с экстремумом на собственной (резонансной) частоте колебаний  $\lambda_z$  при вертикальных колебаниях жёсткого фундамента на грунтовом основании:

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{C}{M}} \,, \tag{8}$$

где  $C=K_z$  – коэффициент жёсткости грунтового основания [15, 16]; M – масса фундамента с установленным на нём агрегатом.



## 1.2 Горизонтально-вращательные колебания

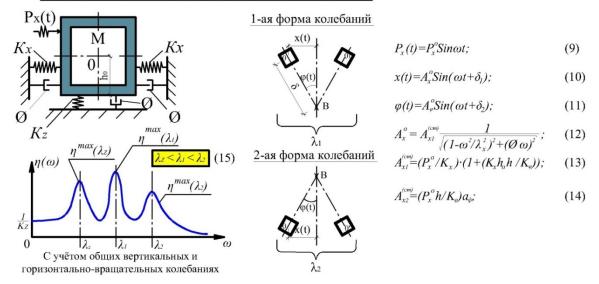


Рисунок 5. Вертикальные и горизонтально-вращательные колебания

Подобные теоретические решения всегда используются при проектировании фундаментов под машины с динамическими нагрузками [15, 16]. Для целей же диагностирования состояния, в данном случае грунтового основания с коэффициентом жёсткости  $K_z$ , очевидно, что выявить передаточную функцию  $\eta(\omega)$  (рис. 5) непосредственно в регистрируемом вибрационном сигнале z(t) (6)

$$V(t) = z(t) = A_z^0 \cdot Sin(\omega t + \delta), \tag{9}$$

где  $A_z^0$  – амплитуда динамического перемещения фундамента;

 $\delta$  – сдвиг фазы между динамической нагрузкой  $P_z(t)$  (7) и перемещением z(t) (9),

практически невозможно, что не позволяет реализовать алгоритм (6). В этой связи возникла идея [12], что непосредственно в вибрационном сигнале V(t)=z(t) следует стремиться определять не саму передаточную функцию  $\eta(\omega)$ , а какие-либо диагностические признаки ( $\mathcal{A}_{\Pi_i}$ ) изменения этой передаточной функции, характеризующие снижение несущей способности (HC) грунтового основания, которую физически можно отождествлять с коэффициентом его жёсткости  $C=K_z$ :

$$HC \equiv K_z$$
. (10)

Для большинства строительных объектов характерно то, что их масса M в течение длительного периода эксплуатации  $T_{\mathfrak{I}}$  остаётся постоянной,

$$M_{t\supset T_{\gamma}} = const, (11)$$

если не производились реконструкции и технические перевооружения объекта. Тогда при условии (11) зависимость (8) становится однопараметровой,

$$\lambda_z = f(K_z) = a \cdot \sqrt{K_z} \,, \tag{12}$$

где  $a = 1/\sqrt{M} = const$ .

Нетрудно видеть, что при условии (11) снижение коэффициента жёсткости  $K_z$  (HC) грунтового основания приводит к снижению собственной частоты колебаний системы «сооружение – грунт»  $\lambda_z$  (12), что влечёт за собой изменение графической формы передаточной функции  $\eta(\omega)$  в виде сдвига резонансного пика влево на некоторую величину  $\Delta\lambda$  и увеличения самого пика в какое-то  $\nu$  раз, как это наглядно представлено на рисунке 5.

Таким образом, в общем случае мы имеем два диагностических признака снижения НС грунтового основания [5, 7, 12]:

$$\mathcal{A}_{\Pi_i} = \begin{cases} \Delta \lambda > 0, \\ v > 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{снижение HC} \\ \text{грунтового основания.} \end{cases}$$
(13)

Аналогичные  $\mathcal{J}_{\Pi_i}$  (13) можно использовать и для диагностирования снижения НС пролётных конструкций (рис. 6), если в (8) использовать пространственную жёсткость C конструкции с её собственной частотой колебаний  $\lambda_1$  по 1-й (основной) форме колебаний (рис. 6).

## 1. Система "железобетонное перекрытие".

## 1.1 Статическое загружение. 1.2 Динамическое загружение. m=M/L; (5) $P(t)=P^{\circ}Sin\omega \cdot t$ междуэтажное перекрытие $f \stackrel{(0)}{=} f Sin(\omega t + \alpha)$ : (6)(8)(9) $\frac{1}{M/(\lambda_{KI}^2-\omega^2)^2+\mathcal{O}^2\lambda_{KI}^4\omega^2}$ . $f^{\text{(cm)}} = \frac{1}{16} \frac{M_{np} \cdot L^2}{E \cdot J}; (2) \qquad C = \frac{16 \cdot \cancel{E} \cdot J}{L^2} = ? (4)$ не известно . λK2 ω

