

ISSN 2409-739X

Министерство образования и науки Российской Федерации
САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ПЕТРА ВЕЛИКОГО

**ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ:
ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ
ИХ РЕШЕНИЯ**

**Материалы
VIII международной
научно-практической конференции**

13 октября 2017 года

**Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2017**

ISSN 2409-739X

Министерство образования и науки Российской Федерации
САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ПЕТРА ВЕЛИКОГО

**ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ:
ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ
ИХ РЕШЕНИЯ**

**Материалы
VIII международной
научно-практической конференции**

13 октября 2017 года

**Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2017**

УДК 620.1
О-25

Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения:
Материалы VIII международной научно-практической конференции.
13 октября 2017 года. – СПб. Изд-во Политехн. ун-та, 2017. – 248 с.

Редакционная коллегия:

Д. т. н., профессор, директор Инженерно-строительного института,
зав. кафедрой «СУЗИС», СПбПУ *Н. И. Ватин*

К. т. н., доц. кафедры «СУЗИС», СПбПУ *А. В. Улыбин*
Инженер ИСИ, СПбПУ *О. Ю. Сударь*

Составитель *А. В. Улыбин*

Компьютерная верстка *Н. С. Орлова*

© Санкт-Петербургский политехнический
университет Петра Великого, 2017

СОДЕРЖАНИЕ

Архипов А.Г., Матинян А.А. Комплексирование ультразвуковых и сейсмоакустических методов при диагностике состояния буронабивных свай и стен в грунте.....	5
Белый А.А., Карапетов Э.С. Опыт обследования усиленных и реконструированных мостовых объектов Санкт-Петербурга.....	13
Белый Г.И., Егоров В.В., Веселов В.В. Обрушение покрытия спортивного зала школы в Мурино	22
Ведяков И.И., Гукова М.И., Фарфель М.И., Коняшин Д.Ю., Кашин О.В. Обследование высотной части павильона «Космос» в городе Москве.....	30
Веселов В.В., Фёдоров А.М. Эксплуатационная надёжность пролётных строений мостов и пути её повышения	41
Гайдай Н.К., Курткин С.В., Длинных В.В., Ломакина Н.Е. Сейсмостойкость существующей застройки Магаданской области.....	51
Демьянов А.А., Булай В.П., Дудурич Б.Б., Шевченко П.А. Необходимость обследования зданий и сооружений военных городков МО РФ. Проблемы и пути их решения.....	58
Деркач В.Н., Галалюк А.В., Беспалов В.В. Несущая способность кирпичных сводов исторических зданий.....	63
Землянский А.А., Землянский К.А. Эффективное повышение уровня надёжности АЭС за счет введения шестого защитного барьера.....	70
Землянский А.А., Землянский К.А. Инновационная система мониторинга НДС несущих конструкций и силового оборудования гидротехнических сооружений.....	81
Казанцев А.И., Дохолян Н.А. Оценка влияния строительства на окружающую застройку и грунтовой массив.....	91
Корольков Д.И. Обследование зданий и сооружений объектов использования атомной энергии при продлении срока их эксплуатации.....	98
Корсун В.И., Винокуров К.И., Шерстобитова П.А., Бегич Я.Э., Поваренко Н.Д. Основные технические решения при реконструкции «Дома журналиста».....	109

Курлапов Д.В., Дудурич Б.Б., Демьянов А.А., Шок П.В. Обследование технического состояния здания казармы в г. Муроме.....	121
Лапшинов А.Е. Обследование и контроль качества конструкций армированных и усиленных композитными полимерными материалами.....	129
Малахов А.В., Косинов В.В., Юров А.П. Мониторинг динамики развития дефектов при обследовании кирпичных зданий и сооружений.....	136
Николаев Б.С. Техническое состояние наружных ограждающих конструкций холодильных сооружений.....	141
Новиков А.И. Преимущества информационного моделирования зданий на подготовительном этапе обследования.....	148
Ордобаев Б.С., Рудаев Я.И., Абдыкеева Ш.С., Смирнов С.Б. Причины разрушения «сейсмостойких» зданий.....	155
Пешнина И.В., Синицына О.В., Юркин Ю.В. Опыт обследования квартир в новостройках.....	162
Савин С.Н. Диагностика технического состояния железобетонных ферм большепролетных сооружений.....	170
Соловьев Р.А. Обследование защитного сооружения гражданской обороны	176
Субботин А.И., Шагина А.И., Шутова М.Н., Субботин В.А., Субботин И.А. Усиление фундаментов при помощи свай со стеклопластиковым армированием на стадии строительства физкультурно-оздоровительного комплекса.....	183
Улыбин А.В. Измерение периодов и декрементов колебаний многоэтажных зданий.....	192
Уткин В.С., Соловьев С.А. Эксплуатационная безопасность железобетонных балок с неисправностями, выявленными при обследовании.....	203
Яровой С.Н., Дорофеев Е.Ю. Опыт обследования большепролетных покрытий дворца спорта в Харькове.....	212
Яровой С.Н. Обследование металлических дымовых и вентиляционных труб и их несущих башен.....	222
Яровой Ю.Н., Лукашенко О.Э., Перепелица Е.А. Обследование и мониторинг конструкций висячего покрытия здания ККЗ «Украина», г. Харьков.....	232

КОМПЛЕКСИРОВАНИЕ УЛЬТРАЗВУКОВЫХ И СЕЙСМОАКУСТИЧЕСКИХ МЕТОДОВ ПРИ ДИАГНОСТИКЕ СОСТОЯНИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И СТЕН В ГРУНТЕ

Архипов Алексей Германович, д.т.н., генеральный директор

Матинян Артур Арменович, старший инженер

(ООО «Геодиагностика», Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

«Комплексирование ультразвуковых и сейсмоакустических методов при диагностике состояния буронабивных свай и стен в грунте» содержит результаты исследований свай и стен в грунте геофизическими методами межскважинного прозвучивания и сейсмоакустического зондирования. Объект исследований – сваи и стены в грунте в подземном пространстве. Методы исследований – межскважинное прозвучивание из закладных трубок и сейсмоакустическое зондирование с поверхности объекта. Авторы считают, что использование комплекса неразрушающих ультразвуковых и сейсмоакустических методов позволяет увеличить объем информации для достоверной оценки состояния свай и стены в грунте при обследовании зданий и сооружений.

Ключевые слова: состояние свай, стена в грунте, зона несплошности, геофизические методы, межскважинное ультразвуковое прозвучивание, сейсмоакустическое зондирование.

Введение

Изменение нормативной документации в области контроля качества изготовления буронабивных свай вызвало интенсивное внедрение неразрушающих геофизических сейсмоакустических методов в практику строительных работ.

Сейсмоакустическая диагностика состояния массивов естественных и искусственных грунтов – новое научное направление, рассматривающее грунты и искусственные объекты, устроенные в подземном пространстве (ограждения, сваи) в качестве объекта диагностирования, а упругие волны, прошедшие сквозь объект или отраженные от объекта, как носители диагностической информации [1].

Физической основой использования акустических методов является зависимость акустических свойств от упругих, деформационных, прочностных свойств и трещиноватости естественных и искусственных грунтов (бетона, грунтоцемента, ледогрунта и др.) [2-4].

ООО «Геодиагностика» более 10 лет применяет методы прозвучивания и сейсмоакустического зондирования при контроле состояния (сплошности) свай и ограждений, устроенных в подземном пространстве (www.geodiagnostics.ru).

Метод межскважинного акустического прозвучивания (МАП), включает возбуждение упругой волны в одной скважине (трубке), прием импульса упругой волны в другой скважине (трубке) и оценку состояния объекта в межскважинном пространстве по параметрам регистрируемой упругой волны. Основным диагностическим параметром – скорость проходящей продольной упругой волны.

Метод сейсмоакустического зондирования (эхо-метод) включает импульсное возбуждение поверхности объекта механическим (или электрогидравлическим) ударом, прием упругой волны, отраженной от границ объекта или дефектов и оценку состояния объекта по наличию и параметрам эхо-сигнала.

Наиболее полную и объективную информацию о состоянии объекта (свай, панели стены в грунте) дает метод ультразвукового (акустического) межскважинного прозвучивания, реализуемый из закладных трубок, установленных в армокаркасы до бетонирования (рис. 1). Преимущество скважинных методов заключается в возможности максимально приблизиться к объекту исследований, повысить разрешение и помехозащищенность за счет возможности использовать высокочастотный диапазон колебаний и исключить потерю информации в поверхностном слое земли.

Метод сейсмоакустического зондирования (эхо-метод) обладает существенно меньшей информативностью, за счет использования в качестве носителя информации низкочастотных отраженных волн (рис. 1). Однако метод сейсмоакустического зондирования относительно прост в реализации и имеет меньшую стоимость.

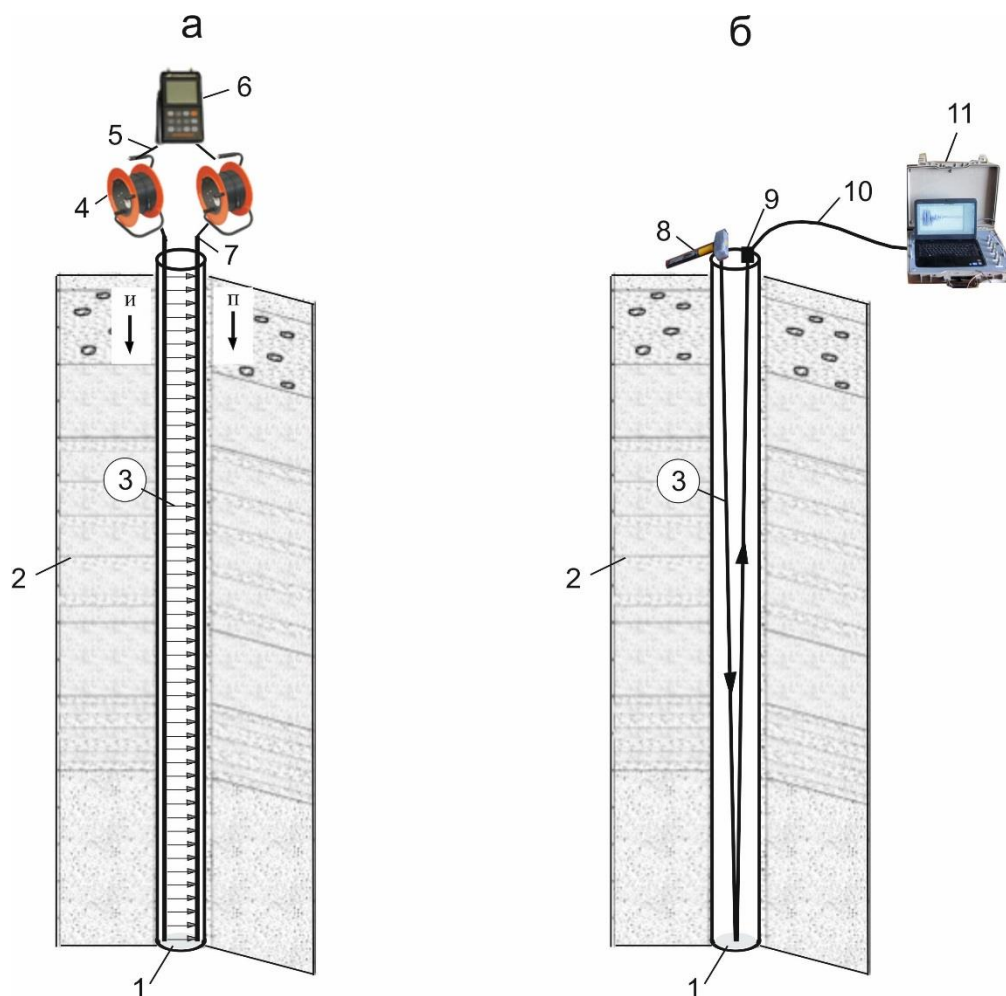


Рисунок1 - Схемы ультразвукового прозвучивания (а) и сейсмоакустического зондирования (б) буронабивных свай:

1 – свая; 2 – массив грунтов; 3 – направления лучей прозвучивания; 4- барабан с кабелем и ультразвуковым преобразователем; 5, 10 - соединительные кабели; 6 - ультразвуковой прибор; 7 – закладные трубки; 8 – ударный молоток; 9 – приемник упругой волны; 11 – регистрирующий блок прибора сейсмоакустического зондирования.

При отклонении состояния объекта от нормального использование только одного метода контроля, по мнению авторов, нерационально, так как возникают риски неправильных выводов о состоянии объекта исследований. Направлением повышения объема диагностической информации для достоверного определения состояния буронабивных свай и траншейных стен в грунте является использование комплекса геофизических методов неразрушающего контроля.

Совместное применение методов прозвучивания из закладных трубок и сейсмоакустического зондирования на буронабивных сваях и панелях стены в грунте в период 2014-2016 гг. при строительстве Западного скоростного диаметра в Санкт-Петербурге подтвердило возможность увеличения объема диагностической информации.

В качестве примера комплексирования методов контроля рассмотрим результаты исследования состояния буронабивной сваи до и после выполнения ремонтных работ на одном из объектов Северо-Запада России.

Объект исследований: буронабивная свая с арматурным каркасом круглого сечения проектным диаметром 1500 мм. Свая была изготовлена на строительной площадке с помощью буровой установки методом бурения обсадной трубой с выборкой грунта шнеком с последующим спуском армокаркаса диаметром 1210 мм, порционным заполнением скважины бетоном и постепенным извлечением обсадной трубы. Материал сваи – бетон В25 F300 W6 (ГОСТ 26633-2012).

Методика ультразвукового прозвучивания. Число закладных трубок в свае – 2. Число плоскостей прозвучивания в свае – одна. Шаг прозвучивания сваи по глубине - 0,25 м. Перед проведением исследований трубки были заполнены водой. Расстояние между трубками по длине сваи принято постоянным и равным расстоянию, измеренному между оголовками трубок по поверхности головы сваи. Расстояние L между трубками (база измерений) в свае - 1,07 м.

Измеряемые параметры: скорость v_p (время t) распространения продольной упругой волны. Расчет (косвенное измерение) скорости упругой волны v_p (м/с) производился автоматически путем деления расстояния на время t .

Методика сейсмоакустического зондирования. Сейсмоакустическое зондирование производилось с головы сваи с пришлифованных технологических площадок. Возбуждение ударного импульса производилось ударным молотком. Регистрирующий прибор на время проведения измерений располагался на поверхности грунта и соединялся с приемником упругих волн, расположенным на свае, посредством кабелей. Эхо-сигналы, регистрировались в устройство памяти прибора.

Технические средства измерений. Для прозвучивания сваи из закладных трубок использовался ультразвуковой прибор “Пульсар 2.2 ДБС” (разработчик ООО «Интерприбор», Челябинск), для сейсмоакустического зондирования - измеритель длины свай ИДС-1 (разработчик ООО «Логис», Москва) и аппаратный комплекс импульсного акустического просвечивания и зондирования АПЗ-1 (разработчик ООО «Геодиагностика», Санкт-Петербург).

Результаты исследований

В результате ультразвукового прозвучивания сваи в интервале глубин 15-17,5 м выявлена зона понижения скоростей упругих волн от 3333 м/с до полного непрохождения упругой волны (рис. 2).

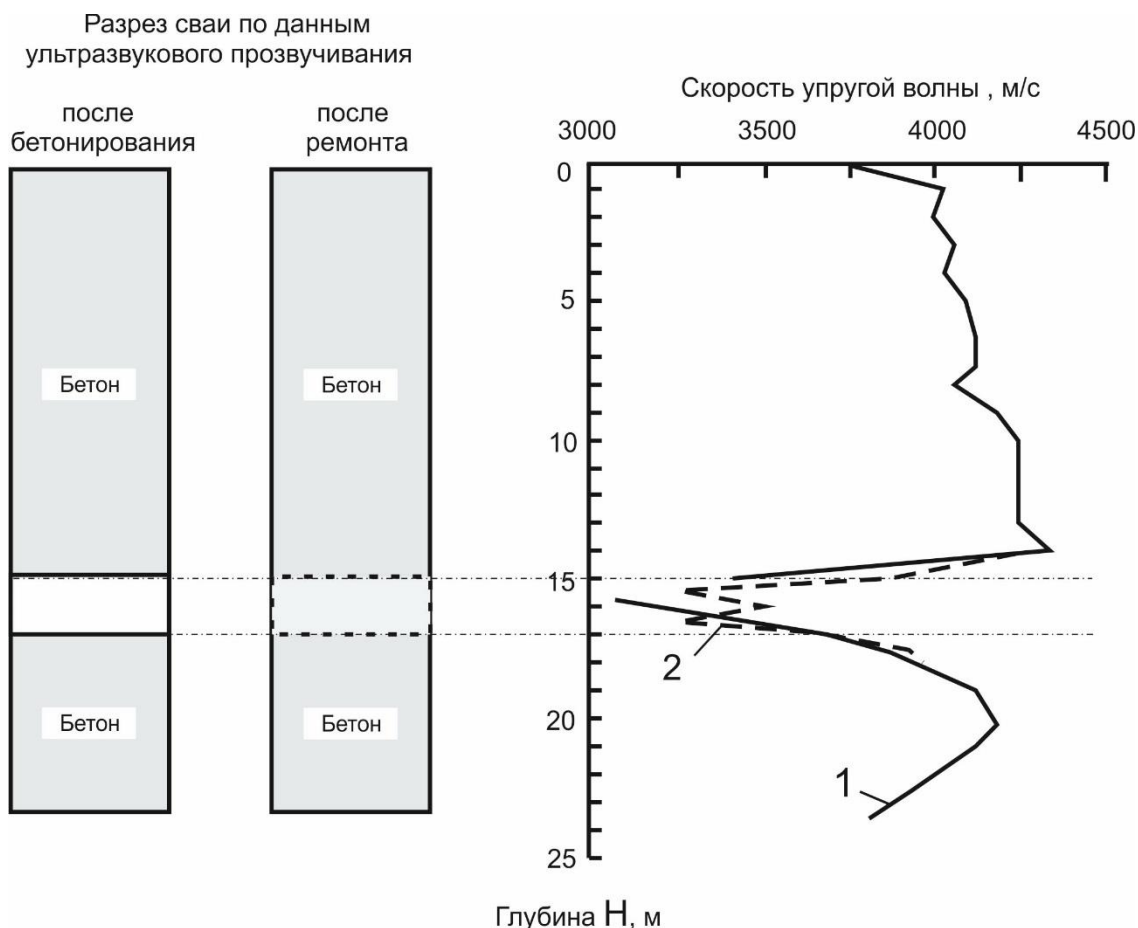


Рисунок 2 - График зависимости скорости упругой волны от глубины при ультразвуковом прозвучивании сваи после бетонирования (1) и после проведения ремонтных работ (2)

Уменьшение скорости упругих волн ниже установленного в технологическом регламенте нижнего порогового значения 3580 м/с указывало на высокую вероятность нарушения проектных характеристик (сплошности бетона) в свае в интервале глубин 15 – 17,5 м. Наиболее вероятными дефектами являлись повреждение защитного слоя бетона до наблюдательных трубок (сужение сваи) или увеличение неоднородности и уменьшение прочности бетона внутри армокаркаса.