Рисунок 6. Колебания пролётных конструкций

Однако при таких видах динамических воздействий P(t), как ветровые нагрузки и газодинамические нагрузки от реактивной струи РКН (рис. 2), формирующихся в виде случайных нестационарных полей возникают пульсаций давления, случайные вибрации  $V(t) = \{x(t), y(t), z(t)\}$  всего сооружения (здания) на грунтовом основании (рис. 5) и его несущих конструкций (рис. 6). Оказывается, что в реализациях случайных вибраций V(t) выявить  $\mathcal{I}_{H_t}$ (13) практически невозможно. Это относится и к случайным вибрациям природного, сейсмического и техногенного характера от движения наземного и подземного транспорта [8]. Однако многолетние исследования ВКА им. А.Ф.Можайского на стартовых сооружениях с помощью систем «испытания и долговременного контроля» (рис. 2, 3) показали, что  $\mathcal{I}_{\Pi_i}$  (13) весьма информативно фиксируются в функциях спектральных плотностей (в энергетических спектрах Фурье [17])  $G_{\ddot{v}}(f)$  вибрационных ускорений  $\ddot{V}(t) = \{\ddot{x}(t), \ddot{y}(t), \ddot{z}(t)\}$  [5, 7, 8, 12].

Нетрадиционный метод выявления снижения HC грунтовых оснований и строительных конструкций по изменению параметров передаточных функций  $\eta(\omega)$  в виде  $\mathcal{I}_{\Pi_i}$  (13) в энергетических спектрах вибрационных ускорений зарегистрирован как авторское свидетельство на изобретение (патент) [18]. Сам метод в последнее время интерпретируется как **интегральный** метод диагностирования снижения HC элементов зданий и сооружений [8] в том смысле, что жёсткости грунтовых оснований  $K_z$  (рис. 5) и конструкций C (рис. 6) в общем случае являются функциями многих физико-механических характеристик, таких как модуль деформаций E, коэффициент внутреннего трения  $\varphi$ , сцепление и др. для грунта, модуль упругости E, момент инерции сечений I, пролёт L, погонное распределение массы m, закрепление концов и др. для конструкций:

$$K_z = f(E, \varphi, C, W); \tag{14}$$

$$C = f(E, I, L, m). \tag{15}$$

Поэтому идентификация снижения жёсткостей  $K_z$  и C (14), (15) является интегральным показателем изменения физико-механических характеристик конструкций и грунтовых оснований [8], определяющих их несущую способность.

Из вышеизложенного очевидно, что наличие самих, пусть и неизвестных (5), функциональных динамических нагрузок P(t) следует использовать как тест на возбуждение при случайных вибрациях V(t), в энергетических спектрах которых по  $\mathcal{I}_{\Pi_i}$  (13) возможно диагностировать изменение несущей способности конструкций и грунтовых оснований. В этом смысле такой вибрационный метод диагностирования снижения несущей способности можно идентифицировать как тестово-функциональный [19].

Интегральность такого тестово-функционального метода целесообразно интерпретировать также с учётом возможности комплексного использования вибрационных диагностических систем как «обученных» комплектов вибрационного контроля вместе с другими средствами контроля, например, по аналогии с системами «испытания и долговременного контроля» (рис. 3), что открывает новые перспективы в решении выше сформулированных задач 2-4. Для реализации такого интегрального подхода в ВКА им. А.Ф. Можайского разработан межотраслевой руководящий документ МРД 01-2011 [20], который решением III Национального Конгресса по комплексной безопасности в строительстве (май 2012 года) предложено адаптировать для строительных объектов невоенного и двойного назначения с учётом того, что МРД 01-2011 содержит программно-методическое обеспечение мониторинга состояния зданий и сооружений, в отличие от СП 13-102-2003, ГОСТ Р 22.1.12-2005 и ГОСТ Р 53778-2010.

Вместе с тем с учётом того, что в СП 13-102-2003 и ГОСТ Р 53778-2010 имеются разночтения по классификации технических состояний зданий и сооружений (рис. 7), то приходится признать, что выше сформулированная задача 2 ещё далека от своего разрешения. Требуются совместные усилия сообщества специалистов в данной области для принятия обоснованного и согласованного решения по приемлемой для практики классификации технических состояний зданий и сооружений. Однако это не повод для того, чтобы не предпринимать попытки к решению задач 3 и 4 с целью совершенствования методик оценивания надёжности эксплуатируемых строительных объектов. В этой связи в рамках МРД 01-2011 [15] Исхаков Ш.Ш., Ковалев Ф.Е., Васкевич В.М., Рыжиков В.Ю. Оценка надёжности эксплуатации зданий и сооружений по методикам возникновения риска их неработоспособных состояний

специалистами академии предпринята попытка использования методических указаний РД 03-418-01 [21] применительно к оцениванию риска возникновения неработоспособных (в том числе аварийных) состояний (рис. 7) зданий и сооружений с допущением того, что число N таких состояний в заданный период эксплуатации строительного объекта  $T_{\mathfrak{P}}$  (годы) не должно превышать единицы (N=1) (см. задачу 4), и тогда вероятность  $\Pi$  такого события в соответствии с РД 03-418-01 [21] равна:

$$\Pi = \frac{N}{T_{9}} = \frac{1}{T_{9}}.$$
(16)