В интервалах глубин выше 15,0 м и ниже 17,5 м зон несплошности в свае не выявлено.

Результаты ультразвукового прозвучивания были подтверждены контрольным бурением. В зоне выявленной несплошности в интервале глубин 15-16 м произошло резкое увеличение механической скорости бурения (“провал” инструмента), что указывало на отсутствие бетона проектного класса прочности.

На свае были выполнены ремонтные работы путем нагнетания в зону несплошности цементного раствора через пробуренную скважину.

Повторные ультразвуковые исследования зафиксировали увеличение скорости упругой волны в интервале глубин 15-17,5 м относительно первоначальных измерений. Однако относительно невысокие скорости и пониженная амплитуда упругой волны указывали на высокую неоднородность среды.

Сейсмоакустическое зондирование было выполнено до и после укрепительной цементации для контроля ствола сваи в вертикальном направлении (рис. 3). Отсутствие эхо-сигнала от зоны несплошности после ремонтных работ стало бы диагностическим признаком нормального состояния сваи.

На сигналограмме сейсмоакустического зондирования после бетонирования сваи (рис. 3а) четко выделяется эхо-сигнал от зоны несплошности. Глубина положения отражающей границы 16 ± 1 м (время прихода эхо-сигнала 7,8 мс $\times$ скорость упругой волны 4100 м/с / 2).

Глубина отражающей границы с учетом погрешности измерений соответствовала интервалу несплошности, выделенному методом ультразвукового прозвучивания.

После укрепительной цементации эхо-сигнал от зоны несплошности стал менее выражен и появились признаки эхо-сигнала от конца сваи (рис. 3б).

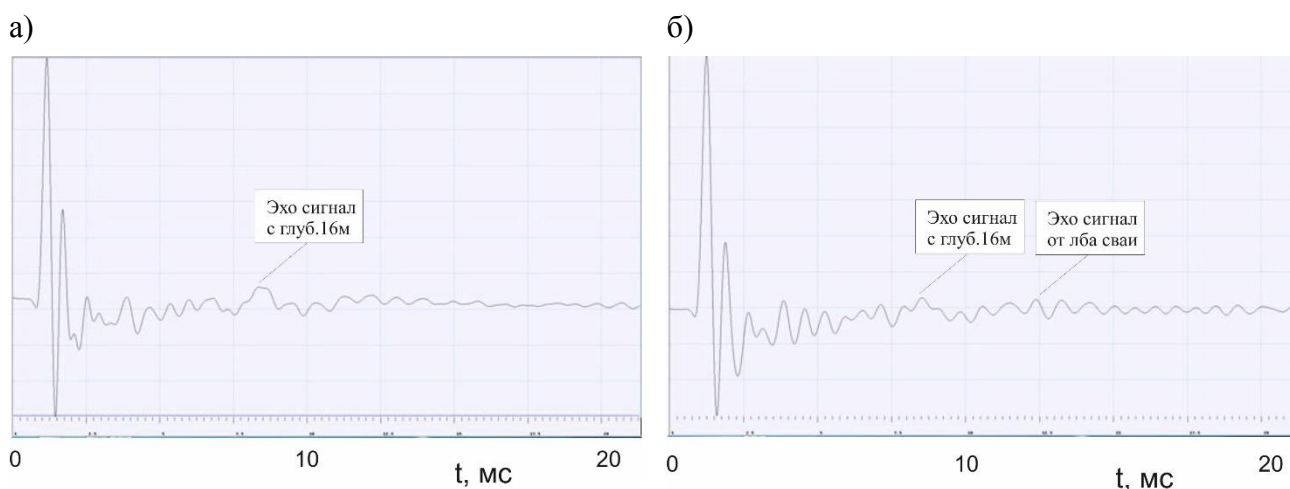


Рисунок 3 - Сигналограммы сейсмоакустического зондирования сваи до (а) и после (б) укрепительной цементации

Появление эхо-сигнала от конца сваи указывало на улучшение согласования между нижним и верхним интервалами сваи и заполнении зоны несплошности тампонажным материалом. Однако наличие отраженного импульса с глубины 16 ± 1 м после ремонта указывало на существенную неоднородность затампонируемого интервала и различие в акустических характеристиках бетона верхнего интервала и материала в зоне ремонта.

Совокупность ультразвуковых и сейсмоакустических измерений показывала, что и после ремонтных работ состояние бетона в интервале 15-17,5 м не соответствует проекту.

Учитывая требования к несущей способности и сплошности бетона сваи проектная организация на основе данных ультразвукового прозвучивания и сейсмоакустического зондирования приняла решение об устройстве дополнительных свай.

Заключение

В результате исследований сделаны следующие выводы:

1. Комплексирование ультразвуковых и сейсмоакустических методов обеспечивает получение большего объема диагностической информации для определения состояния буронабивных свай и стен в грунте.
2. Прозвучивание из закладных трубок является наиболее информативным методом определения состояния бетонной конструкции (свай, панели или стыка стены в грунте) в подземном пространстве за счет возможности приблизиться к объекту исследований и исключить потерю информации в поверхностном слое земли.
3. При наличии закладных трубок в свае сейсмоакустическое зондирование следует рассматривать как дополнительный метод для определения сплошности конструкции в вертикальном направлении и уточнения границы раздела бетон - грунт.

ЛИТЕРАТУРА

1. Архипов А.Г. “Сейсмоакустическая диагностика состояния массивов естественных и искусственных грунтов” - В сб. докладов конф. “Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в России”. СПб., Национальный минерально-сырьевой университет “Горный”, 2015. с. 162-166.
2. Бергман Л. Ультразвук и его применение в науке и технике. М., Изд-во Иностранной литературы, 1957
3. Комаров В.А., Попов А.А., Шатров Б.Б. и др. Скважинная рудная геофизика. Л., Недра, 1971.
4. Савич А.И., Коптев В.И., Никитин В.Н., Ященко З.Г. Сейсмоакустические методы изучения массивов скальных пород. М., Недра, 1969

COMPLEX OF ULTRASONIC AND SEISMOACOUSTIC METHODS IN THE DIAGNOSIS OF THE CONDITION OF PILES AND SLURRY WALLS

Arkhipov Alexey, Doctor of Technical Sciences, CEO

Matinyan Artur, Senior Engineer

(«Geodiagnostika» LLC, St. Petersburg)

ABSTRACT

«Complex of ultrasonic and seismoacoustic methods in the diagnosis of the condition of piles and slurry walls» includes investigation results on the state of piles and slurry walls established using a set of geophysical ultrasonic and seismoacoustic methods. Object of investigation are piles and slurry walls in underground construction. Method of geophysical investigation are crosshole sounding from embedded tubes and seismoacoustic sounding from object surface. The authors postulate that study by non-destructive geophysical sounding and seismoacoustic methods allows increase the volume of data for a reliable assessment of the condition piles and slurry walls.

Keywords: condition of piles, slurry wall, discontinuity zone, geophysical methods, crosshole ultrasonic sounding, seismoacoustic sounding.

ОПЫТ ОБСЛЕДОВАНИЯ УСИЛЕННЫХ И РЕКОНСТРУИРОВАННЫХ МОСТОВЫХ ОБЪЕКТОВ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

Белый Андрей Анатольевич, к.т.н., доцент

Карпетов Эдуард Степанович, к.т.н., профессор

(Петербургский государственный университет путей сообщения
Императора Александра I, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье приведен накопленный материал статистического и практического плана, касающийся обследования мостовых железобетонных конструкций с усилением или реконструкцией. Анализ выполнен на базе парка мостов Санкт-Петербурга, отличающегося как повышенными эстетическими, так и сложными техническими особенностями эксплуатации. В общем плане авторами выявлено существенное «недоусиление» мостов, насчитывающее в абсолютном выражении около трех десятков объектов. Кратко изложены данные по мостам Александра Невского, Володарского и Благовещенскому (Лейтенанта Шмидта) через Неву. Подробно проанализирована «история» существования двух характерных железобетонных мостовых сооружений города – Кронштадтского трамвайного путепровода и моста через реку Малая Сестра. Освещена история их проектирования, строительства и эксплуатации, выявлены причины, приведшие к необходимости проведения усиления элементов. Причины классифицированы и исследованы. Описаны мероприятия по усилению, приведены данные по текущему техническому состоянию объектов. Сделан ряд выводов, касающихся содержания мостов в условиях мегаполиса, когда усиление зачастую – единственный способ приведения моста в нормативное состояние без нарушения потребительских свойств сооружения и введения ограничений движения; при этом в городских реалиях внешнему виду объектов, подвергающихся усилению, необходимо уделять повышенное внимание.

Ключевые слова: мостовые сооружения, долговечность, жизненный цикл, усиление, техническое состояние, дефекты и повреждения, внешний вид.

Введение

Современное мостовое хозяйство Санкт-Петербурга характеризуется наличием различных искусственных дорожных сооружений. Преобладающими являются железобетонные мосты и путепроводы (свыше 50% от общего числа, всего около 300).

Значительная часть мостовых сооружений города уже усилена, либо требует таких работ. Усиление и переустройство старых мостов представляет собой исключительно ответственную и сложную задачу, несравненно более трудную, чем постройка новых сооружений.

Жизненный цикл практически любого технического объекта подразумевает в себе три основные стадии: проектирование, строительство и эксплуатацию. По окончании последней из них (снижение технического состояния до уровня "ограниченно работоспособное", "неработоспособное" или "предельное" в соответствии с [1]), когда объект не способен выполнять требуемые функции (или в терминологии автора [2] – «потребительские свойства»), требуется либо перестроить объект (капитальный ремонт, реконструкция), либо демонтировать (в отдельных случаях законсервировать) и построить новый.

Вопросами эксплуатационной надежности, долговечности и безопасности мостов (как на сети общих дорог, так и в городских условиях) в последнее время занимается большое количество исследователей (например, [3, 4, 5]), что свидетельствует о насущности проблемы. Видимо, сказывается общий рост числа транспортных объектов при повышении уровня потребительских свойств к ним.

Если искусство строить (а равно проектировать и содержать) мосты известно с античных времен [6], то первые усиления мостов в массовом порядке в нашей стране стали внедряться в практику лишь с конца XIX века [7].

Результаты

Проведенный авторами анализ технического состояния парка железобетонных мостов Санкт-Петербурга [8, 9] позволяет указать на некое несоответствие между сооружениями, фактически усиленными, перестроенными или с введенными ограничениями движения, и объектами, нуждающимися в таком усилении.

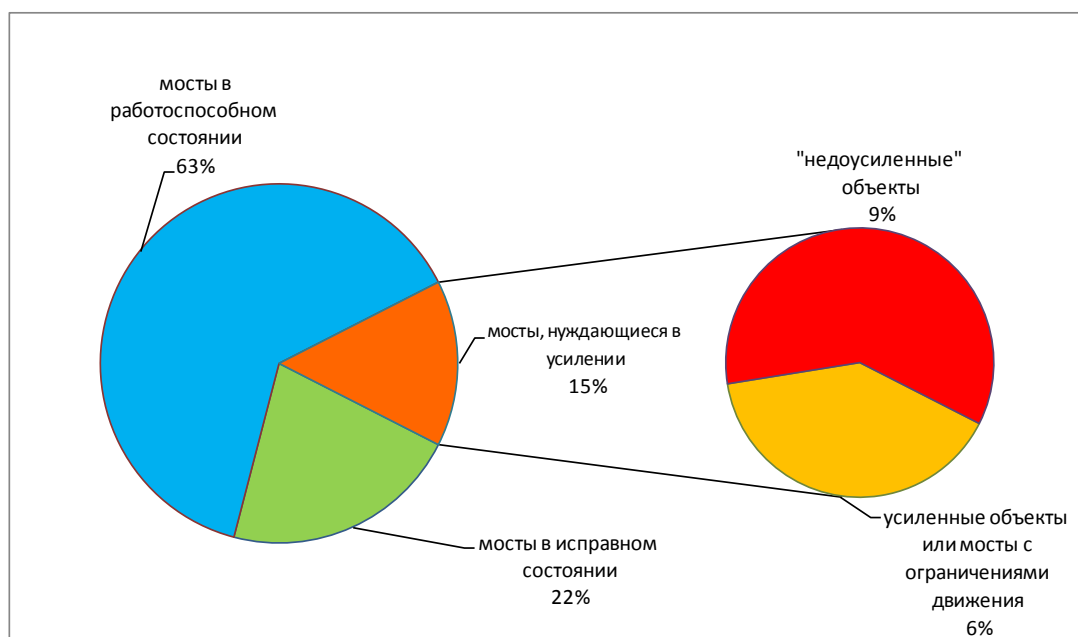


Рисунок 1 - Результаты оценки технического состояния железобетонных мостов Санкт-Петербурга по критерию «грузоподъемность»

Всего мостов с неудовлетворительным, предаварийным техническим состоянием по критерию "грузоподъемность" - порядка 15%. А реально мостовых сооружений на улицах и магистралях города с усилением, либо ограничениями движения - около 6% (рис. 1). Таким образом, общий объем «недоусиленных» объектов в абсолютном исчислении может достигать до трех десятков мостов.

Как пример упомянутого демонтажа по окончании жизненного цикла отметим конструкции Володарского железобетонного моста через Неву, просуществовавшего с 1936 по 1989 в первоначальном виде (арочные пролетные строения с т.н. «трубобетоном»).

Конструкции Благовещенского моста за весь период существования (с 1850 года) были дважды реконструированы: сначала в 1938 году, когда внешне и технически мост кардинально изменился и приобрел имя Лейтенанта Шмидта. А затем в 2007 году, когда выполненная реконструкция возвратила как первоначальный внешний вид, так и историческое название.

Пролетные строения моста Александра Невского были существенно усилены при работах капитального характера в 2001-2002 годах. Известно, что коробчатые железобетонные балки с внешним армированием являлись причиной неоднократно возникавших чрезвычайных ситуаций на объекте (канаты рвались, балки провисали). Именно поэтому за счет внешнего и внутреннего усиления пролетных строений мост получил «вторую жизнь» и полностью справ-

ляется с возложенными на него функциями по обеспечению надежности, безопасности и комфортности движения транспорта и пешеходов.

Далее приведём примеры не столь известных мостовых объектов города, на которых было выполнено усиление отдельных их конструктивных элементов.

Кронштадтский трамвайный путепровод

Путепровод расположен в створе Кронштадтской улицы и пересекает железнодорожные пути станции «Автово», речку Красненькую, а также несколько автомобильных проездов. Он сооружен в 1978 году по проекту института «Ленгипроинжпроект». Строительство осуществлял Мостоотряд №37 треста «Мостострой-6». Общая протяженность путепровода составляет 709,0 м при длине пролетных строений 265,4 м. Расчетная схема 27,0+7х30,0+27,0 м.

Практически сразу после начала эксплуатации путепровода было обнаружено расхождение подпорных стенок Северного пандуса и в 1981 году наиболее деформированные секции №3 и №10 были усилены установкой десяти дополнительных тяжей, заанкеренных на поверхности секций. Спустя десять лет эксплуатации, в конце 80-х годов XX века, на путепроводе были обнаружены наклонные трещины в главных балках раскрытием 0,1...1,5 мм. Горизонтальные трещины были обнаружены также в некоторых опорных стойках путепровода. В 1992 году был начат капитальный ремонт, в ходе которого главные балки были усилены путем установки дополнительной шпренгельной арматуры (рис. 2), а стойки опор №5 и №9 заключены в металлические рубашки с последующим заполнением зазоров бетоном (рис. 2). Опорные части на данных опорах были заменены новыми.



Рисунок 2 - Усиление пролетных строений и опор путепровода

Анализ причин усиления позволяет отметить следующее. На всех этапах жизненного цикла Кронштадтского трамвайного путепровода были допущены ошибки и просчеты. Отметим подробно основные из них.

1. Ошибки на стадии проектирования:

- в поперечном сечении изначально было предусмотрено 6 главных балок, однако затем с целью экономии число балок было «оптимизировано» до 5 с расстоянием между ними 2,5 м;
- пролетные строения собраны из предварительно напряженных разрезных железобетонных балок, объединенных над опорами в единую неразрезную конструкцию монолитными ригелями; в результате это привело к образованию т.н. «несовершенных шарниров» (восприятие моментов, но не восприятие деформаций);
- путепровод расположен на кривой, а неподвижные опорные части установлены на устое; в результате получилась длинная температурная неразрезная кривая длиной 265 м.

2. Низкое качество работ (ошибки на стадии строительства):

- на нескольких промежуточных опорах были установлены дефектные опорные части, что вызвало появление трещин в стойках;
- уплотнение грунта засыпки между подпорными стенками пандусов выполнено некачественно: не были выдержаны технология и температурный режим, что в итоге привело к расхождению стен.

3. Ошибки на стадии эксплуатации:

- после усиления конструкций путепровода за его элементами не был установлен инженерный контроль (мониторинг), с 2002 года было выполнено всего 2 обследования;
- в неудовлетворительном состоянии длительное время находились трамвайные пути, динамическое воздействие от которых усугубило состояние конструкций.

Данный путепровод – это, проводя определенные аналогии, «сооружение-инвалид». И если технически специалистам возможно интересно наблюдать за данным объектом, то с эстетической точки зрения все плачевно. Для мегаполиса, где архитектурная выразительность и внешний вид транспортных объектов являются неотъемлемой составляющей процесса их содержания, важно поддерживать на высоком уровне данный критерий. В настоящем случае

это отнюдь не так. Однако есть примеры, когда после усиления мост выглядит даже более гармонично, чем до его капитального ремонта.

Мост через р. Малая Сестра по дороге к санаторию «Белые Ночи»

Мост расположен в городе Сестрорецке, построен в 1979 году по проекту института «Ленгипроинжпроект». Мост спроектирован под расчетную временную нагрузку Н-30 и нагрузку на тротуарах 400 кг/м². Автодорожный мост представляет собой двухпролетное рамное железобетонное сооружение на железобетонных опорах. Длина моста по концам открылков устоев равна 104,3 м, ширина по осям перил 12,0 м (проезжей части - 9,0 м).

На стадии раскружаливания пролетного строения были обнаружены наклонные трещины в стенках ригеля с раскрытием до 1 мм в количестве около 150 штук. Со временем их количество увеличилось, раскрытие отдельных трещин в стенках достигло 3 мм. Грузоподъемность моста была ограничена величиной 20 тс (общей массой). В 1993 году, через 15 лет эксплуатации, по результатам испытаний и расчетов состояние моста было признано аварийным и движение транспорта по мосту было закрыто.



Рисунок. 3 - Современный вид моста через р. Малая Сестра по дороге к санаторию «Белые ночи»

Было рекомендовано произвести усиление моста. Было предложено усилить ригель рамы вантовой системой, состоящей из металлического пилона на промежуточной опоре и четырех вант. Проект усиления разработан ОАО «Трансмост». Реконструкция моста выполнена в 1996-1999 годах ТОО «Ризалит».

Современный вид моста представлен на рис. 3. Стоит особо отметить, что в результате выполненного усиления внешний вид моста преобразился; в настоящее время объект является хорошим примером усиления в городских условиях.

По аналогии с Кронштадтским трамвайным путепроводом, дадим оценку факторов, повлиявших на необходимость усиления моста. Помимо природно-климатических воздействий Петербургского региона, это следующие техногенные факторы.

1. Ошибки на стадии проектирования:

- недостаточность предварительного армирования и использование непреднапряженной арматуры, что привело к образованию на пролетном строении целой сети трещин классического вида, ориентированных вдоль главных растягивающих напряжений.

2. Ошибки на стадии строительства:

- использование бракованных опорных частей, не обеспечивавших свободного перемещения ригеля рамы;
- неправильное раскружаливание рамы, усугубившее эффект от проектно-конструкторских просчетов.

3. Ошибки на этапе эксплуатации:

- размещение внутри коробки пролетного строения теплотрассы и труб горячего водоснабжения, периодически протекающих на конструкции моста, что вызвало значительное ускорение процессов коррозии бетона; впоследствии при реконструкции теплотрасса была вынесена на отдельный технологический переход.

Выводы

В Санкт-Петербурге, в силу определенных обстоятельств природного и техногенного характера, осуществление управлением техническим состоянием парка мостов весьма сложно и требует специальных подходов.

Значительная часть мостовых сооружений города требует усиления или переустройства (почти каждый десятый объект). Несмотря на проведенные работы по капитальному ремонту ряда знаковых подобных объектов города (мост Александра Невского, Благовещенский мост, путепровод «Автово» и др.), сохраняется и увеличивается «недоремонт» и «недоусиление» мостов.

Основные причины, вызывающие необходимость усиления в условиях мегаполиса – это преимущественно т.н. «ошибки жизненного цикла» (на стадиях проектирования, строительства и эксплуатации).

Зачастую усиление (особенно в городских условиях, где практически невозможно перекрыть движение на длительное время) – единственный способ приведения моста из аварийного в работоспособное состояние. Кроме того, усиление мостов обычно дает значительные экономические преимущества перед заменой, и поэтому должно широко применяться в случаях, когда оно технически осуществимо и приемлемо.

При разработке проектных решений по усилению городских объектов следует также уделять внимание мероприятиям, улучшающим их внешний вид.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 27.002-89. Надежность в технике. Основные понятия. Термины и определения. М.: Издательство стандартов, 1990. 37с.
2. Васильев А.И. Оценка технического состояния мостовых сооружений: учеб. пособие. М.: КНОРУС, 2017. 256 с.
3. Добромыслов А.Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам: справочное пособие. М.: АСВ, 2006. 72 с.
4. Рузов А.М. Эксплуатация мостового парка: учеб. пособие. М.: Изд. Академия, 2007. – 176 с.
5. Москвич В.К., Нененко М.В. Анализ актуальности и проблем оценки состояния мостовых сооружений // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. №3 (43), 2016. С. 68-75.
6. Богданов Г.И. История мостостроения: учеб. пособие. СПб.: Нестор-История, 2013. 168 с.
7. Лялин Н.Б., Богданов Т.М. Усиление мостов. М.: Трансжелдориздат, 1941. 439 с.
8. Карапетов Э.С., Белый А.А. Методы оценки технико-эксплуатационных показателей железобетонных мостовых сооружений Санкт-Петербурга // Известия Петербургского университета путей сообщения, №2, 2009. С. 177-187.
9. Белый А.А. Анализ технического состояния эксплуатируемых железобетонных мостовых сооружений Санкт-Петербурга // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова, №3, 2017. Белгород: РИЦ БГТУ им. В.Г. Шухова, 2017. С. 37-44. DOI: 10.12737/24624

RESEARCH EXPERIENCE OF STRENGTHENED AND RECONSTRUCTED BRIDGES CONSTRUCTIONS OF SAINT-PETERSBURG

Belyi Andrei Anatolievich, PhD (Eng), Associate professor

Karapetov Eduard Stepanovich, PhD (Eng), Professor
(Emperor Alexander I St.Petersburg State Transport University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

In article the organized material of the statistical and practical plan concerning research of bridge designs with strengthening and reconstruction is stated. The analysis is made on the basis of the park of St. Petersburg bridges characterized by the increased esthetic, and difficult technical operation features. In the general plan authors have revealed the essential «unstrengthening» of bridges numbering about three tens objects in absolute expression. Shortly the data on Aleksandr Nevsky, Volodarskiy and Blagoveshenskiy (Leitenant Shmidt) bridges across Neva River is outlined. "History" of existence of two characteristic city reinforced concrete bridge constructions—the Kronstadt tram overpass and the bridge through the river Malaya Sestra —is analyzed in detail. History of their design, construction and operation is illustrated, the reasons which have resulted in need of carrying out strengthening of elements are established. The reasons are classified and investigated. Actions for strengthening are described, data on the current technical condition of objects are provided. A number of the conclusions concerning the maintenance of bridges in the conditions of the megalopolis is made, when strengthening often – the only way of reduction of the bridge into a standard state without violation of construction consumer properties and movement restrictions; at the same time in city realities appearance of the objects which are exposed to strengthening needs to be paid by special attention.

Keywords: bridges constructions, durability, life cycle, strengthening, technical condition, defects and damages, appearance.

ОБРУШЕНИЕ ПОКРЫТИЯ СПОРТИВНОГО ЗАЛА ШКОЛЫ В МУРИНО

Белый Григорий Иванович¹, д.т.н., профессор

Егоров Владимир Викторович², д.т.н., профессор

Веселов Виталий Владиславович², к.т.н., доцент

(¹ФГБОУ ВО Санкт-Петербургский государственный архитектурно-
строительный университет, СПбГАСУ, Санкт-Петербург)

(²ФГБОУ ВО Петербургский государственный университет путей сообщения
Императора Александра I, ПГУПС, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются проблемы проектирования, изготовления и эксплуатации металлических стропильных ферм, выполненных из гнутосварных замкнутых профилей. Приводятся материалы обследования по итогам обрушения покрытия спортивного зала школы.

Ключевые слова: проектирование, обследование зданий, стропильные фермы, обрушение покрытия.

Введение

Представители кафедр «Строительные конструкции» ФГБОУ ВО СПбГАСУ и ФГБОУ ВО ПГУПС являлись членами технической комиссии «Об установлении причин нарушения законодательства и градостроительной деятельности по объекту капитального строительства «Общеобразовательная школа на 700 мест», расположенного по адресу: Ленинградская область, Всеволожский район, пос. Мурино».

7 мая 2017 года произошло обрушение покрытия большого спортивного зала строящейся школы. Стропильные фермы покрытия спортзала были выполнены из гнутосварных замкнутых профилей по типовой серии «Молодечно» [1].

Обрушение стропильных ферм такого типа не является единичным случаем. Так, например, 25 января 2011 года произошло обрушение покрытия в торговом комплексе «О'кей» в Санкт-Петербурге. Известны и другие примеры обрушений покрытий аналогичной конструкции.

Общей проблемой большинства таких ферм является обеспечение качества узловых соединений и особенности действительной работы:

- сварные стыки поясов (обеспечение провара элементов труб на всю толщину и контроль качества сварки);
- сварные соединения элементов в промежуточных узлах (сложное напряженно-деформированное состояние в условиях расцентровки осей примыкающих элементов);
- фланцевые болтовые соединения в узлах укрупнительной сборки (плотность примыкания фланцев, преднапряжение болтов в ряде случаев).

Основная часть

Участок обрушения покрытия школы в Мурино составил 18×30 м – четыре фермы, пять шагов с шагом 6 м в осях «5/1-12/(М/1-П)» (рис. 1). При этом также обрушились два ряда железобетонных колонн, на которые опирались фермы, и стеновое ограждение, связанное с колоннами (рис. 2).

Разрушение началось с последовательного разрыва болтов в монтажном стыке нижнего пояса одной из ферм (рис. 3) [2]. Разрыв пояса вызвал лавинообразное разрушение соседних ферм, так как нагрузка от покрытия перераспределилась на них, что вызвало их перегруз и аналогичное разрушение стыков нижних поясов. Обрушение колонн наружу здания связано с действием распора от ферм в процессе их деформаций при разрушении.

Разрыв болтов произошел спустя около двух недель после заливки плиты покрытия. Возможно, напряжения в болтах, которые привели к их разрыву, образовались не сразу, а накапливались после постепенных перераспределений усилий в ферме в процессе ее работы под нагрузкой.

Конструктивная система здания – каркас. Каркас состоит из монолитных железобетонных колонн и перекрытий, жестко сопряженных между собой. Колонны сечением 400×400 мм жестко связаны с ростверками фундаментов. Покрытие здания в осях «3-12/(М/1-П)», где располагается конструкции спортивного зала, выполнено в виде стропильных ферм пролетом 18 м.

Фермы выполнены трапециевидными двухскатными из гнутосварных замкнутых профилей типа «Молодечно» (рис. 4). Уклон верхнего пояса 10%. Система решетки треугольная с нисходящим опорным раскосом. По фермам с шагом 1,8 м в узлы ферм установлены прогоны из швеллеров. По прогонам выполнена железобетонная плита по несъемной опалубке из профлиста.

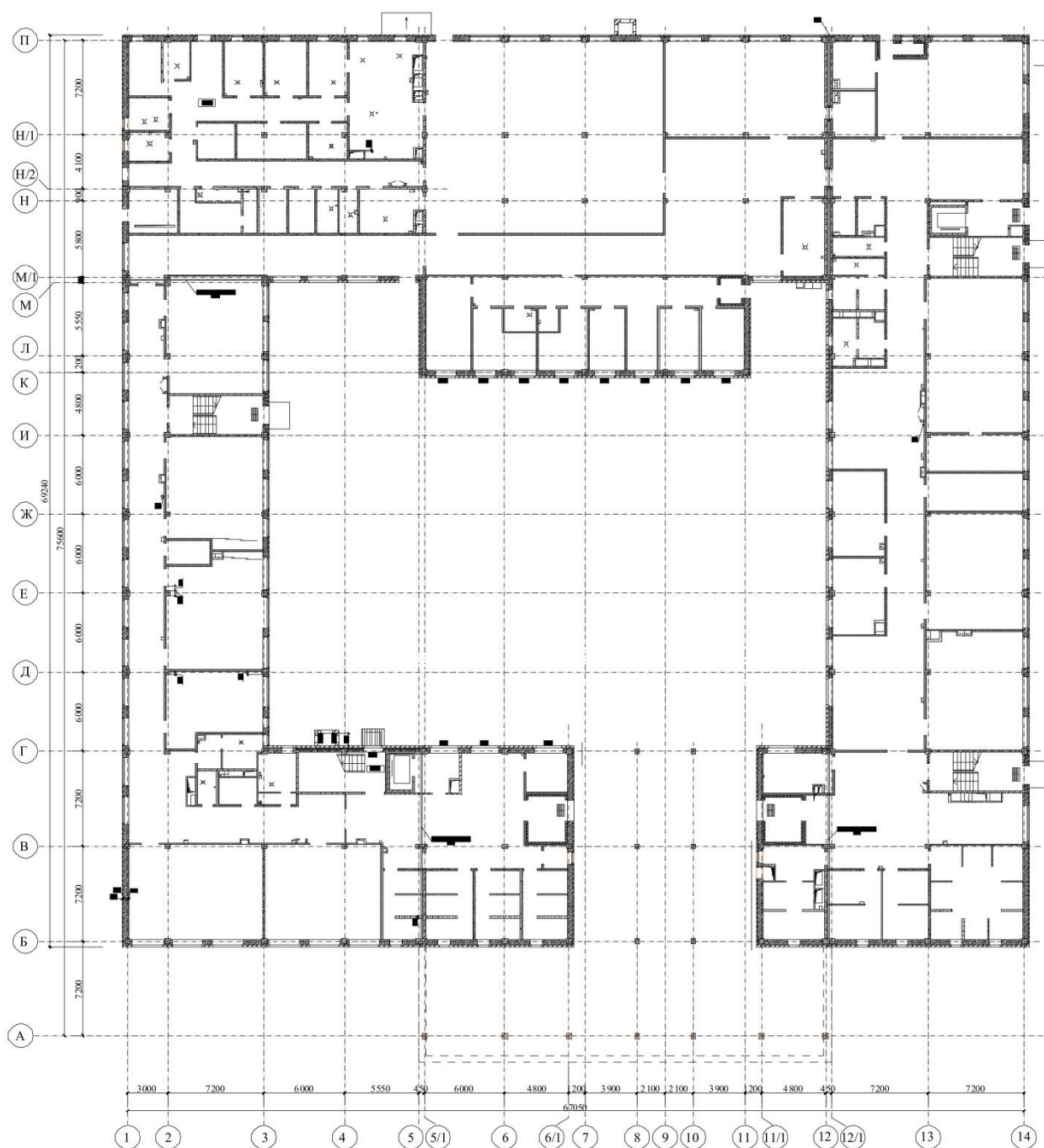


Рисунок 1 – План здания с осями

Фермы были усилены по чертежам, разработанным в рамках авторского надзора. Усилению подверглись: нижний пояс, по три панели верхнего пояса от конька, опорный, второй и четвёртый от опор раскосы. Усиление было вызвано необеспечением несущей способности элементов ферм при пересчете проектировщиками, так как фермы были изготовлены по первой версии чертежей КМ с уменьшенными сечениями.

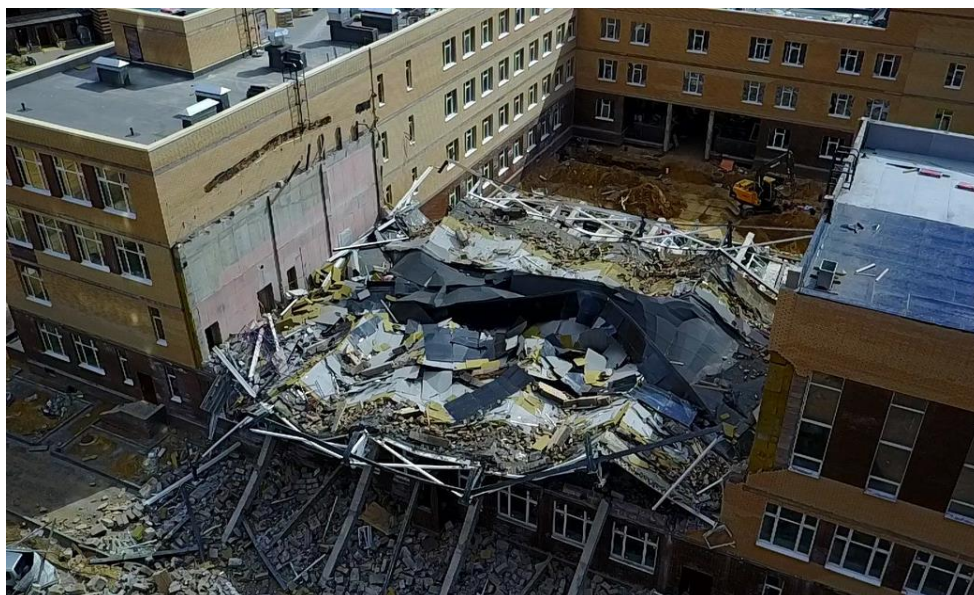


Рисунок 2 – Разрушение строительных конструкций в зоне спортзала



Рисунок 3 – Разрыв болтов во фланцевом соединении нижнего пояса фермы



Рисунок 4 – Общий вид стропильных ферм до обрушения

При падении фермы разделились на две полуфермы по монтажному стыку в верхнем и нижнем поясах. При этом повреждений в элементах и узлах ферм не выявлено, не считая конца нижнего пояса, изогнувшегося при падении.

При реализации проекта были внесены изменения в проектную документацию [2]:

- изменена конструкция покрытия над спортзалом – вместо рулонной кровли монолитная железобетонная плита по стальному профилированному листу Н60-845-0,7;

- изменена конструкция монтажного стыка нижнего пояса – количество болтов уменьшено с восьми до шести, установлены они неравномерно по контуру;

- изменена конструкция монтажного стыка нижнего пояса – толщина фланцев уменьшена с 30 мм до 20 мм;

- изменена конструкция монтажного стыка нижнего пояса – диаметр уменьшен с серийных М24 до М20 в рабочей документации.

Анализ проектной документации выявил также отсутствие конструктивных мероприятий по предотвращению прогрессирующего обрушения строительных конструкций, что рекомендуется для зданий такого типа в соответствии с ГОСТ 27751-2014 [3].

При проведении работ по монтажу покрытия был допущен ряд нарушений:

- приведенная толщина плиты была фактически увеличена с 80 мм до 120 мм;

- в монтажном стыке нижнего пояса вместо высокопрочных болтов из стали 40Х применены болты класса прочности 5.8;

- диаметр болтов был уменьшен до М16;

- зазор стыкуемых элементов с помощью болтов достигает 8 мм – что не соответствует требованиям СП [4];

- отверстия во фланцах выполнены под болты М20, фактический диаметр отверстий на 4 мм больше, диаметра болтов, что не соответствует требованиям СП [4].

Несущая способность фактического болтового соединения оказалась значительно ниже предусмотренной проектной документацией, относительная разница в расчетном сопротивлении на растяжение болтов составила более чем в 3 раза.

Анализ исполнительной документации выявил ее отсутствие в достаточном объеме, т.е. работы выполнялись без должного контроля качества и оформления актов освидетельствования скрытых работ и ответственных конструкций.

Можно привести еще пример грубого нарушения при строительстве, который привел также к обрушению покрытия с фермами из замкнутых профилей – гипермаркет «О'кей» в Санкт-Петербурге. Основной причиной обрушения стало низкое качество стыковых сварных швов нижних поясов подстропильных ферм, а именно, неполный провар шва (рис. 5), который визуально незаметен, при этом обязательный ультразвуковой контроль швов, вероятно, не был произведен. В результате чего, несущая способность дефектных поясов ферм была снижена практически в два раза [5].



Рисунок 5 – Неполный провар стыка пояса подстропильной фермы

По результатам анализа проектной, рабочей и исполнительной документации на здание было установлено, что при изготовлении и приемке стропильных и подстропильных ферм, а также при выполнении и приемке строительно-монтажных работ были допущены отступления от рабочей документации, в недостаточных объемах производился контроль качества изготовленных и смонтированных конструкций, как на заводе-изготовителе ферм, так и на строительной площадке.