## ОЦЕНИВАНИЕ СОСТОЯНИЯ ТЕХНИЧЕСКИХ ОБЪЕКТОВ

зданий и соо		инже	не	рно-технич	ieci	ких систем				
СП 13-102-2003 ГС	CT P 53778-2010				ГОСТ 27.002-89					
исправное	нормативное (проектное) +				1) работоспособное (при отсутствии отказов)					
работоспособное										
ограниченно работоспособное	+				2) неработоспособное (при наличии отказов)					
недопустимое	_		1	•						
аварийное	+	<	НАГРУЗКИ							

Рисунок 7. Категории технических состояний

Методологически очевидно, что вероятность риска  $\Pi$  (16) должна быть взаимосвязана со степенью снижения несущей способности (HC) (10), (13)-(15) элементов зданий и сооружений, которая в свою очередь должна быть основным аргументом при оценивании вероятности P={0, 1} того, что в заданный момент времени строительный объект будет находиться в заданном состоянии в соответствии с ГОСТ 27751-88:

$$P = f(HC). (17)$$

В этой связи в академии выполнен анализ большого числа статистических данных [5, 6] по поведению СС (рис. 2) при многолетних запусках РКН (так, по открытым данным в интернете с 1965 года по апрель 2011 года в нашей стране было выполнено 364 пуска тяжёлой РКН типа «Протон»). Это позволило получить экспертные оценки зависимости

$$P = f(\eta), \tag{18}$$

представленной на рисунке 8 кривой ABCD, аппроксимация которой степенной функцией дала результат в виде кривой AB'C'D' на рисунке 8:

$$P = \eta^6 - 1, (19)$$

где P – вероятность обрушения сооружения;

 $\eta = [HC]/(HC)_{di}$ ;

[HC] – требуемая (проектная) несущая способность элементов сооружения;

 $(HC)_{\phi}$  – фактическая несущая способность элементов сооружения в течение заданного периода эксплуатации  $T_{\Im}$  .

Полученная таким образом зависимость (19) отражает искомую зависимость (17) [6].

В случаях снижения фактической НС

$$(HC)_{\phi} \to 0, \tag{20}$$

параметр  $\eta$  возрастает в пределах от 1 до ∞. Однако в случаях, когда  $(HC)_{\phi} > [HC]$  (когда имеется запас по HC), параметр  $\eta$  принимает значения меньше 1.

Из физического смысла очевидно, что при значениях параметра  $\eta$ 

$$\eta = [HC]/(HC)_{\phi} \le 1 \tag{21}$$

вероятность P (19) обрушения (выхода из строя грунтового основания или конструкций) сооружения должна быть равна нулю, что и представлено на номограмме рисунка 8.

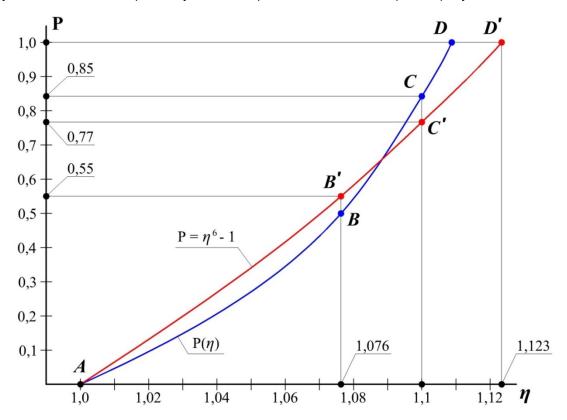


Рисунок 8. Графики функции по зависимости (19) и по экспертной оценке  $P(\eta)$ 

Анализ вышеуказанных многолетних статистических данных для стартовых сооружений (рис. 2) показал, что вероятность обрушения конструкций (например, плит перекрытий газоходов), равная единице (P=1), по полученной зависимости (19) (см. рис. 8) наступает при увеличении параметра  $\eta$  до 1,123, то есть при снижении фактической несущей способности конструкций СС  $(HC)_d$  примерно до 11,2%.

Представленный методический приём в виде использования зависимостей типа (17), (18), с одной стороны, демонстрирует пример того, как на практике (задача 3) может быть реализовано оценивание количественного показателя надёжности зданий и сооружений по вероятности Р выхода их из строя в соответствии с требованиями ГОСТ 27751-88 и ГОСТ Р 54257-2010 по «надёжности строительных конструкций и оснований». С другой стороны, конкретно полученная зависимость (19), строго говоря, пригодна только для данного типа строительных объектов в виде уникальных стартовых сооружений (рис. 2), для которых в распоряжении экспертов оказалась достаточно состоятельная выборка статистических данных как по длительности эксплуатации  $T_{\rm 9}$  в (16) (46 лет), так и по числу циклов технологических воздействий на стартовые сооружения в виде пусков РКН типа «Протон»-364. С учётом того, что в течение  $T_{\rm 9}=46$  лет (с 1965 по 2011 годы) не имел места ни один аварийный пуск РКН типа «Протон» с её аварийным взрывом и разрушением СС (рис. 2) (абсолютный рекорд по надёжности в мировой космонавтике: невыведение космических аппаратов на заданные орбиты не в счёт), то фактическая вероятность риска обрушения стартовых сооружений по показателю  $\Pi$  (16) (задача 4) составляет:

$$\Pi = 1/46 = 0.0217 = 2.17 \cdot 10^{-2}$$
 (22)

Вместе с тем при использовании количественных показателей надёжности  $\Pi$  (16) и P (17)-(19) возникает вопрос о том, как поддерживать требуемый уровень несущей способности зданий и сооружений, не доводя его до предельного значения  $\eta=1{,}123$  (см. рис. 8), и как это математически учитывать в практике эксплуатации строительных объектов.

Одним из возможных методических подходов, используемых в разработанном в академии МРД 01-2011 [15], может быть применение теоретических основ эксплуатации зданий и сооружений, разработанных профессором ВКА им. А.Ф.Можайского М.Д.Бойко, разработавшим в академии ещё в 50-х годах прошлого века курс «Эксплуатация зданий и сооружений» [22, 23]. В данном подходе [20, 22, 23] используется стратегия поддержания эксплуатационной пригодности зданий и сооружений, отображаемая в графо-аналитическом виде (рис. 9), как случайный процесс снижения несущей способности элементов зданий и сооружений в течение заданного срока эксплуатации  $T_{\mathfrak{I}}$  и повышения несущей способности за счёт периодического выполнения ремонтно-восстановительных работ (РВР) с финансовыми затратами на их выполнение  $\Delta C_i$ . В МРД 01-2011 [20] представлена методика оптимизации графо-аналитической  $\Delta C_i = f(T_2, oбъём PBP)$  (рис. 9) в сочетании с вероятностью обрушения Р зависимости строительного объекта, определяемой по зависимостям типа (17)-(19) (рис. 8). Подобная методика может быть использована для оптимизации эксплуатационных затрат на поддержание функциональной готовности не только специальных сооружений (СС, рис. 2), например, военного и двойного назначения, но и для обычных зданий и сооружений, поднадзорных ЖКХ, а также для объектов с промышленно опасными производствами.

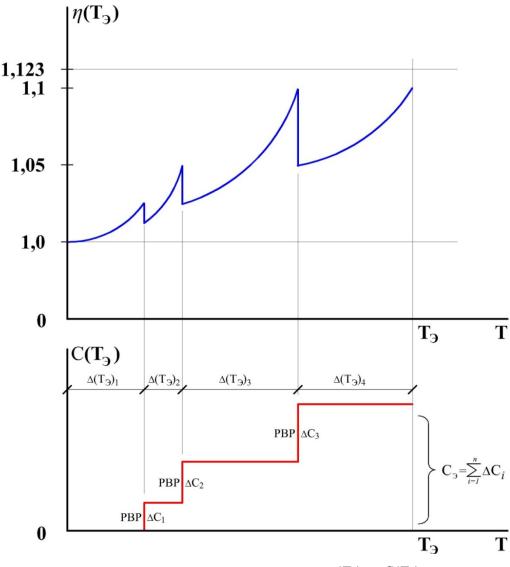


Рисунок 9. Пример зависимостей  $\eta(T_{\mathfrak{I}})$  и  $C(T_{\mathfrak{I}})$ 

Исхаков Ш.Ш., Ковалев Ф.Е., Васкевич В.М., Рыжиков В.Ю. Оценка надёжности эксплуатации зданий и сооружений по методикам возникновения риска их неработоспособных состояний

## Выводы

Полученные результаты исследований обеспечивают решение актуальной научнопрактической задачи по диагностированию технического состояния строительных конструкций и грунтовых оснований по критерию снижения их несущей способности аппаратурными методами тестово-функциональной вибрационной диагностики для зданий и сооружений, подверженных воздействию динамических (в том числе случайных по пространству и времени) нагрузок. При этом показано, что разработанный метод тестово-функциональной вибрационной диагностики реализует интегральный подход к оцениванию снижения несущей способности элементов строительных объектов, обобщённо учитывающий вклад всех физико-механических характеристик материала конструкций и грунтовых массивов (10), (13)-(15) в формирование их несущей способности, обусловленной «стабильностью – нестабильностью» жёсткости несущих элементов зданий и сооружений.

Использование указанных аппаратурных методов в современных системах мониторинга инженерных конструкций (СМИК) по регламентации ГОСТ Р 22.1.12-2005 и ГОСТ Р 53778-2010 позволяет существенно повысить эффективность оценивания надёжности эксплуатируемых зданий и сооружений по количественным показателям вероятности возникновения заданных состояний строительных объектов.

На примере уникальных стартовых сооружений (рис. 2) при использовании прототипов современных СМИК в виде систем «испытания и долговременного контроля» (рис. 3) показано, что наличие многолетней состоятельной выборки статистических данных позволяет получать обоснованные зависимости для определения и прогнозирования снижения количественных показателей надёжности эксплуатируемых строительных объектов как вероятности Р={0, 1} обрушения конструкций объекта по мере снижения их несущей способности (17)-(19) (рис. 8) и вероятности П риска возникновения неработоспособных (в том числе аварийных) состояний (16), (22) зданий и сооружений.