Заключение

Обрушение стропильных ферм спортзала школы в пос. Мурино произошло вследствие грубейших ошибок, допущенных на стадиях проектирования, изготовления и монтажа строительных конструкций покрытия.

Наиболее существенной причиной обрушения стропильных ферм спортзала является установка непроектных болтов во фланцевом стыке нижних поясов с несущей способностью, в разы меньше проектной.

Большое количество вопросов к качеству строительно-монтажных работ возникает на многих современных объектах и позволяет говорить о проблеме системного характера.

Применение фланцевых болтовых соединений в узлах укрупнительной сборки ферм, как и сварные стыки поясов, а также соединения элементов в промежуточных узлах требует высокого качества производства работ с соблюдением всех требований Нормативных документов.

Для помещений с большим скоплением людей необходимо предусматривать конструктивные мероприятия по предотвращению прогрессирующего обрушения строительных конструкций в соответствии с требованиями Нормативных документов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Серия 1.460.3-23.98. Стальные конструкции производственных зданий пролетами 18,24,30м из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения с уклоном 10%. – СПб.: ОАО ПИ Проектстальконструкция, 2001.
2. Технический отчет «Заключение о техническом состоянии строительных конструкций на объекте – общеобразовательная школа на 700 мест по адресу: Ленинградская область, Всеволожский район, пос. Мурино, ул.Новая, д.7» – СПб: ЗАО «Эркон», 2017, 200с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М., 2015.
4. СП 70.133330-2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. М., 2012.
5. Технический отчет «Обследование конструкций покрытия здания О'Кей по адресу: г. Санкт-Петербург, Выборгское шоссе, д.3» – СПб: ЗАО «Эркон», 2011, 81с.

THE COLLAPSE OF ROOF SPORTS HALL OF SCHOOL IN MURINO

Belyj Grigoriy Ivanovich¹, Doctor of Technical Sciences, Professor
Egorov Vladimir Victorovich², Doctor of Technical Sciences, Professor
Veselov Vitaliy Vladislavovich², Candidate of Technical Sciences,
Associate Professor

(¹Saint Petersburg State architectural-building University)

(²Petersburg State Transport University)

ABSTRACT

This article discusses the problems of designing, manufacturing and operation of metal roof trusses, made of welded closed profiles. The results of the survey of the roof collapsing of school Sports Hall are given.

Keywords: design, inspection of buildings, trusses, collapse of roof.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ВЫСОТНОЙ ЧАСТИ ПАВИЛЬОНА «КОСМОС» В ГОРОДЕ МОСКВЕ

Ведяков Иван Иванович, д.т.н., проф., директор института
Гукова Маргарита Ильинична, к.т.н., ведущий научный сотрудник
Фарфель Михаил Иосифович, к.т.н., заведующий сектором
Коняшин Дмитрий Юрьевич, научный сотрудник
Кашин Олег Вячеславович, младший научный сотрудник
(ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва)

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена обследованию Павильона №34 «Космос», построенному в 1954 году на ВВЦ. В городе Москве этот павильон является памятником истории и культуры. Даны общее представление о конструктивных особенностях купола павильона и иллюстрации дефектов и повреждений, выявленных в ходе натурального обследования конструкций. Учитывая результаты расчета конструкции, определено техническое состояние и пригодность конструкций для их дальнейшей эксплуатации.

Ключевые слова: обследование здания, конструкции, купол, арки, кольцевые фермы, балки, стойки, радиальные рёбра.

Павильон №34 «Космос» (бывший «Механизация») на ВВЦ в городе Москве является объектом культурного наследия (памятник истории и культуры) федерального значения.

В 1939 в году на выставке ВДНХ в городе Москве был построен павильон №32 (эллинг) из арочных металлических конструкций. В ходе реконструкции в 1954 году [1] с северо-западного торца эллинга был пристроен повышенный объем – павильон №34 (рис. 1), включающий центральный зал с большим стеклянным куполом в металлической конструкции и боковые открылки с трёх сторон – выставочные залы в два этажа (рис. 2).

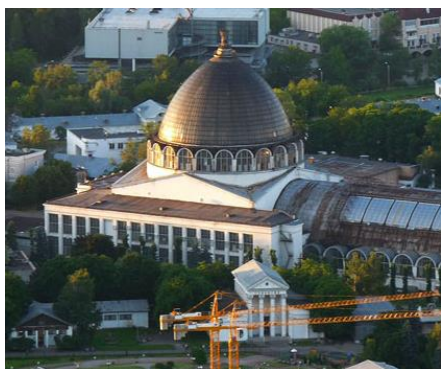


Рисунок 1 – Купол павильона №34 «Космос»

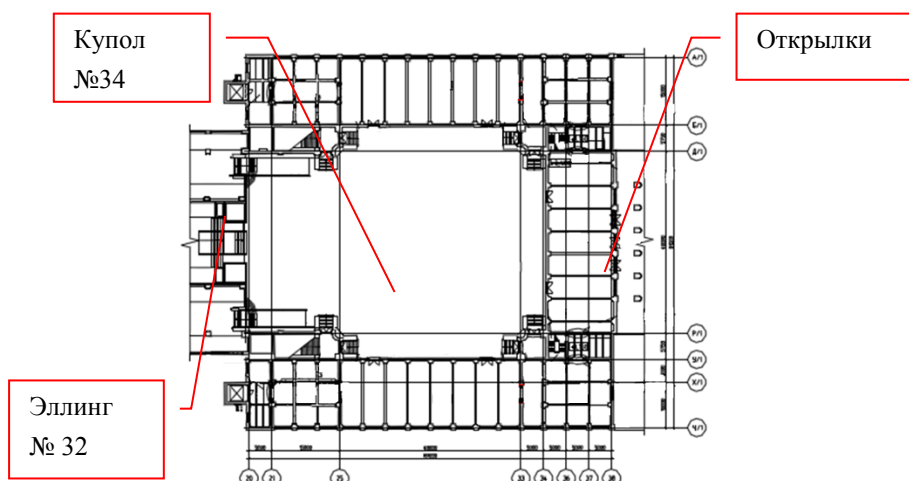


Рисунок 2 – Схема расположения павильонов

Конструкция высотной части павильона №34 «Космос» представляет собой ребристый купол. Купол выполнен из 24-х арок радиальных ребер, представляющих собой изогнутые фермы с параллельными поясами. В замке арок радиальные ребра удерживаются верхним внутренним кольцом (рис. 3), диаметром ~ 5 м, представляющим собой сплошную сварную кольцевую балку, а в нижней – переходят в стойки аркады и стойки радиальных ребер, опирающиеся на нижнее опорное кольцо (кольцевые фермы) купола (рис. 4).



Рисунок 3 – Внутреннее кольцо купола снаружи и внутри

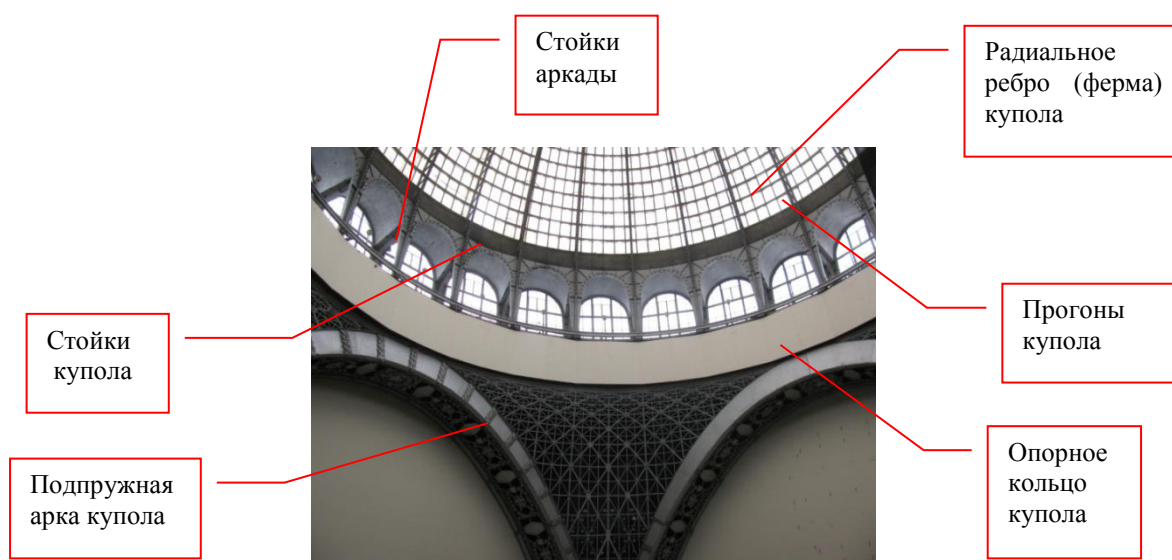


Рисунок 4 – Высотная часть павильона №34

В процессе работы, проведенной сотрудниками ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в 2016 году, было выполнено натурное обследование всех павильонов комплекса «Космос», в том числе самой конструкции купола в пролётах Б/1-У/1, оси 24-34, состоящей из:

- подпругных арок;
- вертикальных и горизонтальных связей между арками;
- ферм опорного кольца;
- горизонтальных связей между фермами кольца;
- стоек и ферм арок купола;
- прогонов купола.

Подпругные арки в продольном и поперечном направлениях представляют собой две криволинейные балки, выполненные из сварных двутавров из секций, составленных на болтовых соединениях. Основания арок закреплены в железобетонных фундаментах (рис. 5).



Рисунок 5 – Вскрытый узел опирания подпругной арки с внутренней и с наружной сторон

По верхним и нижним поясам балок подпружных арок установлены горизонтальные связи и вертикальные диафрагмы. По верхним поясам арок в четырех местах устроены столики для установки ферм опорного кольца купола. В промежутках между арками расположены ферменные конструкции фахверков фронтонов (см. рис. 1), в верхних узлах закрепленные на листовых шарнирах к опорному кольцу. Снаружи здания это пространство зашито деревянным настилом, опирающимся на прикупольные балки (рис. 6).



Рисунок 6 – Лестницы, установленные на связи подпружной арки купола

Обследование подпружных арок и связей между ними было проведено со стороны внутренней лестницы, установленной на связях между арками (см. рис. 6). С неё доступны для осмотра прогоны и связи по верхним полкам подпружных арок. Доступ к конструкциям внутренних поверхностей арок, горизонтальных связей по нижним поясам арок и вертикальным связям между арками, а также к прикупольным балкам по лестницам на поясах арок весьма затруднителен.

В процессе обследования элементов подпружных арок и связей между ними существенных повреждений не обнаружено.

Выявлен дефект при монтаже секций подпружной арки по оси У – отсутствие заклёпок в стыковом узле полок. Так как просверлить отверстия для заклёпок (или болтов) в этом месте в существующей конструкции нет возможности и, учитывая длительную эксплуатацию балок без последствий от этого дефекта, было решено стык поясов не усиливать.

Кроме того, обнаружено местное искривление отстоящей полки уголка пояса диафрагмы подпружной арки (рис. 7), которое также усиления не требует.

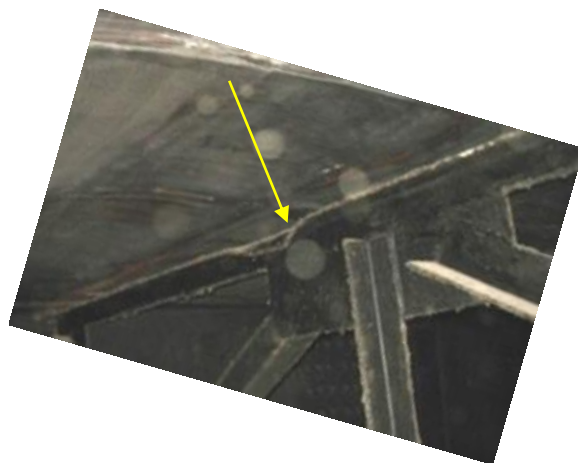


Рисунок 7 – Местное искривление отстоящей полки уголка пояса диафрагмы арки

Опорное кольцо купола имеет внутренний диаметр 42 м. Кольцевые (радиусами 21 м и 24 м) решётчатые фермы выполнены из уголков. Фермы имеют высоту ~ 3,5 м и ширину 2,5 м. По нижним и верхним поясам ферм установлены горизонтальные крестовые связи и вертикальные диафрагмы между ними.

Практически на всей длине нижнего пояса внешней кольцевой фермы опорного кольца и связей между внешней и внутренней фермами обнаружена точечная коррозия или отслоение лакокрасочного слоя (рис. 8). Кроме того, отмечено местное и общее искривления элементов ферм и связей (рис. 9).



Рисунок 8 – Точечная коррозия и отслоение лакокрасочного слоя на внешнем поясе опорного кольца



Рисунок 9 – Местное искривление отстоящей полки уголка решетки наружной кольцевой фермы и общее вниз и местные искривления полок уголков верхней распорки диафрагмы между кольцевыми фермами опорного кольца

Трещин в сварных швах и в элементах конструкций, а также остаточных прогибов балок подпружных арок и кольцевых ферм опорного кольца не обнаружено.

Связи по нижним и верхним поясам подпружных арок и кольцевых ферм обеспечивают жесткость опорной части купола.

На стойках радиальных рёбер при обследовании было обнаружено отсутствие болтов, не заделанные вырезы, искривления в полках сечения стоек и поверхностная коррозия элементов (рис. 10).



Рисунок 10 – Отслоение лакокрасочного покрытия и поверхностная коррозия металла на стенке стойки купола; не заделанные вырезы в полках сечения стойки арки; отсутствие болтов на стойке; местные искривления полок швеллера на стойке

Рекомендовано установить отсутствующие болты на стойках радиальных рёбер, усилить накладками не заделанные вырезы в полках сечения стоек. Все стойки радиальных балок и стойки аркады очистить от краски, удалить коррозионный слой, огрунтовать и нанести два слоя краски.

Освидетельствование технического состояния купола было осуществлено с автовышки, стрела которой давала возможность рассмотреть конструкции с близкого расстояния (рис. 11).



Рисунок 11 – Обследование конструкций купола

Обнаруженные повреждения стоек, ферм и прогонов арок купола показаны на рис. 12, 13 и 14.



Рисунок 12 – Местное искривление прилегающей и отстоящей полок уголков сечения раскосов ферм радиальных ребер; трещина в сварном шве стыковой накладки в панели наружного пояса фермы радиального ребра; трещина в сварном шве, прикрепляющем подкос к панели внутреннего пояса фермы радиального ребра



Рисунок 13 – Вырез в полке кольцевого прогона у фермы радиального ребра; искривление фасонки (стенки тавра) подкоса к прогону; местное искривление полки швеллера панели внутреннего пояса фермы радиального ребра



Рисунок 14 – Искривление фасонки (стенки тавра) подкоса к прогону; поверхностная коррозия в узле примыкания раскосов к внутреннему поясу фермы и подкосов к панели внутреннего пояса фермы радиального ребра

Остаточных прогибов конструкций не обнаружено. Устойчивость купола обеспечена системой кольцевых прогонов и подкосами к прогонам с внутренней стороны от внутренних поясов ферм радиальных ребер, а также крестовыми связевыми тяжами.

Рекомендовано:

Вырубить трещины в сварных швах стыковых накладок в местах соединения отправочных марок и трещины в сварных швах прикрепления подкосов к внутреннему поясу ферм радиальных рёбер, элементы зачистить и заварить заново электродом Э42А сварными швами катетом $k_f = 8$ мм, затем нанести два слоя краски по грунту.

Местное искривление от удара примыкающих полок уголков сечения раскоса (с погибью $f > 30$ мм) усилить приваркой накладки толщиной 8 мм по перьям уголков продольными швами катетом $k_f = 6$ мм снизу, а местные искривления отстоящих полок уголков раскосов (с погибью $f > 30$ мм) усиливать приваркой накладок 8 мм двумя продольными швами $k_f = 6$ мм изнутри или снаружи полки уголка.

Вырезы в полках кольцевых прогонов усилить приваркой накладок толщиной 10 мм по месту снаружи полок.

При ремонте или замене прогонов, примыкающие к ним искривлённые фасонки (стенки тавра) подкосов также следует заменить.

Места с поверхностной коррозией в узлах примыкания раскосов к внутреннему поясу и подкосов к панели внутреннего пояса очистить до металлического блеска, огрунтовать и нанести два слоя краски.

Для определения свойств применённой стали в конструкциях высотной части павильона были взяты пробы (стружка) и пластины (для образцов на растяжение) из наименее нагруженных элементов. Из результатов испытаний образцов было определено, что сталь, из которой изготовлены конструкции высотной части павильона, в основном, относится (по пределу текучести) к марке СтЗкп. Есть элементы из стали марки СтЗсп.

Выполнен проверочный расчет основных несущих элементов купола. Расчет и проверка несущей способности и устойчивости купола выполнены с использованием сертифицированного вычислительного комплекса SCAD 11.5.

Расчетная схема представлена пространственной стержневой моделью (рис. 15).

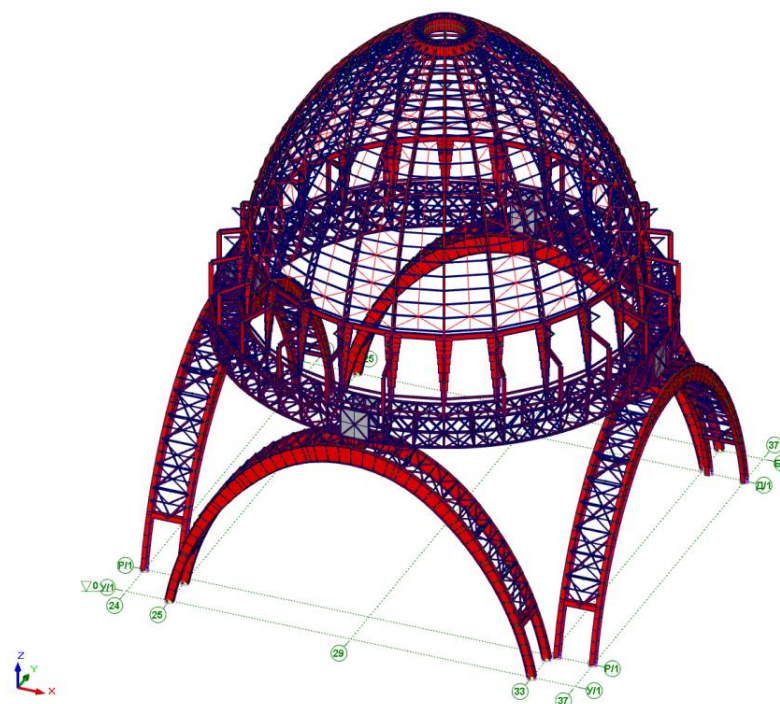


Рисунок 15 – Визуализация полной расчетной схемы высотной части павильона «Космос»

В результате проведенных расчетов на прочность и устойчивость каждого элемента высотной части купола при наиболее невыгодном нагружении конструкции получены коэффициенты использования сечения k_u (отношение напряжения в сечении элемента к расчетному сопротивлению стали). При этом, в соответствии с проведенными исследованиями, расчетное сопротивление стали для всех элементов было принято $R_y = 210 \text{ Н/мм}^2$.