Полученные результаты исследований реализованы в межотраслевом руководящем документе, разработанном в ВКА имени А.Ф.Можайского, МРД 01-2011 «Методические рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния несущих элементов зданий и сооружений» [20], позволяющем разрабатывать программно-методическое обеспечение мониторинга технического состояния эксплуатируемых зданий и сооружений по критериям снижения несущей способности их элементов (конструкций и грунтового основания) с определением количественных показателей их надёжности и риска возникновения неработоспособных и аварийных состояний.

#### Литература

- 1. Рогонский В. А., Костриц А. И., Шеряков В. Ф. Эксплуатационная надёжность зданий и сооружений. СПб: Стройиздат СПб, 2004. 272 с.
- 2. Обследование и испытание зданий и сооружений. Поверочные расчёты: Метод. Указания / Сост. В. А.Соколов, Л. Н.Синяков, Д. А.Страхов. СПб: Изд-во Политехн. ун-та, 2007. 68 с.
- 3. Солдатенко Т. Н. Модель идентификации и прогноза дефектов строительной конструкции на основе результатов её обследования // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7. С. 52-61.
- 4. Соколов В. А. Диагностика технического состояния конструкций зданий и сооружений с использованием методов теории нечётких множеств // Инженерно-строительный журнал. 2010. №5(15). С. 31-37.
- 5. Козин А. П., Исхаков Ш. Ш., Васкевич В. М., Ковалев Ф. Е. Методы вибрационного и тензометрического диагностирования состояния несущих конструкций и грунтовых оснований специальных сооружений при воздействии динамических нагрузок // Сб. науч. трудов №9 (Предотвращение аварий зданий и сооружений). М., 2010. С. 404-414.
- 6. Исхаков Ш. Ш., Васкевич В. М., Ковалев Ф. Е., Рыжиков В.Ю. Проблемы оценивания надёжности зданий и сооружений на стадии их эксплуатации // Сб. науч. трудов №10 (Предотвращение аварий зданий и сооружений). М., 2011. С. 210-221.
- 7. Исхаков Ш. Ш., Ковалев Ф. Е. Принципы идентификации параметров входных и выходных процессов при мониторинге зданий и сооружений, подверженных динамическим воздействиям // Сб. докладов Международных научных чтений (Белые ночи 2008). Ч. 2. СПб: МАНЭБ, 2008. С. 343-346.

- 8. Исхаков Ш. Ш., Васкевич В. М., Ковалев Ф. Е. Адаптация результатов вибрационного мониторинга массивных специальных сооружений к сейсмическим исследованиям динамики зданий и сооружений в плотной застройке городов // Сейсмологические исследования в арктических и приарктических регионах: коллективная монография. Гл. 19. Екатеринбург: УрО РАН, 2011. С. 220-234.
- Boldyrev G. G., Valeyev D., Idrisov I., Krasnov G. A System for Static Monitoring of Sports Center Structures. Proceedings of the 7th International Workshop Structural Health Monitoring. Editor Fu-Kuo Chang, Stanford Univesity. Vol. 1, 2009. Pp. 374-382.
- Grosse C. U., Finck F., Kurz J., Reinhard H.-W. Monitoring Techniques Based on Wireles AE Sensors for Large Structures in Civil Engineering. Proc. EWGAE 2004 symposium in Berlin. DGZfP: Berlin, BB90, 2004. Pp. 843-856.
- 11. Doebling S. W., Farrar C. R., Prime M. B., Shevitz D. W. Damage identification and health monitoring of structural and mechanical system from changes in their vibration characteristics: a literature review. Report No. LA-13070-MS, Los Alamos National Laboratory, Los Alamos, NV, 1996. 127 p.
- 12. Исхаков Ш. Ш. Вибрационная диагностика сооружений в условиях низкой информативности данных по параметрам случайных входных воздействий. Тезисы докладов. Программа Всесоюзной конференции по транспортным сооружениям. Л., 1988. С. 2.
- 13. Болотин В. В. Применение методов теории вероятностей и теории надёжности в расчётах сооружений. М.: Стройиздат, 1971. 255 с.
- 14. Кондаков Н. И. Логический словарь-справочник. М.: Наука, 1975. 717 с.
- 15. Савинов О. А. Фундаменты под машины. Л., М.: Стройиздат, 1955. 292 с.
- 16. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками / Госстрой СССР. М., 1988. 52 с.
- 17. Бендат Дж., Пирсол А. Измерение и анализ случайных процессов. М.: Мир, 1974. 464 с.
- 18. А. с. RU(21) 2008 147445/28(13)А. Метод функциональной вибрационной диагностики изменения несущей способности грунтового основания и строительных конструкций зданий и сооружений / Н.Н. Гусев, Ш.Ш. Исхаков. №2008147445; заявл. 01.12.2008; опубл. 2010, Бюл. №16 ФГУ по интеллектуальной собственности, патентам и товарным знакам. 3 с.
- 19. Исхаков Ш. Ш. Вибрационная тестово-функциональная диагностика состояния строительных конструкций при мониторинге зданий и сооружений для предупреждения чрезвычайных ситуаций / Монография. ВКА им. А.Ф.Можайского. СПб, 2011. 164 с.
- 20. МРД 01-2011. Методические рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния несущих элементов зданий и сооружений / ВКА им. А.Ф.Можайского. СПб, 2012. 110 с.
- 21. РД 03-418-01. Методические указания по проведению анализа риска опасных производственных объектов / Гостехнадзор России. М., 2002. 28 с.
- 22. Бойко М. Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. Л.: Стройиздат, 1975. 334 с.
- 23. Бойко М. Д. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений. Л.: Стройиздат, 1986. 256 с.