В результате расчета на прочность несущая способность связей из прутка Ø 16 *не обеспечена* ($k_u > 1, 0$). Для обеспечения несущей способности тяжей их сечение рекомендовано увеличить до Ø 24 из стали С 245 (или Ø 16 из стали С 345) по ГОСТ 27772-88.

По расчёту после замены сечения тяжей напряжения во всех сечениях конструкции не превышают расчетного сопротивления стали. Максимальные значения k_u составляют:

- для подпружных арок в горизонтальных связях – 0,99;
- для опорного кольца – 0,61;
- для элементов радиальных рёбер купола в стойках арок – 0,94;
- для прогонов – 0,86.

Перемещение и прогиб каркаса не превышают предельных значений по требованиям норм. Суммарное перемещение элементов каркаса купола от нор-

мативной нагрузки составило $55,7 \text{ мм} < [f_u] = h/500 = 130 \text{ мм}$. Максимальный прогиб – $f = 47,6 \text{ мм} < [f_u] = l/300 = 160 \text{ мм}$.

Общая устойчивость каркаса высотной части павильона обеспечена: минимальный коэффициент запаса устойчивости составляет $K_{уст} = 1,35$, что больше $\gamma_s = 1,3$.

В целом техническое состояние высотной части павильона в соответствии с п. 18.1 СП 16.13330 и ГОСТ 31937-2011 относится к ограниченно работоспособному.

После выполнения выше перечисленных мероприятий конструкции высотной части павильона (подпружные арки, опорное кольцо и купол) будут пригодными к ремонту и дальнейшей эксплуатации.

В настоящее время ведётся ремонт и замена остекления конструкций купола (рис. 16 и 17). По данным прессы Павильон «Космос» строители обещали отремонтировать в 2018 году.



Рисунок 16 – Купол и открылки купола павильона №34 «Космос» в процессе ремонта



Рисунок 17 – Купол в процессе ремонта

ЛИТЕРАТУРА

1. Всесоюзный трест «ПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ». Проект металлических конструкций. 1950г.-1951г. Чертежи. Шифр 5047Р.

A SURVEY OF HIGH-RISE PART OF THE PAVILION «KOSMOS» IN MOSCOW

Vedyakov Ivan I., Doctor of Science, Professor, Director

Gukova Margarita I., PhD (Eng), Leading Researcher

Farfel Mikhail I., PhD (Eng), Chief manager of Sector

Konyashin Dmitry Ju., Researcher

Kashin Oleg V., Junior Researcher

(JSC “NITS “Stroitelstvo” Central Scientific and Research Institute of
Building Structures (TSNIISK) Named after V.A. Kucherenko)

ABSTRACT

The article is devoted to inspection of the Pavilion №34 "Kosmos", built in 1954 at the exhibition centre. In the city of Moscow this Pavilion is monument of history and culture. Given general idea about the constructive features of the dome of the Pavilion and illustrations of defects and damage, identified during natural surveys of the constructions. Given the results of the design calculation is determined by the technical condition and suitability of buildings for further use.

Keywords: building inspection, construction, dome, arches, circular truss, beam, pillar, radial ribs.

ЭКСПЛУАТАЦИОННАЯ НАДЁЖНОСТЬ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ И ПУТИ ЕЁ ПОВЫШЕНИЯ

Веселов Виталий Владиславович, к.т.н., доцент

Фёдоров Александр Михайлович, магистрант
(ФГБОУ ВО Петербургский государственный университет путей
сообщения Императора Александра I, ПГУПС, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются возможные конструктивные варианты пролётных строений мостов, дефекты и повреждения мостов и эстакад, выполненных из металлических и железобетонных конструкций, которые возникают в эксплуатации, причины их возникновения. Приводятся результаты обследования ряда мостовых сооружений, оценивается эффективность использования стале-железобетонных конструкций в качестве несущих элементов пролётного строения.

Ключевые слова: мостовые сооружения, дефекты, повреждения, напряжён-но-деформированное состояние, сталежелезобетонные конструкции.

Введение

В статье выполнен анализ результатов обследования строительных конструкций мостовых сооружений, выполненных в т.ч. лабораторией «Мосты» ФГБОУ ВО ПГУПС. Выявлено недопустимое состояние несущих конструкций на ряде объектов, что ведёт к поиску более надежных конструктивных решений пролетных строений мостов.

Пролётные строения мостов, выполненные с применением металлических конструкций, состоят, как правило, из стальных двутавровых балок (с 1-ой или 2-мя стенками) и плиты (железобетонной, ортотропной), выполненной по верхнему поясу балок. Стенки балок раскрепляются из плоскости ребрами жёсткости или системой связевых ферм (рис. 1).

Пролётные строения, выполненные с применением железобетонных конструкций, проектируют с различными вариантами компоновки поперечного сечения. Для балочных конструкций пешеходных и автодорожных мостовых эстакад, как правило, применяются тавровые сечения, для железнодорожных конструкций – коробчатые (рис. 1).

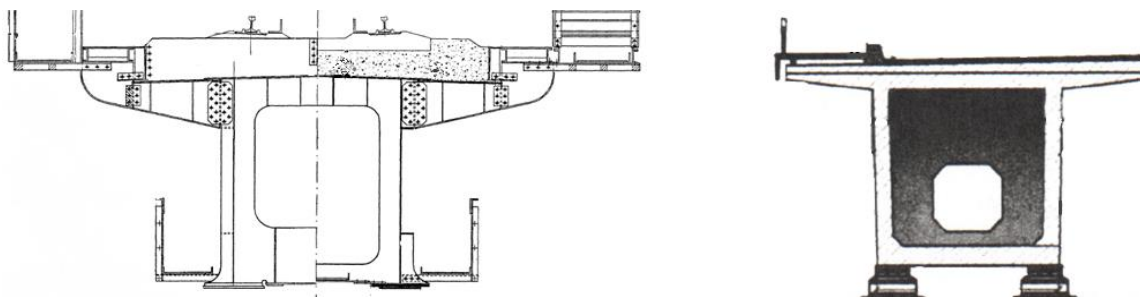


Рисунок 1 – Типовые решения мостовых балочных конструкций из стали и железобетона

При монтаже и эксплуатации мостовых сооружений возникают дефекты и повреждения, негативно влияющие на работоспособность, надёжность и долговечность конструкций. Причины образования дефектов и повреждений конструкций различны: ошибки при проектировании; некачественное изготовление конструкций; монтажные работы низкого качества; некачественная эксплуатация сооружения; внешние факторы, влияющие на напряжённо-деформированное состояние конструкций.

Основная часть

По результатам обследования ряда мостовых сооружений [1],[2],[3],[4], установлено, что наиболее распространённым повреждением несущих элементов является коррозия. Как правило, несущие конструкции защищены гидроизоляционными, окрасочными материалами, системами водоотведения. Установлено, что повреждения гидроизоляции мостовых конструкций образуются из-за постоянных динамических воздействий, некачественных монтажных работ по установке систем гидроизоляционной защиты, повреждений деформационных швов.

Доступ атмосферной влаги к железобетонным элементам приводит к выщелачиванию бетона, коррозии армирования элемента, снижению прочностных свойств бетона (рис. 2) [2]. При этом проблема усугубляется наличием труднодоступных участков пролетного строения, где процесс коррозии носит неконтролируемый характер.

Кроме коррозионного износа существенной проблемой пролетных строений является их недостаточная изгибная жесткость. На ряде объектов в ходе обследования были зафиксированы прогибы в серединах пролётов, превышающие предельные значения. Причинами образования ненормативных прогибов являются ошибки при проектировании и эксплуатации сооружения, в т. ч. перегрузка конструкций (рисунок 3) [3].



Рисунок 2 – Мост Александра Невского. Коррозионное разрушение



**Рисунок 3 – Мост через р. Сясь.
Прогиб главной балки приопорного пролёта**

Часто при обследовании мостов выявляются повреждения устройств опорных узлов. Причины такого повреждения различны – ошибки при проектировании, неправильный монтаж (отклонение от проектного положения), засорение узлового устройства мусором и грязевыми отложениями, мешающими нормальной работе узла. В ходе обследования Театрального пешеходного моста через р. Кокшага было зафиксировано значительное отклонение опорного устройства от вертикали, с раскрытием конструкции узла (рис. 4) [4].

В мостовых конструкциях с применением железобетонных балок существенной проблемой является образование и раскрытие трещин. Силовые трещины возникают в наиболее напряжённых зонах, значительно снижают надёжность конструкции, являются признаком перегрузки конструкции. Помимо этого в предварительно-напряжённых железобетонных конструкциях могут образовываться продольные трещины, развитые в местах передачи напряжений с напрягаемой арматуры на бетон (рис. 5) [1].



Рисунок 4 – Мост через р. Кокшага. Деформация опорных устройств



**Рисунок 5 – Колмовский мост через р. Волхов.
Развитие продольных трещин**

В стальных балках также отмечается появление трещин, что связано с усталостными разрушениями из-за постоянных динамических воздействий на протяжении всего срока эксплуатации моста. Наиболее подвержены таким повреждениям сварные соединения стальных балок (рис. 6) [5].

Иногда возникают повреждения пролетных строений, связанные с просадками грунтов. Такие воздействия относятся к внешним, они существенно влияют на изменение напряжённно-деформированного состояния несущих балок и зачастую приводит к обрушениям.

Движение грунтовых слоёв, сложенных в основании фундамента, существенно деформируют конструкцию фундамента. Весной 2017 года в Калифорнии, США прошел сезон проливных дождей, из-за чего были повреждены объекты инфраструктуры, включая автодорожный 3-х пролётный железобетонный мост «Pfeiffer Canyon Bridge».



Рисунок 6 – Трещины в узлах сопряжения элементов

Проблемы с сооружением начались после того, как сильные проливные дожди вызвали сползание массы грунтов в основании моста. В результате данного процесса накренилась одна из опор моста, из-за чего произошло смещение пролётного строения вниз до 1 м. В железобетонной балке пролётного строения произошло образование трещин, нормальная эксплуатация моста по ряду признаков была признана невозможной, в результате чего, был произведён демонтаж моста в марте 2017 года (рис. 7).



Рисунок 7 – Big Sur. Повреждение моста в результате смещения опоры

Существуют различные способы повышения эксплуатационной надёжности мостовых конструкций, одним из вариантов является применение сталежелезобетонных конструкций. До настоящего времени такие конструкции не имели широкого применения, главным образом, из-за отсутствия нормативной документации.

В связи с введением в действие в 2017 году СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные» [6] применение сталежелезобетонных конструкций является перспективным направлением, в частности при проектировании мостовых сооружений.

Кафедра «Строительные конструкции» ФГБОУ ВО ПГУПС разрабатывает новые конструктивные решения сталебетонных и сталежелезобетонных балок [7], [8], в т. ч. для пролетных строений мостов. Такие конструкции обладают рядом преимуществ по сравнению с типовыми решениями из стали или железобетона: отсутствие опалубки, высокая технологичность; обжатие бетона и повышение его прочности $\approx 2 \dots 2,5$ раза; стойкость к механическим воздействиям; снижение ползучести и усадки бетона; уменьшение гибкости и повышение местной устойчивости тонкостенных стальных элементов; повышение динамической жесткости; распор стальной оболочки и повышение эффективности ее работы; высокая огнестойкость (до 2,5 часов); высокая коррозионная стойкость [9]. В таких конструкциях бетон размещается в зонах максимальных сжимающих напряжений таким образом, чтобы снизить напряжения, возникающие в стальных элементах балки. Кроме того, такие конструкции имеют, как правило, замкнутый контур, что минимизирует проблемы связанные с коррозионным износом балок и повышает надежность конструкции. Совместная работа стали и бетона при этом эффективно обеспечивается различными конструктивными приемами (упоры, шпильки, перфорации и т.п.).

Основная цель проводимых исследований заключается в поиске конструктивного решения балки, при котором наиболее эффективно используются прочностные свойства материалов при минимальной материалоемкости и достаточной надежности.

Для оценки эффективности работы сталежелезобетонных конструкций произведены расчёты 2-х типов конструкций: стальной двутавровой балки с 2-мя стенками [10] и сталежелезобетонной балки. Расчёт и анализ схемы произведён в программно-вычислительном комплексе SCAD v.11.5. В расчёте использована однопролётная балка пролётом 33,6 м с шарнирным креплением на опорах. Сечение стальной балки принято по типовому проекту (рисунок 8) [10], сечение сталежелезобетонной – коробчатое, с переменным расстоянием между стенками по высоте, с бетонным (железобетонным) заполнением, высота сечения – 2,48 м, ширина верхнего пояса – 2,72 м, нижнего – 1,24 м. Учитывая низкую прочность бетона на растяжение, его количество в нижней части сечения минимизировано, а в статическом расчете для объективной оценки бетон из перенапряженных зон исключается из работы (рис. 8).

Для расчёта балки принято 2 типа нагрузок, действующих на систему – собственный вес балки и полезная нагрузка. Полезная нагрузка – динамическое воздействие, возникающее при движении железнодорожного транспорта, значение которой принято согласно п. К.1, [11] и составляет 160,5 кН/м. Расчётное значение нагрузки в квазистатической постановке с учётом коэффициента динамичности – 208,65 кН/м. В качестве критерия оценки эффективности применения сталежелезобетонной конструкции использовались максимальные напряжения в элементах и прогибы (табл. 1; рис. 9,10).

Сравниваемые конструкции балок отличаются геометрией стенки и наличием железобетонной вставки.

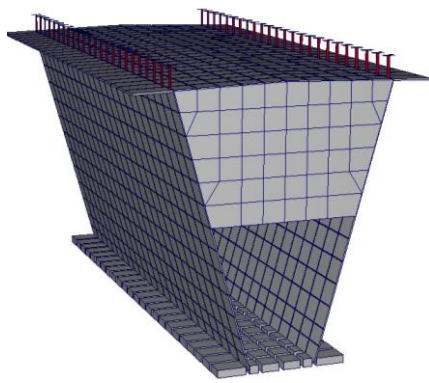


Рисунок 8 – Расчетная схема сталежелезобетонной балки

Таблица 1. Напряжения в элементах

Напряжение в элементе, МПа		Стальная балка	Сталежелезобетонная балка
Верхний пояс	Середина пролёта	-276,0	-130,7
	Четверть пролёта	-206,4	-79,0
Нижний пояс	Середина пролёта	82,0	90,9
	Четверть пролёта	8,0	4,8
Вертикальные деформации, мм		82,17	52,46

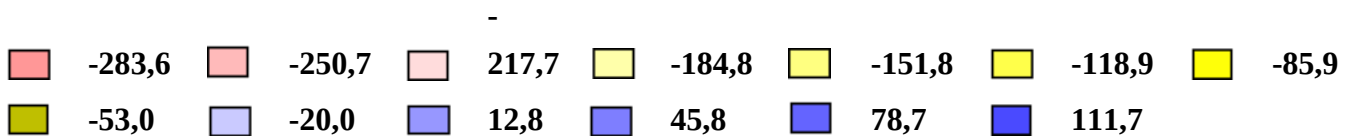
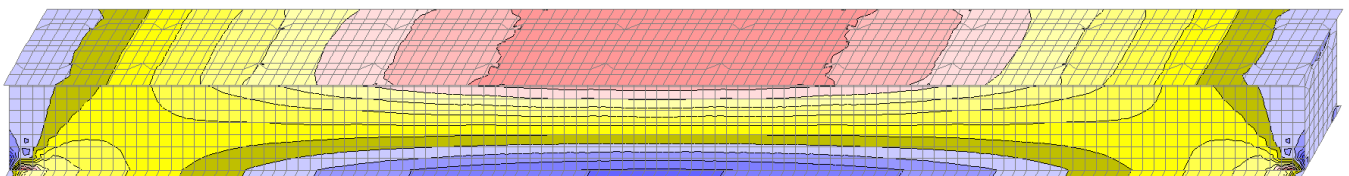


Рисунок 9 – Напряжения в стальной балке, МПа

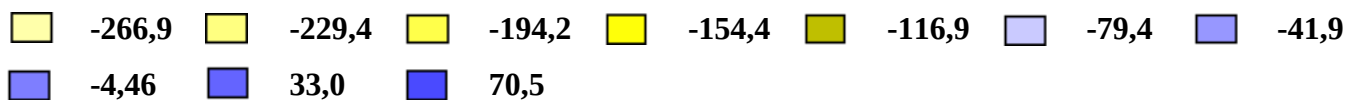
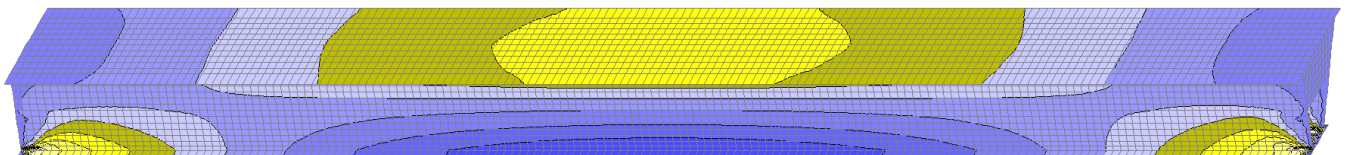


Рисунок 10 – Напряжения в сталежелезобетонной балке, МПа

При сравнении максимальных напряжений в элементах балок установлено:

- сжимающие напряжения в верхнем поясе балки ниже в середине пролёта на 145,3 МПа (в 2,1 раза), в четверти пролёта – на 127,4 МПа (в 2,6 раза);
- растягивающие напряжения в нижнем поясе балки выше в середине пролёта на 8,9 МПа (в 1,1 раза), в четверти пролёта ниже на 3,2 МПа (в 1,6 раза).

Таким образом, напряжения, действующие в верхнем поясе и стенках сталежелезобетонной балки, эффективно перераспределяются между бетоном и стальными элементами. Также за счёт наличия железобетонного заполнения существенно повышается изгибная жесткость балки – в 1,56 раза.

Заключение

На основании полученных результатов можно утверждать, что использование сталежелезобетонных конструкций в качестве пролетного строения позволяет значительно снизить напряжения в верхнем поясе и стенках балки, увеличить ее изгибную и крутильную жёсткости, существенно повысить местную устойчивость элементов балки.

Использование сталежелезобетонных балок позволит предотвратить возможность образования ряда характерных дефектов и повреждений пролетных строений. Данный эффект достигается за счёт замкнутого контура балки, максимального использования прочностных характеристик бетона и других преимуществ.