\* Федор Евгеньевич Ковалев, Санкт-Петербург, Россия Тел. моб.: +7(911)028-09-69; эл. почта: kovaleff81@mail.ru

© Исхаков Ш.Ш., Ковалев Ф.Е., Васкевич В.М., Рыжиков В.Ю., 2012

## Формирование рациональной технологии строительства линейно-протяженных сооружений на основе альтернативных вариантов

К.т.н., докторант Г.И. Абдуллаев\*,

ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

**Ключевые слова:** организационно-технологическая надежность; альтернативная сетевая модель; орграф; структурная избыточность

При разработке технологии строительства линейно-протяженных сооружений на стадии проектирования организации строительства и производства работ обычно не учитываются возможности для сокращения сроков строительства и повышения организационнотехнологической надежности соблюдения директивной продолжительности, представляемые наличием различных вариантов технологии выполнения работ. Варианты выполнения отдельных комплексов работ и процессов, как правило, рассматриваются на предыдущих этапах (при разработке технологических схем и технологических карт) и сопоставляются по временным, технологическим и стоимостным показателям без учета взаимосвязи всего комплекса процессов возведения строительных конструкций [1-4]. При этом не следующие факторы не принимаются во внимание:

- критерии, принимаемые для оптимизации технологии и организации строительства отдельных линейно-протяженных сооружений (по срокам и надежности) на стадии увязки всего комплекса работ [5,6];
- возможности по оптимизации технологии и организации строительства за счет совместного рассмотрения вариантов технологии выполнения отдельных комплексов работ, отличающихся разновидностью и количеством требуемых технических и трудовых ресурсов, а также продолжительностью их выполнения [4,6];
- воздействие различных технологических вариантов производства отдельных комплексов работ на технологию, очередность, стоимость и продолжительность строительства сооружения в целом [4,7].

На современном уровне строительного производства одной из важных задач является формирование планов строительства с высоким уровнем организационно-технологической надежности. Это означает, что на этапе выполнения проектных работ необходимо предусмотреть возможности демпфирования и ослабления влияния негативных факторов на производство и, соответственно, на сроки выполнения этапов работ и завершения строительства. Применение способов дублирования технологических процессов, резервирования основных видов ресурсов (в том числе и временных), создание избыточных структур является перспективным направлением повышения надежности строительства на этапе плановых разработок [8-11].

В связи с этим при изучении возможностей по оптимизации технологии строительства сооружений, направленных на совершенствование общего процесса, следует учитывать взаимодействие смежных (следующих друг за другом) комплексов работ [2,4,9,12]. Обычно при построении общего процесса возведения сооружения (календарного графика строительства) учитывается только один выбранный ранее вариант выполнения работ. Однако значительное число групп работ допускают параллельное выполнение отдельных комплексов работ, изменение последовательности их выполнения или даже свободное чередование и совмещение работ. Аналогичные возможности могут допускать и некоторые цепи комплексов работ относительно друг друга. Эти цепи работ входят в состав всего комплекса работ по строительству сооружения и должны рассматриваться с учетом взаимосвязи всех строительных процессов.

Учет рассмотренных возможностей по оптимизации процессов возведения сооружения и повышения надежности строительства во многих случаях позволяет добиться существенного сокращения сроков строительства, сокращения производственных затрат и повышения организационно-технологической надежности проектов производства работ [4,5,13]. Для оптимизации процессов возведения сооружений на основе выбора лучшей технологии выполнения отдельных работ или их групп и формирования лучшей технологической взаимосвязи работ необходимо построение соответствующей организационно-технологической модели.

Абдуллаев Г.И. Формирование рациональной технологии строительства линейно-протяженных сооружений на основе альтернативных вариантов

Модель должна отражать экономические аспекты строительных процессов, иметь математические параметры и функциональные зависимости. Эта модель должна отражать наличие и возможности технологических вариантов и позволять вести поиск лучшего [9,14,15]. Такая модель содержит структурную избыточность, что позволяет одновременно обеспечить демпфирование случайных факторов и повысить уровень надежности.