Применение сталежелезобетонных конструкций повышает скорость строительно-монтажных работ, их качество по сравнению с аналогами из стали и железобетона, а также обеспечит их высокую надёжность на протяжении длительного периода эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Технический отчёт по результатам обследования. Колмовский мост через р.Волхов в Великом Новгороде. СПб: Петербургский Государственный Университет Путей Сообщения (ПГУПС), кафедра «Мосты», 2011.
2. Технический отчёт по результатам обследования. Мост Александра Невского. СПб: Петербургский Государственный Университет Путей Сообщения (ПГУПС), кафедра «Мосты», 2012.
3. Технический отчёт по результатам обследования. Обследование и оценка состояния моста через р.Сясь на км 515+372 автомобильной дороги А-114 Вологда-Новая Ладога до Магистралей “Кола”. СПб: Петербургский Государственный Университет Путей Сообщения (ПГУПС), кафедра «Мосты», 2011.
4. Технический отчёт по результатам обследования. Театральный пешеходный мост через р. Малая Кокшага в г. Йошкар-Ола. СПб: Петербургский Государственный Университет Путей Сообщения (ПГУПС), кафедра «Мосты» 2011.
5. Mark P. Rossow. FHWA Bridge Inspector’s Manual. Sections 8.1-8.2. Federal Highway Administration. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: [https://pdhonline.com/courses/c482/FWHA Bridge Inspector's Manual Section 8-1&2.pdf](https://pdhonline.com/courses/c482/FWHA%20Bridge%20Inspector's%20Manual%20Section%208-1&2.pdf). (дата обращения: 22.09.2017).
6. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. М. 2016.
7. Сталебетонная балка: пат. 2621247 Российская Федерация, МПК E04C3/07, E04C3/294/ Егоров В.В., Веселов В.В.; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО ПГУПС Императора Александра I. – № 2016114201/03; заявл. 12.04.16; – опубл. 01.06.17, Бюл. № 16. - 2 с.
8. Сталебетонная балка: пат. 2627810 Российская Федерация, МПК E04C3/07, E04C3/294, E04B1/30/ Егоров В.В., Веселов В.В.; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО ПГУПС Императора Александра I. - № 2016114201/03; заявл. 12.04.16; – опубл. 11.08.17, Бюл. № 23. - 2 с.
9. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Трулль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. М.: Стройиздат, 1974. 144 с.
10. Типовой проект инв. № 2210. Металлические балочные сварные пролётные строения с ездой поверху на балласте расчётными пролётами до 33,6 м для железнодорожных мостов. Выпуск 4. Рабочие чертежи. ГУП Гипротранспуть, 2002.
11. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84. М. 2011.

BRIDGE SUPERSTRUCTURES OPERATE RELIABILITY AND METHODS OF ITS IMPROVMENT

Veselov Vitaliy Vladislavovich, Candidate of Technical Sciences, Associate
Professor

Fedorov Aleksandr Mikhailovich, Master Student
(St. Petersburg State Transport University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

In the article are described different constructive variants of the bridge superstructures, defects and damages of the bridge superstructures made of steel and reinforced concrete, which appear during their lifetime period, the reasons for their occurrence. There are the results of different bridges surveying's, effectivity estimation of using of the bridge superstructures made of combined steel and reinforced concrete materials as the load-bearing structures.

Keywords: bridge superstructures, defects, damages, stress-strain state, composite steel and concrete structures.

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ЗАСТРОЙКИ МАГАДАНСКОЙ ОБЛАСТИ

Гайдай Наталья Константиновна¹, к. г.-м. н., доцент, директор

Курткин Сергей Викторович², директор

Длинных Владимир Владимирович¹, старший преподаватель

Ломакина Наталья Евгеньевна¹, старший преподаватель

(¹Политехнический институт Северо-Восточного
государственного университета, Магадан,

²Магаданский филиал ФИЦ ЕГС РАН, Магадан)

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт проведения исследований по определению периода собственных колебаний зданий существующей застройки для определения фактической сейсмостойкости.

Ключевые слова: обследование зданий, сейсмодифицит, сейсмика, колебания, модальный анализ.

Введение

Сейсмические воздействия занимают одно из лидирующих мест среди природных катастроф по своим социальным, экологическим и экономическим последствиям. Изменение геологического состояния земли приводит к изменению интенсивности сейсмической нагрузки, что отражено в современной нормативной документации, используемой при проектировании зданий и сооружений [2].

Проблема прогнозирования фактического поведения существующей застройки на предмет воздействия сейсмических воздействий всегда была актуальна, поскольку напрямую связана с безопасной эксплуатацией, безопасностью и охраной окружающей среды.

Обследование зданий и сооружений зачастую связано с анализом соответствия антисейсмическим мероприятиям и степени восприятия сейсмических нагрузок, естество для зданий и сооружений, расположенных в сейсмоопасных зонах.

Для определения фактической сейсмостойкости зданий и сооружений существующей застройки необходимо выполнить ряд мероприятий, конечным итогом которых является определение категории технического состояния и вы-

полнением поверочного расчета, для выявления участков конструкций, нуждающихся в усилении. Поскольку основная часть зданий была спроектирована по устаревшим нормам, за время эксплуатации получила физический износ и при учете изменения карты сейсмического микрорайонирования Магаданской области в 1964 г., связанное с увеличением сейсмической нагрузки площадок строительства на 1 балл, можно сделать вывод, что существующие здания и сооружения испытывают сейсмодefицит и нуждаются в усилении.

Решение данных вопросов и проблем очень актуально для Магаданской области, поскольку на данный момент отсутствует методика диагностирования и учета сейсмической нагрузки с учетом региональных особенностей.

ФГБОУ ВО СВГУ в рамках совместной программы научных исследований с Магаданским филиалом ФИЦ ЕГС РАН предлагает проект, направленный на получение экспериментальных данных по реакции зданий и сооружений на сейсмическую нагрузку (естественный фон и искусственное воздействие) и дальнейший анализ результатов испытаний зданий-представителей для оценки их фактической сейсмостойкости.

Методика исследований

Сейсмические воздействия занимают одно из лидирующих мест среди природных катастроф по своим социальным, экологическим и экономическим последствиям. Изменение геологического состояния земли приводит к изменению интенсивности сейсмической нагрузки, что отражено в современной нормативной документации.

К решению данной проблемы строительная наука и геофизика (в частности сейсмометрия), подходят по-разному.

Строителей интересует, главным образом, статическое состояние изучаемого объекта, (преимущественно свойства материалов, работа отдельных узлов конструкций). Исследование технического состояния зданий и сооружений путем проведения натурных обследований является самостоятельным направлением в строительной науке. Основной задачей натурных обследований, как правило, является определение способности здания противостоять нагрузкам и усилиям от вероятных воздействий (в частности, сейсмических). Современным требованиям проведения подобных обследований наиболее полно отвечает инженерно-сейсмометрический метод (метод случайных возмущений или метод передаточной функции), который позволяет проводить обследование без нане-

сения повреждений несущим и ограждающим конструкциям, в режиме реальной эксплуатации здания.

В свою очередь, сейсмометрия нацелена на анализ динамики сооружений. К примеру, в Якутском филиале Геофизической службы СО РАН разработан комплекс мероприятий, позволяющий проводить сейсмогеодинамические исследования строительных объектов. При этом изучается реакция зданий и сооружений на относительно слабые, присутствующие практически постоянно микросейсмические колебания в условиях городской застройки и промышленных объектов.

Для определения собственной частоты собственных колебаний здания и декремента затухания используется методика Еманова А.Ф. и Селезнева В.С. [3], натурные наблюдения проводятся с помощью регистратора Байкал. Обработка результатов осуществляется программным комплексом Мономах.

Первые результаты исследований

Рассмотрим наличие сейсмоопасной зоны немного ближе. На сегодняшний день есть новая актуализация нормативных документов, регламентирующих требования по проектированию зданий с учетом сейсмической активности. Это приводит в свою очередь к сейсмодефициту существующей застройки, поскольку при проектировании зданий в более поздние года балльность площадок строительства была меньше. Это связано с повышением балльности площадок строительства вследствие итогов проведения микросейсморайонирования в 1964 г. т.е. получается, что здания, проектируемые до изменения балльности площадок, проектировались, к примеру, на 7 и 8 баллов теперь находятся на площадках 8 и 9 баллов, согласно нормативным документам. По данному сравнению можно сделать вывод, что здание не рассчитано на повышенную нагрузку и не имеет запаса прочности, что может привести к обрушению конструкций. Этот анализ, построенный на сравнении данных параметров, носит поверхностный характер. Для более точного анализа и решения вопроса по надежной эксплуатации существующей застройки необходимо выполнить ряд мероприятий.

В первую очередь необходимо определить период собственных колебаний здания или сооружения. Данная информация необходима для уточнения расчетной схемы объекта и определения резонанса, возникающего в несущих конструкциях здания или сооружения, что приводит к их разрушению.

Поскольку данные исследования находятся на начальном этапе, то работы были выполнены именно касаясь определения периода собственных колебаний.

Период собственных колебаний определялся экспериментальным путем при помощи сейсмостанции «Байкал» (рис. 1-3).



Рисунок 1 – Сейсмостанция «Байкал», общий вид

Сейсмостанция регистрирует распространение колебаний в трёх направлениях – в вертикальном и в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Это позволяет сделать общую картину свободных колебаний здания, а также увидеть, какие участки более устойчивы к колебаниям, а какие менее устойчивы.

Исследования выполнялись двумя сейсмостанциями, одна сейсмостанция устанавливалась снаружи здания (рис. 2) с ориентированием по сторонам света таким образом, что положительное значение входного сигнала регистрируется при движении с юга на север и с запада на восток. Колебания, зафиксированные сейсмостанцией снаружи зданий, принимаются за эталон.



Рисунок 2 – Установка сейсмостанции снаружи здания



Рисунок 3 – GPS-приемник

Сигнал, поступающий с выхода сейсмометров, усиливается и подается на многоканальный аналого-цифровой преобразователь (АЦП). Код, генерируемый АЦП, фиксируется как файлы сейсмограммы регистратором на базе персонального компьютера. Оригинальное программное обеспечение позволяет вести непрерывную регистрацию сигналов, поступающих с сейсмометров, синхронизируя время получения данных с мировым временем при помощи GPS-приемника (рис. 3).

Затем для регистрации изменения колебаний в зависимости от этажности сейсмостанцию устанавливают на той же стороне здания, только внутри здания на первом, втором, третьем и четвертом этажах последовательно.

Каждый раз, после установки сейсмостанции, в течение 20-ти минут происходит регистрация свободных колебаний. Все данные записываются на устройство. После всех измерений с помощью специальной компьютерной программы происходит расшифровка данных, по которым уже можно определять, как происходит распространение колебаний внутри здания. Так же с помощью другой специальной программы можно визуализировать эти колебания в трехмерную модель.

Результатом исследований является получение информации о свободных колебаниях здания в его разных местах (табл. 1).

Таблица 1 - Результат модального анализа (экспериментальный)

Этаж	Ось	f_1 , Гц	f_0 , Гц	f_2 , Гц	T, с	D, %	$U_{\max}$	$0.707 U_{\max}$
1	y	0.28	0.34	0.39	2.941	16.196	8.30	5.87
	x	11.54	11.68	11.59	0.094	2.239	8.57	6.06
2	y	0.51	0.54	0.61	1.852	8.929	10.92	7.72
	x	8.68	8.74	8.78	0.114	0.573	1.32	0.93
3	y	3.83	4.30	4.38	0.233	6.699	9.92	7.01
	x	3.98	4.25	4.33	0.235	4.212	9.85	6.96
4	y	4.04	4.25	4.35	0.235	3.695	15.32	10.83
	x	3.97	4.00	4.02	0.250	0.626	0.61	0.43

Анализ полученных результатов проводился на основании ГОСТ Р 54859-2011 «Определение параметров основного тона собственных колебаний» [1]. Расчет собственных колебаний рассматриваемого здания выполнен с использованием программного комплекса Мономах на основе метода конечных элементов. Определена частота собственных колебаний здания для 5 форм (табл. 2).

Таблица 2 - Результат модального анализа (программный комплекс Мономах)

Форма	Частота, Гц	Период, с	Сейсмика 1, % массы	Сейсмика 2, % массы
1	1.32	0.7562	84.8	0.0
2	1.40	0.7159	0.0	85.3
3	1.63	0.6143	0.0	0.0
4	4.22	0.2370	10.5	0.0
5	4.38	0.2282	0.0	10.4
Сумма			95.3	95.7

По результатам анализа полученных экспериментальных и расчетных данных составлена сравнительная табл. 3.

Таблица 3 - Частота собственных колебаний здания.

Вид колебания	Экспериментальные исследования	Результаты расчета
Вдоль оси X	4,16	3,98
Вдоль оси Y	1,36	1,38

Максимальная погрешность численного расчета и натурных измерений составляет 4.3 %, что в таких исследованиях можно считать допустимым результатом. Сравнительный анализ позволяет сделать вывод о том, что расчетная схема, сформированная в программном комплексе, не нуждается в дополнительных корректировках и отображает существующее поведение здания при динамических нагрузках, а здание отвечает требованиям сейсмоустойчивости.

Выводы

Здания и сооружения в процессе эксплуатации получают повреждения, вызванные техногенными факторами и различными природными явлениями (в частности, сейсмической нагрузкой). Вследствие этого снижаются эксплуатационные характеристики зданий и сооружений, т.к. дефекты и повреждения влияют на понижение рабочих площадей сечений и соответственно их моментов инерции. За счет уменьшения жесткостных параметров сечений элементов конструкций происходит снижение частот собственных колебаний (в предположении неизменности массовых характеристик упругого объекта). Прочностные и жесткостные характеристики существующих объектов изменяются вследствие изменения действующих нагрузок, вызываемых как изменениями, вносимыми в современные нормы проектирования, так и сроком эксплуатации существующей застройки. Эти факторы влияют на несущую способность зданий и сооружений, а также на фактическое проявление резонанса при сейсмических воздействиях, что в свою очередь не может гарантировать безопасной

надежной эксплуатации существующих зданий и сооружений. Обследованию будут подвержены здания-представители, расположенные на территории г. Магадана одного времени постройки. Полученные в ходе исследования данные послужат основанием для дальнейшей разработки мер по усилению зданий, имеющих дефицит сейсмостойкости, а также будут способствовать процессу паспортизации существующего жилищного фонда в Магаданской области. Результаты исследований также смогут быть использованы для решения задач, поставленных федеральной целевой программой «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009 - 2018 годы».

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ Р 54659-2011. Определение параметров основного тона собственных колебаний. М. Стандартиформ, 2012.
2. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. М., 2011.
3. Еманов А.Ф., Селезнев В.С. Инженерно-сейсмологические исследования зданий и крупных промышленных сооружений с использованием мощных вибрационных источников // Активная сейсмология с мощными вибрационными источниками. – Новосибирск: ИВМиМГ СО РАН, 2004. – С. 270-296.

SEISMIC RESISTANCE OF THE EXISTING BUILDING OF THE MAGADAN REGION

Gaidai Natalia Konstantinovna¹, Candidate of Sciences, Assistant Professor,
Director

Kurtkin Sergey Viktorovich², Director

Dlinnykh Vladimir Vladimirovich¹, Senior Lecturer

Lomakina Natalia Evgenievna¹, Senior Lecturer

(¹Polytechnic Institute of the North-Eastern State University, Magadan,

²Magadan branch of FIC ECS RAS, Magadan)

ABSTRACT

The article describes the experience of conducting studies to determine the period of own building collections of existing buildings to determine actual resistance to seismic activity.

Keywords: building survey, seismic deficiency, seismic, collecting, modal analysis.

НЕОБХОДИМОСТЬ ОБСЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ВОЕННЫХ ГОРОДКОВ МО РФ. ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ

Демьянов Алексей Анатольевич, к.т.н., доцент

Булай Валерий Петрович, к.в.н., доцент

Дудурич Богдан Богданович, к.т.н.

Шевченко Павел Александрович, оператор 10 НР

(Научно-исследовательский институт (военно-системных исследований МТО
ВС РФ) Военной академии материально-технического обеспечения имени гене-
рала армии А.В. Хрулева, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

При комплексном обследовании технического состояния зданий (сооруже-
ний) объектами обследования являются грунты основания, конструкции и их
элементы, технические устройства, оборудование и сети.

По результатам обследования технического состояния здания (сооруже-
ния) заводят паспорт конкретного здания (сооружения), если он не был заведен
ранее, или проводят уточнение показателей паспорта.

Ключевые слова: обследование, износ, ремонт, техническое состояние зда-
ний.

В настоящее время в интересах Министерства обороны Российской Феде-
рации (МО РФ) эксплуатируются следующие объекты:

- военные городки;
- объекты казарменно – жилищного фонда;
- котельные;
- внешние инженерные сети.

Капитального ремонта требуют 82% жилых зданий, 67% водопроводно-
канализационного хозяйства, 72% инженерных сетей и 77% казарменно-
жилищного фонда, что в значительной мере увеличивает риски возникновения
аварийных ситуаций на эксплуатационных объектах МО РФ. Так, 18 января
2015 года в войсковой части Западного военного округа обвалился один пролет
казарменного здания (см. рис. 1). Зданию 34 года. Капитальный ремонт здания
был за год до случившейся трагедии.



Рисунок 1 – Казарменное здание войсковой части Западного военного округа после обрушения одного пролета

12 июля 2015 года произошло обрушение казармы 242-го учебного центра подготовки в посёлке Светлом города Омска (см. рис. 2) . В момент обрушения в казарме спали 337 солдат-срочников, под завалами оказались 42 военнослужащих.

В результате ЧП погибли 24 человека, ещё 21 госпитализирован с травмами различной степени тяжести.

Комплексная комиссия Министерства обороны по определению причин обрушения назвала некачественную кладку при строительстве здания казармы и ремонт в 2013 году, который только усугубил ситуацию: плиты перекрытий и вентилируемый фасад были установлены без учёта несущей способности ветхих стен.



Рисунок 2 – Обрушение казармы 242-го учебного центра подготовки в посёлке Светлом города Омска

К материалам дела также приобщена публикация «Красной Звезды» за 1990 год, рассказывающая об аналогичной аварии на территории военного городка в посёлке Светлом. Тогда секция здания, предназначенного для учащихся-артиллеристов, рухнула ещё до того, как в него заселили курсантов, поэтому ЧП обошлось без жертв и не вызвало большого резонанса.

Таким образом, назрела необходимость создания в структуре МО РФ подразделений, способных проводить технические обследования и вести мониторинг зданий, сооружений и жилых помещений военных городков.

События последних лет (строительство военных городков в Арктике, срыв сроков строительства космодрома «Дальний») показали, что необходимо формировать такие структуры в системе Материально-технического обеспечения, которые не имели бы недостатков, присущих строительным частям прошлого.

Техническое обследование зданий и сооружений - комплекс мероприятий по определению и оценке фактических значений контролируемых параметров, характеризующих эксплуатационное состояние, пригодность и работоспособность объектов обследования и определяющих возможность их дальнейшей эксплуатации или необходимость восстановления и усиления.

Процесс технического обследования включает в себя контроль, испытания, анализ и оценку конструкций зданий и сооружений в целях выяснения их эксплуатационных качеств, определения целесообразности ремонта и реконструкции, выяснения причин аварий, прогнозирования поведения конструкций в будущем.

Техническое обследование зданий и сооружений производится в связи с предполагаемой их реконструкцией и капитальным ремонтом, обнаружением дефектов строительных конструкций, вызывающих сомнение в их эксплуатационных качествах, после аварий, при возобновлении строительства после длительного перерыва в строительно-монтажных работах.

В СП 13-102-2003 и ГОСТ 31937-2011 по-разному трактуются термины технического состояния зданий (см. табл.1) [1, 2].

Таблица 1 – Сравнение СП 13-102-2003 и ГОСТ 31937-2011

СП13-102-2003	ГОСТ 31937-2011
Исправное	Нормативное (проектное)
Работоспособное	
Ограниченно работоспособное	
Недопустимое	—
Аварийное	

Вывод: в связи с вышеизложенным, в сложившихся условиях следует ожидать значительного увеличения потребности в организации технического обследования конструкций зданий и сооружений МО РФ для обеспечения их эксплуатационной надежности.

Для своевременного выявления нарушений в конструкциях и инженерном оборудовании здания необходимо владеть знаниями о том, как состояние материала конструкций проявляет себя внешними и внутренними признаками. Знания природы образования и развития дефектов позволяет предусматривать меры защиты элементов здания, предотвратить аварийные ситуации.

Таким образом, назрела необходимость создания в структуре МО РФ подразделений, способных проводить технические обследования и вести мониторинг зданий, сооружений и жилых помещений военных городков.

Для решения указанных задач в структуре МО РФ необходима подготовка современных специалистов в области технического обследования зданий, сооружений, конструктивных элементов и инженерного оборудования. В современных условиях такой специалист, осуществляющий надзор и контроль за качеством строительства, реконструкции или капитального ремонта, должен обладать обширным комплексом специальных знаний и навыков в области законодательства, нормативных документов в строительстве, правил приемки строительно-монтажных работ и строительной продукции, продукции специализированных предприятий стройиндустрии, методов проведения испытаний и оценки качества. А также обладать умением организации производственных процессов, разработки и реализации проведения неразрушающих методов контроля.

В настоящее время преподавание дисциплины «Обследования и испытания зданий и сооружений» проводится в двух военных ВУЗах: Военном институте (инженерно-техническом) и Военно-космической академии им. Можайского

при этом на эту дисциплину отведено всего 50 часов. Для подготовки специалистов высокого качества в области обследования и испытания зданий и сооружений необходимо вводить целый курс.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. –М.: МНТКС, 2011. – 89 с.
2. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. –М.: Госстрой России, 2011. – 47 с.

NECESSTY OF ORGANIZATION OF REALIZATION OF INSPECTION OF BUILDINGS AND STRUCTURES OF SOLDIERY CAMP OF MINISTRIES DEFENSIVEOF RUSSIAN FEDERATION

Demianov Aleksey Anatolevich, PhD (Eng), Associate professor

Bylai Valeri Petrovich, Candidate of Military Sciences, Associate professor

Shevchenko Pavel Aleksandrovich, operator of a 10's scientific company

(Research Institute (of Military-System Studies of Material and Technical Support of the Armed Forces of the Russian Federation) Military Academy of Material and Technical Support in the name of army General A.V. Hrulev, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

In the comprehensive examination of technical conditions of buildings (structures) the objects of the survey are soils, foundations of structures and their elements, technical devices, equipment and networks.

According to the results of technical condition survey of a building (structure) a passport of the particular building (structure) is made, if it was not made earlier, or refinement of the passport – if it was made earlier.

Nowadays, in the interest of Ministry of defence of Russian Federation used: military cities, military apartments, warm support rooms, external engineering Networks.

Total repairing needs 82% of apartments, 67% watermarks, 72% of engineering Networks and 77% of military suits. It increases risks of emergency situations of used objects of Ministry of defence.

Keywords: inspection, wear, repair, technical state of building.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КИРПИЧНЫХ СВОДОВ ИСТОРИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ

Деркач Валерий Николаевич¹, заместитель директора, д.т.н.

Галалюк Антон Владимирович¹, инженер

Беспалов Владимир Владимирович², инженер

(¹Филиал РУП «ИНСТИТУТ БелНИИС» «Научно-технический центр»,

Республика Беларусь, Брест)

(²Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,

Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье приведен анализ напряженно-деформированного состояния кирпичного свода исторического здания. Показано, что несущая способность свода определяется прочностью кладки на сжатие в направлении действия главных напряжений. Приведены результаты исследований прочности при сжатии под различными углами к горизонтальным растворным швам каменной кладки из полнотелого керамического кирпича. Установлено, что прочность каменной кладки при сжатии, а также характер ее разрушения зависят от угла приложения нагрузки к горизонтальным растворным швам. Минимальные значения прочности при сжатии кладки имеют место при направлении сжимающего усилия под углами к горизонтальным швам кладки $\theta = 250 - 400$. Полученные результаты рекомендуется использовать при оценке прочности каменной кладки в направлении траекторий главных сжимающих напряжений, возникающих в кирпичных сводах и расчете их несущей способности при обследовании исторических зданий.

Ключевые слова: каменный свод, несущая способность, кирпичная кладка, прочность на сжатие и растяжение.

Введение

Обследования исторических распорных систем, особенно сводов, выявляют многочисленные примеры деформированных конструкций, утративших часть вертикальных опор, подпружинных арок, связей или других элементов, которые не вписываются в теоретическую расчетную схему свода. Следовательно, исторические кирпичные своды способны к частичным изменениям или

полной перестройке начальной рабочей схемы за счет своих скрытых резервов [1]. При действии эксплуатационной нагрузки или неравномерной осадке фундаментов здания геометрические формы кирпичных сводов определяют направление возникающих в них силовых потоков под различными углами к растворным швам каменной кладки.

Поэтому диагностика технического состояния и оценка несущей способности кирпичных сводов при обследовании исторических зданий является достаточно сложной задачей, адекватное решение которой возможно только при учете конструктивных особенностей сводов и их совместной работы с вертикальными несущими конструкциями здания, а также анизотропии прочностных и деформационных характеристик каменной кладки.

Проверка предельного состояния несущей способности кирпичного свода

В настоящее время при выполнении поверочных расчетов напряжения и деформации в каменных сводах, как правило, рассчитываются методом конечных элементов (МКЭ) с помощью инженерных программных комплексов. Конечно элементный (КЭ) анализ позволяет исследовать механизмы изменения рабочей схемы сводов при их деформировании, учесть нарушения целостности каменной кладки в случае устройства различного рода отверстий для пропуска инженерных коммуникаций при реконструкции зданий, деградацию каменной кладки, вызванную неблагоприятными воздействиями внешней среды.

Задача может решаться как в плоской, так и объемной постановке. Каменная кладка обычно рассматривается, как гомогенный (однородный) материал, наделенный обобщенными деформационными характеристиками кладочных камней и раствора. При расчете напряженно-деформированного состояния (НДС) свода кладку из полнотелого керамического кирпича допускается представлять материалом с изотропными деформационными характеристиками [2, 3]. На основании расчетов МКЭ устанавливаются значения и траектории действия главных напряжений.

На рис. 1 показан общий вид и объемная КЭ модель одного из обследуемых крестовых кирпичных сводов.

а)



б)

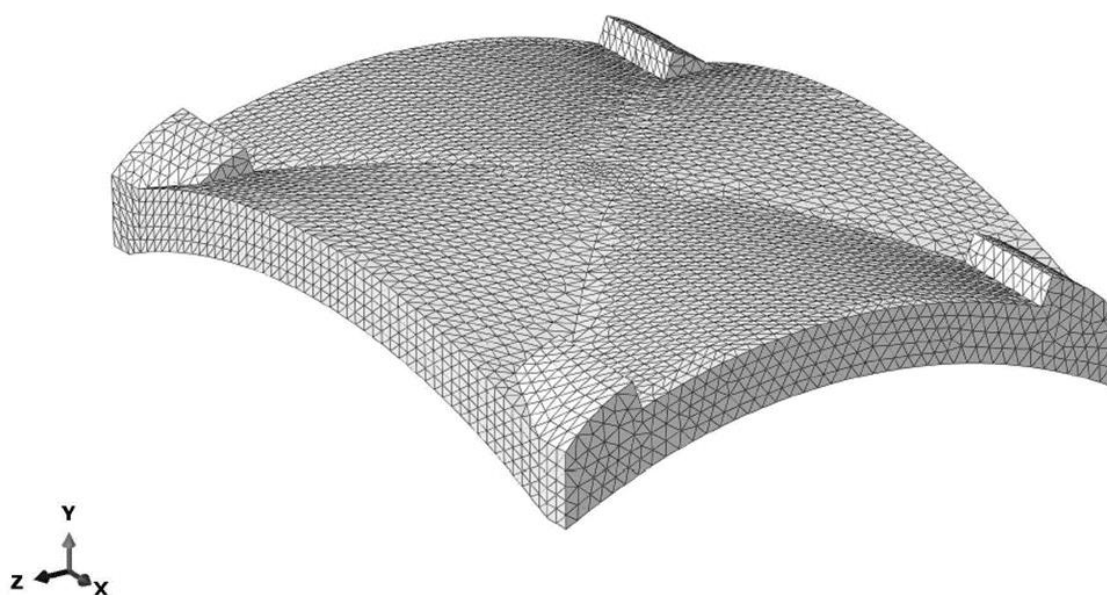
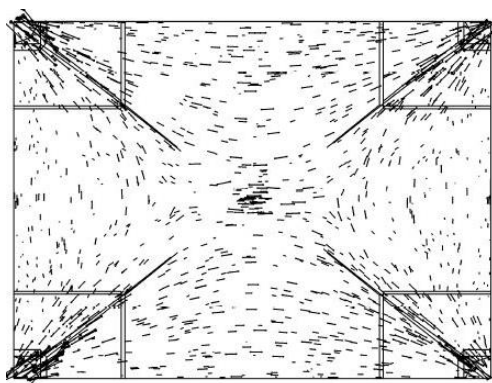


Рисунок 1- Общи вид с фрагментом утолщения опорной пяты со стороны внешней поверхности крестового кирпичного свода (а) и его КЭ модель (б)

На рис. 2 приведены результаты расчетного анализа НДС кирпичного свода, на котором показаны траектории действия главных сжимающих напряжений.

а)



б)



Рисунок 2- Траектории действия главных сжимающих напряжений в кирпичном своде: а)– по нижней поверхности свода; б)– в диагональном сечении

Из рис. 2 следует, что доминирующая концентрация главных сжимающих напряжений имеет место вдоль диагоналей свода, т.е. в местах пересечения распалубок, при этом их траектории направлены под углом примерно 45^0 к горизонтальным растворным швам кладки.

Проверка предельного состояния несущей способности свода производится из условия, согласно которому значения главных напряжений в каменной кладке не должны превышать значений ее прочности при сжатии в соответствующем направлении [4].

Проблема заключается в отсутствии в отечественных нормах данных о прочностных характеристиках кладки под углами к ее главным осям анизотропии, которые совпадают с направлением вертикальных и горизонтальных растворных швов.

Исследование анизотропии прочности каменной кладки при сжатии

С целью получения данных об анизотропии прочностных характеристик каменной кладки в филиале РУП «БелНИИС» -НТЦ были проведены испытания образцов, выполненных из полнотелого керамического кирпича, подвер-

женных действию сжимающей нагрузки под различными углами к горизонтальным растворным швам. Испытаниям подвергались опытные образцы кладки, изготовленные из полнотелого керамического кирпича М150 на известково-цементном растворе прочностью $f_m=7,9$ МПа (рис. 3) [5].

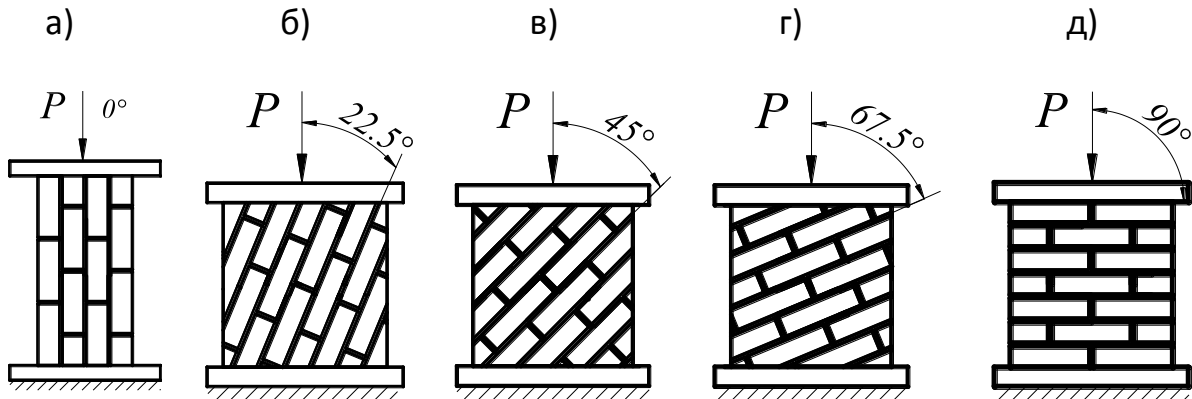
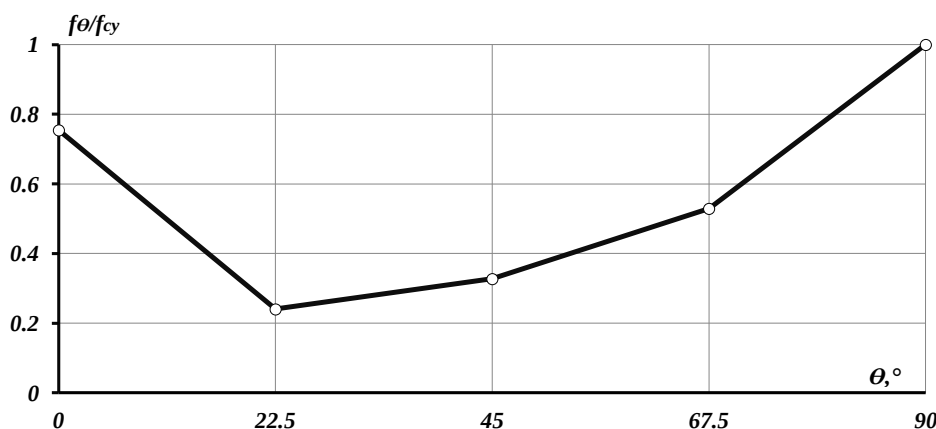


Рисунок 3 - Схема испытаний образцов кладки сжимающей нагрузкой под углами к горизонтальным растворным швам θ : а) - $\theta = 0^\circ$; б) - $\theta = 22,5^\circ$; в) - $\theta = 45^\circ$; г) - $\theta = 67,5^\circ$; д) - $\theta = 90^\circ$

Установлено, что прочность каменной кладки при сжатии и характер ее разрушения, в значительной степени определяется углом приложения сжимающей нагрузки к горизонтальным растворным швам. На рис. 4 приведен график зависимости отношения прочностей при сжатии кладки под углом к горизонтальным растворным швам θ (f_θ) и 90° (f_{cy}) от угла направления сжимающей нагрузки θ .



f_{cy} — прочность кладки при сжатии перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов

Рисунок 4 - График зависимости « $\frac{f_\theta}{f_{cy}} - \theta^\circ$ »

Из рис. 4 следует, что минимальные значения прочности при сжатии кладки имеют место при направлении сжимающего усилия (F_c) под углами к горизонтальным швам кладки $\theta = 25^\circ - 40^\circ$. При указанных углах наклона F_c разрушение опытных образцов кладки происходило вследствие сдвига в плоскости горизонтальных растворных швов. Объясняется это тем, что при действии сжимающего усилия под углами $0^\circ < \theta < 90^\circ$ на характере разрушения каменной кладки отражаются возникающие в ней касательные напряжения, значения которых возрастают с уменьшением угла направления F_c к горизонтальным швам каменной кладки.

Заключение

Достоверная оценка несущей способности обследуемого кирпичного свода может быть получена только при учете анизотропии прочностных характеристик каменной кладки, из которой выполнен свод. Установив косвенно или прямыми методами испытаний прочность кладки свода на сжатие перпендикулярно плоскости горизонтальных швов, на основании зависимости, приведенной на рисунке 4, можно ориентировочно оценить прочность каменной кладки в направлении траекторий главных сжимающих напряжений. Проверка предельного состояния несущей способности свода выполняется путем сопоставления расчетных значений прочностных характеристик каменной кладки с расчетными значениями главных напряжений, полученными в результате статического расчета кирпичного свода.

ЛИТЕРАТУРА

1. Исследования деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем. Методические рекомендации. - Министерство культуры РСФСР, Объединение Реставрация. - М.: 1989. - 171 с.
2. Деркач В.Н. Анизотропия деформационных свойств каменной кладки// Научно-технические ведомости СПбГПУ - Наука и образование. - 2011. - №1(117). - С. 201-298.
3. Деркач В.Н. Деформационные характеристики каменной кладки в условиях плоского напряженного состояния// Строительство и реконструкция. - Орел: ОрелГТУ. - 2012. - №2 (40). - С. 3-11.

4. Орлович Р.Б., Деркач В.Н. Критерии прочности, применяемые в зарубежной практике расчета и проектирования каменных конструкций// Известия высших учебных заведений. Строительство. – №6.–2011.– С.101-106.
5. Галалюк А.В. Прочность каменной кладки при сжатии под различными углами к горизонтальным растворным швам // Строительная наука - 2014: теория, образование, практика, инновации (посвящается 55-летию ИСиА САФУ). Сборник трудов междунар. научно-техн. конф., г. Архангельск, 22-23 мая 2014 г. Под ред. Лабудина Б.В. – Архангельск: Изд-во ООО «Типография «ТОЧКА», 2014. – С. 68-73.

BEARING CAPACITY OF THE BRICK VAULTS IN HISTORIC BUILDINGS

Derkach Valeriy Nikolaevich¹, Doctor of Sciences, Deputy Director

Galaluk Anton Vladimirovich¹, Engineer

Bespalov Vladimir Vladimirovich², Engineer

(¹Branch office of the RUE "Institute BelNIIS" - Scientific-Technical Center,
Republic of Belarus, Brest)

(²Peter the Great Saint-Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg)

ABSTRACT

The article contains an analysis of the stress-strain state of the brick vault in historic building. It is shown that the bearing capacity of the vault is determined by the compression strength of the masonry in the direction of the action of the principal stresses. The results of studies of compression strength at various angles to horizontal mortar joints of masonry from solid ceramic bricks have been presented. It is established that the compression strength of masonry, as well as its fracture behavior, depend on the angle of action of the load to the horizontal mortar joints. The minimum compressive strengths of the masonry take place when the compressive force is directed at angles to the horizontal joints of the masonry $\theta = 25^{\circ} - 40^{\circ}$. The obtained results are recommended to be used in assessing the strength of masonry in the direction of the trajectories of the main compressive stresses arising in brick vaults and assessing their bearing capacity in the inspection of historic buildings.