В качестве такой модели строительства сооружения может применяться альтернативная сетевая модель, сконструированная специально для поиска лучшего альтернативного варианта. В отличие от обычных стохастических альтернативных моделей она предназначена для сопоставления и выбора лучших вариантов технологии выполнения работ относительно принятого критерия или целевой функции и может работать на любом этапе строительства. Сформированная таким образом топология сетевой модели будет наиболее полно отвечать требованиям целевой функции, т. е. оптимизации всего процесса строительства, и одновременно повышению его организационно-технологической надежности. После расчета и оптимизации процесса строительства на основе такой альтернативной модели она превращается в обычный сетевой график, на основе которого по типовым программам (например, Microsoft Project) можно получить расчет всех необходимых параметров и ресурсов на определенный момент времени развития производственного процесса.

Предлагаемая альтернативная сетевая модель представляет собой орграф Q(X,U) , который обладает следующими основными свойствами.

- 1. Не содержит контуров и петель.
- 2. Множество X неоднородно и состоит из вершин:
- а) а Е А и реализующих логическую операцию "И" на входе и на выходе;
- б) в Е В и реализующих независимую логическую операцию "ИЛИ" на входе, на выходе или на входе и на выходе;
- в) г Е  $\Gamma$  и реализующих зависимую логическую операцию "ИЛИ" на входе, на выходе или на входе и на выходе.

При этом  $X=AUBU\Gamma$ ,  $XX = AX+BX+I\Gamma$ .

- 3. Множество Y неоднородно и состоит из дуг:
- а) vEV и отождествляется с работами;
- б) wEW и отождествляется со связями.

При этом Y = VUW, YY = VV+VW.

Альтернативная сетевая модель может строиться как по событиям, так и по работам. В общих случаях модели обладают аналогичными рассмотренными свойствами.

Выбор лучшей технологии выполнения отдельных работ и формирование их лучшей технологической взаимосвязи, как правило, не могут осуществляться простым рассмотрением и сопоставлением всех возможных вариантов. Так, например, если только десять работ имеют по две возможных технологии выполнения, то общее число подлежащих рассмотрению вариантов составляет 1024, а при трех альтернативах — 59049. Если при этом структура сети достаточно развита, то расчет всех возможных вариантов может занимать весьма значительное время.

Для расчета и оптимизации альтернативной сетевой модели строительства достаточно развитого комплекса сооружений метрополитена по критерию "время-надежность" можно предложить достаточно простой и эффективный алгоритм. Идея алгоритма заключается в произвольном назначении из альтернатив конкретных технологий и формировании обычного орграфа. После расчета сетевой модели и определения цепей критических работ производится поэтапная замена работ на альтернативные технологии с оценкой общего времени выполнения критических работ. При сокращении по времени критического пути полученный орграф принимается для дальнейшего рассмотрения и расчета. Процесс оптимизации заканчивается при отсутствии вариантов сокращения критического пути.

На основе предлагаемого алгоритма можно формировать процесс оптимизации технологии строительства сооружения по критерию организационно-технологической надежности. Учет других показателей процесса строительства и многокритериальный подход к оптимизации требуют разработки разветвленных и достаточно сложных алгоритмов. Однако получаемый экономический эффект значительно превосходит осуществляемые затраты.

Введение альтернативных технологических вариантов при проектировании организации работ и при формировании календарных планов строительства создает определенную структурную избыточность. Данная избыточность повышает вероятность выполнения плана в установленные сроки строительства, то есть повышает организационно-технологическую надежность создания линейно-протяженных сооружений с утвержденными показателями [17,18].

Такая структурная избыточность с позиций надежности может оцениваться по известному выражению [1,14]:

$$P_z(T) = 1 - \prod_{i=1} [1 - P_i(t)], \tag{1}$$

где  $P_i(t)$  – вероятность выполнения утвержденных показателей (сроков строительства) по і-му альтернативному варианту.

## Выводы

Введение структурной избыточности существенно повышает организационнотехнологическую надежность строительства и исполнения плана с заданными показателями. Повышение организационно-технологической надежности может осуществляться при выборе вариантов строительства до необходимых значений с одновременным улучшением принятых экономических показателей. Так, например, разработка плана строительства с достаточно напряженными сроками, как правило, имеет надежность исполнения не выше 0,6. Проработка дополнительных трех-четырех вариантов организации и технологии основных комплексов работ в альтернативном исполнении в соответствии с выражением (1) обеспечивает надежность исполнения плана не ниже 0,9.

В заключение следует отметить, что предлагаемое применение альтернативных сетей позволяет за счет разработки математической модели возможных вариантов организации и технологии работ получить достаточный уровень резервирования и структурной избыточности, чтобы существенно повысить значение организационно-технологической надежности при одновременном улучшении экономических показателей.

#### Литература

- 1. Гусаков А. А. Организационно-технологическая надежность строительного производства в условиях автоматизированных систем проектирования. М.: Стройиздат, 1974. 252 с.
- 2. Гусева М. Н. Надежность и эффективность систем управления в строительном бизнесе. Учебное пособие / ГУУ. М., 2004. 40 с.
- 3. Дикман Л. Г. Организация и планирование строительного производства: Учеб. для строит. Вузов. М.: ACB, 2002. 512 с.
- 4. Кукушкин В. А., Морозова Т. Ф. Календарное планирование в строительстве. Учебнометодическое пособие и деловая игра. СПб. 2003. 124 с.
- 5. Маилян Л. Р. и др. Справочник современного строителя. Ростов-на Дону: «Феникс», 2006.
- 6. Трушкевич А. И. Организация проектирования и строительства. Минск: Высш. Шк., 2009. 479 с.
- 7. Макаркин Н. П. Экономика надежности техники: монография. М.: Экономика, 2001. 436 с.
- 8. Заренин Ю. Г., Збырко М. Д. и др. Надежность и эффективность АСУ. Киев: Техника, 1975. 368 с.
- 9. Моисеев Н. Н. Математические задачи системного анализа. М.: Наука, 1981. 142 с.

- 10. Четыркин Е. М. Теория массового обслуживания и ее применение в экономике. Математическая статистика для экономистов. М.: Статистика, 1971. 103 с.
- 11. Clarc-Hugnes J., Mawdesley M. J. Avoiding construction disputes through active Project Management. UK // World congress on Project Management. S-Petersburg, 1995. Pp. 34-62.
- Baiburin A. Kh. Implementation of pile foundation quality and serviceability / A. Kh. Baiburin, S. G. Golovnev // The Proceedings of the International Geotechnical Symposium «Geotechnical Aspects of Natural and Man-Made Disasters». Astana, Kazakhstan Geotechnical Society. 2005. Pp. 144–147.
- 13. ГОСТ 27.002-89. Надежность в технике. Термины и определения. М., 1989.
- 14. Liu K. F. A Possibilistic Petri NetModel for Diagnosing Cracks in RC Structures // Computer-Aided Civil and infrastructure Engineering. 2003. Vol. 18. Pp. 426-439.
- 15. Хибухин В. П., Баранецкий В. И., Величкин В. З., Втюрин В. И. Математические методы планирования и управления строительством. Ленинград: «Стройиздат», 1985. 140 с.
- 16. Асаи К., Ватада Д., Иван С. Прикладные нечеткие системы: пер. с япон. М.: Мир, 1993. 368 с.
- 17. Bayar T. Associate Editor Better Renewables Risk Management Solutions Emerge // Renewable Energy World. 2012. №3. Pp. 22-24.
- 18. Шульман Г. С., Романов М. В. Надежность инженерных сооружений / СПбГТУ. СПб, 1997. 48 с.

\*Гасым Исрафиль оглы Абдуллаев, Санкт-Петербург, Россия Тел. paб.: +7(812)297-59-49; эл. почта: v.velichkin2011@yandex.ru

© Абдуллаев Г.И., 2012



Заведующий кафедрой, д.т.н., профессор Ватин Николай Иванович

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования

«Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»

Инженерно-строительный факультет

# Кафедра «Технология, организация и экономика строительства» (ТОЭС)

## Международные магистерские программы по направлению «Строительство»

## Что такое магистратура?

- получение квалификации, признанной во всем мире;
- фундаментальное профессиональное образование;
- ускоренный путь к получению степени кандидата технических наук;
- получение знаний и умений, востребованных работодателями на производстве и в науке;
- реальное участие в научно-исследовательской и педагогической деятельности.

Обучение в магистратуре проходит в течение 2 лет, на бюджетной или контрактной основе, по очной или заочной форме. Иногородним предоставляется общежитие.



## Выберите одну из наших магистерских программ:

- 1. Автоматизированное проектирование зданий и сооружений
- 2. Инженерные системы зданий и сооружений
- 3. Организация и управление инвестиционно-строительными проектами
- 4. Теория и практика организационно-технологических решений
- 5. Энергосбережение и энергоэффективность (при финансовой поддержке ЕС)
- 6. Международные инвестиционно-строительные проекты (при финансовой поддержке ЕС)

## Обучение в ведущих европейских вузах

Каждому магистру предоставляется возможность бесплатной стажировки (от 1 семестра до года) в одном из европейских строительных вузов-партнеров ГОУ СПбГПУ.



## Особенности обучения на кафедре:

- индивидуальная работа с каждым магистром, включающая активную научно-исследовательскую работу и опыт педагогической деятельности;
- регулярные выступления на семинарах, конференциях, научных форумах;
- активное взаимодействие преподавателей и студентов в ходе совместной проектной и научно-исследовательской деятельности;
- оперативное обновление учебных дисциплин;
- учебный процесс, построенный на современных компьютерных технологиях в строительстве;
- постоянное общение с представителями ведущих строительных и проектных организаций.

## Заочная магистратура как второе высшее образование

Программа ориентирована, прежде всего, на обучение практикующих специалистов, в том числе с техническим «нестроительным» образованием:

- возможность обучения без отрыва от работы;
- использование новейших технологий дистанционного обучения;
- самостоятельный выбор приоритетных направлений обучения.

## Контакты