Keywords: brick vault, bearing capacity, masonry, compression and tension strength.

ЭФФЕКТИВНОЕ ПОВЫШЕНИЕ УРОВНЯ НАДЕЖНОСТИ АЭС ЗА СЧЕТ ВВЕДЕНИЯ ШЕСТОГО ЗАЩИТНОГО БАРЬЕРА

Землянский Анатолий Андреевич¹, д.т.н., профессор

Землянский Константин Анатольевич², инженер цеха

(¹Балаковский инженерно-технологический институт филиал МИФИ,

²ТАИ (Балаковская АЭС)

АННОТАЦИЯ

В статье рассматривается вопрос эффективного повышения уровня эксплуатационной надежности энергогенерирующих ядерных объектов на примере Балаковской АЭС за счет введения в систему управления надежностью АЭС шестого защитного барьера.

Ключевые слова: защитные барьеры, надежность, магнитометрические датчики, остаточные напряжения.

Во всем мире безопасность атомных станций независимо от технологических особенностей АЭС базируется на концепции глубоко эшелонированной защиты. Такая концепция предусматривает создание ряда последовательных физических защитных барьеров на пути распространения радиоактивных веществ в окружающую среду в результате возникновения на АЭС какой-либо внештатной аварийной ситуации на первом или втором контуре действующей АЭС.

При этом в настоящее время на всех АЭС Российской Федерации имеется 5 классических защитных барьеров. В частности, в первый защитный барьер входит топливная матрица. Так как известно, что металлический уран ^{235}U химически сверхактивен. В мелкораздробленном состоянии уран ^{235}U загорается даже при комнатной температуре. При 100°C вода начинает реагировать с ураном сначала медленно, затем при повышении температуры этот процесс ускоряется причем металлический уран начинает разбухать и распадаться на отдельные фрагменты, поэтому использовать чистый уран в качестве топлива на практике затруднительно, а в большинстве случаев просто не предоставляется возможным.

В середине 20 века установлено, что к надежному ядерному топливу относятся некоторые окислы и карбиды урана, в частности двуокись урана UO_2 , так как температура ее плавления достигает 2800°C при плотности 10,4- 10,75 г/см³.

При этом у двуокиси урана нет фазовых переходов, и она слабо подвержена набуханию, чем обычные сплавы урана, что позволяет на практике повысить процент выгорания урана в реакторе. Высокая температура плавления и химическая стабильность двуокиси урана по отношению к цирконию, ниобию и нержавеющей стали предотвращают выход продуктов деления за пределы тепловыделяющих элементов за исключением самых крайних аварийных ситуаций и условий. На практике именно этот первый барьер в виде топливных таблеток из диоксида урана удерживает более 98% радиоактивности даже при некотором нарушении температурного режима технологического процесса в реакторе.

Вторым защитным барьером в современных АЭС является - оболочка ТВЭла, так как в качестве материала для изготовления защитных трубок ТВЭлов используется рекристаллизованный сплав циркония. Очень высокие преимущества циркония заключаются в удачном сочетании ядерных и физических характеристик с высокими механическими и коррозионными свойствами материала. Кроме отмеченного цирконий коррозионно стоек к воздействию большинства сред используемых в качестве теплоносителя ядерных реакторов, а также характеризуется очень высокими технологическими свойствами. Наибольшее распространение в реакторах ВВЭР-1000 получил сплав Э-110, в состав которого входит цирконий с одним весовым процентом ниобия. Плотность данного сплава $6,55 \text{ г/см}^3$, а температура плавления достигает 1860°C . При детальном исследовании свойств сплава Э-110 было установлено, что температура 350°C является своеобразной критической точкой, после которой прочностные свойства сплава ухудшаются, а пластические свойства увеличиваются. При этом наиболее резкое изменение свойств сплава происходит в интервале $400\text{--}500^\circ\text{C}$. При температуре примерно 950°C цирконий начинает взаимодействовать с водяным паром, что приводит к его окислению. При достижении 1200°C эта реакция может протекать очень интенсивно с выделением дополнительного тепла, которое может разогреть оболочку ТВЭла до плавления, при этом образуется много свободного водорода, который относится к очень взрывоопасной среде. Именно поэтому в последние годы на ряде АЭС, в частности на Балаковской АЭС и Калининской АЭС стали использовать более современный циркониевый сплав Э-635 для оболочек ТВЭлов, который обладает более высокими механическими характеристиками и меньшей радиационной ползучестью и коррозией при высоких рабочих температурах.

Третьим защитным барьером на действующих АЭС является – граница рабочего контура теплоносителя реактора. В состав первого контура типового унифицированного реактора ВВЭР-1000 входят следующие элементы:

- реактор;
- четыре циркуляционные петли, каждая из которых включает в себя главные циркуляционные трубопроводы 990х70; главный циркуляционный насос, парогенератор, в состав которого входит теплоноситель первого контура, а также коллектора и теплообменные трубки;
- система компенсации давления теплоносителя;
- трубопроводы систем нормальной эксплуатации и систем безопасности, подключенные к первому контуру до первой запорной арматуры.

В целом полный объем первого контура реактора ВВЭР-1000 с РУ В-320 составляет 370 м³.

Четвертым защитным барьером в типовых отечественных АЭС является герметичное ограждение оборудования первого контура реакторной установки.

На практике защитная железобетонная оболочка, как дополнительная конструкция, обеспечивающая необходимую дополнительную безопасность для окружающей среды, была впервые применена в 1953 году в новой конструкции экспериментального реактора Ноллзкой лаборатории атомной энергетики в США. В отечественной ядерной энергетике так же, как и за рубежом, все оборудование первого контура заключается в предварительно-напряженную железобетонную герметичную оболочку, которая может выдержать даже несанкционированный удар самолета.

Пятым защитным барьером в современных АЭС является биологическая защита.

Прямым назначением биологической защиты на атомных станциях является максимальное снижение внешнего облучения во всех режимах работы станции до уровня, не превышающего допустимого, значение которого регламентировано действующими нормативными документами. При этом все возможные экраны биологической защиты от радиоактивного облучения могут выполняться либо из железобетона различной плотностью от 2,2 г/см³ до 3,3 г/см³, либо из воды или металлической облицовки из стали 08Х18Н-10Т по ГОСТ 5632-72.

Железобетон в качестве биологической защиты применяется в шахте реактора, бассейне выдержки и перегрузки, защитной цилиндрической преднапря-

женной оболочке, в которой находится все оборудование первого контура. В несущих и ограждающих конструкциях обстройки реакторного отделения, хранилище твердых и радиоактивных отходов и ряде других рабочих и несущих элементах.

Вода в чистом виде и с добавлением бора используется в качестве биологической защиты в бассейне выдержки и перегрузки, в шахтах ревизии ВКУ и в реакторе.

Металлическая облицовка в качестве биологической защиты используется в бассейне выдержки и перегрузки в шахте реактора, а также в защитной внешней преднапряженной цилиндрической оболочке реакторного отделения.

Однако учитывая тот факт, что все объекты атомной энергетики относятся к уникальным сооружениям и одновременно идентифицируются согласно СТО 1.1.1.02.009.0873-2012 «Обеспечение безопасности при эксплуатации зданий и сооружений атомных станций» как – опасные производственные объекты с повышенным уровнем ответственности соответственно по следующим признакам:

- использование на АЭС рабочих сред с высокими технологическими параметрами ($T=320/274^{\circ}\text{C}$, $P=160/60$ кгс/см²);

- наличие в рабочей зоне первого и второго контура главных циркуляционных насосов, мощных турбоагрегатов высокого и низкого давления, насосного оборудования, мощных мостовых и полярных кранов, высокой гидродинамической нагрузки в бассейне выдержки и перегрузки - формирующие дополнительные статические и динамические нагрузки на несущие и ограждающие конструкции, относящиеся по существующей нормативной литературе к незаменимым элементам и интенсивно снижающие уровень их остаточного ресурса.

Все вышеперечисленное свидетельствует о том, что, по нашему мнению и мнению многих международных и отечественных экспертов, в существующую систему безопасности АЭС следует ввести шестой защитный барьер в виде системы активного мониторинга незаменимых несущих и ограждающих конструкций РО и МО, которая будет контролировать напряженно-деформированное состояние наиболее ответственных элементов АЭС, активно влияющих на общий уровень безопасности рассматриваемого объекта.

В частности, к таким важным и критически опасным элементам относятся прежде всего:

- бассейн выдержки и перегрузки, уровень эксплуатационной надежности которого необходимо контролировать в режиме онлайн;
- железобетонная защитная оболочка реакторного отделения, уровень преднапряжения и НДС которой необходимо контролировать в текущем режиме;
- хранилище твердых и радиоактивных отходов, в котором необходимо контролировать НДС железобетонных боксов для хранения отходов;
- фундамент турбоагрегата с обязательной оценкой статических и динамических напряжений в его несущих конструкциях во время пуска остановки и текущей работы турбоагрегата с определением в режиме онлайн – частоты собственных и вынужденных колебаний объекта, а также логарифмических декрементов колебаний основного тона объекта как в продольном, так и в поперечном направлениях;
- каркас машинного отделения, электроэтажерки и деаэрационного отделения АЭС с регистрацией НДС каркаса во всех режимах эксплуатации;
- подкрановые балки и рабочий мост полярного крана в РО, а также тяжелых мостовых кранов машинного зала АЭС с оценкой уровня их НДС при ремонтных работах и внештатных ситуациях.
- фундаменты под силовое теплотехническое оборудование, включая парогенераторы и главные циркуляционные насосы АЭС с включением в систему мониторинга и оценку напряженно-деформированного состояния анкерных болтов крепления трубопроводов первого и второго контуров и специализированного оборудования, а также специальных демпферных систем.

Наличие на АЭС работающей системы мониторинга НДС позволит на практике предотвратить и не допустить возникновения на действующей АЭС какой-либо предаварийной, либо аварийной ситуации, связанной с переходом в критическую зону работы любого из вышеперечисленных силовых и конструктивных незаменимых элементов. Особенно этот факт важен в связи с продлением срока службы действующих энергоблоков согласно требований Федеральной программы «Энергетическая стратегия России на период до 2030 года», в которой заложены главные принципы повышения энергоэффективности и безопасности атомной энергетики России в новом веке, за счет:

- повышения установленной мощности действующих энергоблоков;
- повышения уровня безопасности и надежности эксплуатации модернизированных блоков;

- и продления срока безопасной эксплуатации действующих энергоблоков.

Введение шестого защитного барьера косвенно диктуется, по нашему мнению, еще и тем, что с целью стабилизации уровня эксплуатационной надежности действующих АЭС на проектном уровне в ходе повышения мощности действующих энергоблоков и продления срока их эксплуатации, Правительством Российской Федерации и ОАО «Концерн Росэнергоатом» были разработаны и введены в действие ряд новых нормативных документов, регламентирующих необходимость организации активного мониторинга НДС для особо ответственных и критически важных несущих и ограждающих конструкций и заменяемых элементов АЭС, в частности:

- Федеральный закон №384-ФЗ от 30.12.2009 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»;

- ГОСТ 31997-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»;

- РД ЭО 1.1.2.99.0624-2011 «Мониторинг строительных конструкций атомных станций».

Все отмеченное свидетельствует о высокой актуальности и необходимости создания инновационной системы активного мониторинга НДС нового поколения, способной работать в жестких условиях действующих энергоблоков АЭС как на несущих элементах из металла, так и из тяжелого бетона и железобетона. Так как предотвращение любой потенциально возможной аварийной ситуации на вышеуказанных заменяемых несущих и ограждающих конструкциях АЭС с помощью предлагаемой автором инновационной системы мониторинга позволит на практике эффективно решить проблему повышения безопасности действующих АЭС в ходе продления их срока службы.

В настоящее время известно 5 классических методов организации мониторинга НДС технологического оборудования и несущих конструкций уникальных, высотных, экологически опасных и энергогенерирующих объектов, основанных на использовании:

1. Тензометрических датчиков;
2. Струнных датчиков;

3. Оптоволоконных датчиков;
4. Акустоэмиссионных систем;
5. Динамических методов испытания объектов с применением специального очень дорогостоящего вибродиагностического оборудования.

Все вышеперечисленные системы мониторинга имеют ряд очень серьезных недостатков, обусловленных:

- Высокой стоимостью вышеуказанных измерительных систем при длительном и многолетнем использовании в жестких условиях эксплуатации на действующих АЭС;
- Относительно низкой чувствительности и разрешающей способности используемого оборудования;
- Низкой надежностью отдельных элементов системы;
- Наличие «дрейфа нуля» (самопроизвольное изменение показаний);
- Релаксацией и ползучестью рабочего слоя клея в тензометрических датчиках и в материале струны струнных датчиков во времени;
- Невозможностью использования струнных и акустоэмиссионных методов при динамических режимах испытания и эксплуатации исследуемых объектов;
- Невозможностью оценки так называемых «остаточных» напряжений и накопленных усталостных явлений в материале эксплуатируемой конструкции в результате воздействия жесткой радиации или других технологических воздействий.

Следует также отметить, что в отличие от предлагаемой системы, ни одна из вышеперечисленных систем не позволяет измерить или хотя бы оценить уровень так называемых «остаточных» напряжений в конструкционном материале, которые в ряде случаев могут достигнуть критических пределов, что зачастую приводит на практике к необратимым и лавинообразным разрушениям объекта. При этом теоретически возможен случай, когда сложное и высокоответственное инженерное сооружение может стать просто непригодным к дальнейшей эксплуатации даже при самых минимальных внешних нагрузках, либо из-за наличия в материале высоких «остаточных» напряжений, либо из-за выгорания в облицовке, несущих металлических конструкциях и в рабочей арматуре ЖБК легирующих элементов с одновременным накоплением повреждений в указанном материале на атомарном уровне из-за жесткого облучения последнего.

Кроме того следует отметить, что в настоящее время не существует каких либо надежных измерительных систем и датчиков способных измерять НДС арматуры в ЖБК (так, в СП 52-101-03 и РД ЭО 1.1.2.99.0867-2012 рекомендовано определять уровень напряжения в продольной арматуре ЖБК только расчетным путем с использованием ширины раскрытия трещин и расстояния между трещинами).

С целью решения указанной проблемы авторы настоящей статьи разработали инновационную системы мониторинга НДС как для ферромагнитных материалов, используемых в облицовке или в несущих металлических конструкциях АЭС (см. рис. 1), так и для оценки НДС рабочей арматуры в железобетонных конструкциях, что сделано впервые.

Предлагаемая система мониторинга разработана на основе использования эффекта Форстера [3], в основу которого положена зависимость относительной магнитной проницаемости ферромагнитных сред от уровня действующих в материале напряжений.

При этом, на магнитоупругий датчик и систему активного мониторинга НДС ферромагнитных материалов авторами получен патент № 2295118 и подготовлена заявка на изобретение на метод измерения НДС в рабочей арматуре ответственных железобетонных конструкций АЭС с использованием того же эффекта Форстера.



Рисунок 1 - Общий вид системы мониторинга ферромагнитных материалов

Таблица 1 - Технические характеристики существующих и разработанной системы мониторинга НДС незаменяемых несущих конструкций

№ п/п	Наименование технических характеристик	Система мониторинга НДС на основе использования			
		Тензометрических датчиков	Струнных датчиков	Оптоволоконных датчиков	Магнитоупругих датчиков
1	Диапазон измерения (МПа)	+/-300	+/-350	+/-380	+/-450
2	Чувствительность (МПа)	0.2	0.1	0.2	0.01
3	Погрешность (%)	5	2	1	0.5
4	Частотный диапазон (Гц)	0-1000	-	0-5000	0-10000
5	Ползучесть, дрейф нуля (%)	0,1	0,05	0,05	отсутствует
6	Температурный диапазон работы (°C)	-20 +40	-30 +60	-30 +50	-40 +70
7	Возможность измерения «остаточных» напряжений	отсутствует	отсутствует	отсутствует	имеется

Детальное сравнение технических характеристик традиционных систем и предложенной автором системы активного мониторинга НДС ферромагнитных материалов и арматуры в ЖБК на основе использования новых магнитометрических датчиков, представленное в табл. 1, позволило установить, что:

- все традиционные системы мониторинга измеряют уровень напряженного состояния материала конструкций косвенным путем измерения фибровых деформаций материала, которые на практике могут возникать не в результате изменения напряженного состояния конструкции, а в результате совсем других причин, например, в результате ползучести клея между датчиком и материалом конструкции, либо в результате изменения температурного или влажностного режима объекта и т.д.;

- в предлагаемой системе мониторинга на основе магнитометрических датчиков измерение напряженного состояния материала конструкций выполняется на атомарном уровне за счет косвенной оценки изменений в атомарной решетке материала возникших только в результате фактического изменения напряженного состояния материала, что очень важно;

- ни одна из традиционных систем мониторинга не позволяет оценить уровень «остаточных» напряжений в материале несущих конструкций АЭС, а предлагаемая система мониторинга на основе магнитоупругих датчиков позво-

ляет оценить уровень «остаточных» и действующих напряжений в материале обследуемой конструкции, что повышает степень достоверности получаемых результатов;

- кроме того, тензометрические, струнные и оптоволоконные датчики не позволяют организовать длительные измерения НДС конструкций в связи с ползучестью клеевых соединений и материала преднапряженных струнных и оптоволоконных датчиков, а предлагаемые магнитоупругие датчики не имеют указанных недостатков и могут использоваться на рабочих объектах АЭС неограниченно длительное время, что позволяет использовать предлагаемые системы в течении всего срока эксплуатации атомной станции;

- уровень чувствительности и надежности магнитоупругих датчиков значительно выше, чем у традиционных систем мониторинга при меньшей стоимости;

- кроме отмеченного, разработанная система мониторинга позволяет измерять уровень напряженно-деформированного состояния материала несущих конструкций АЭС не только в статическом режиме, но и в динамическом режиме, без использования дополнительного электронного оборудования и в полном соответствии с требованиями ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. «Правила обследования и мониторинга технического состояния»;

- разработанная система мониторинга позволяет также измерять, например, у фундамента турбоагрегата и других высокоответственных элементов АЭС, частоту собственных колебаний объекта, логарифмический декремент основного тона собственных колебаний в различных направлениях, скорость и ускорение колебаний отдельных несущих конструкций обследуемого объекта, что позволяет на практике предупредить любую внештатную предаварийную, либо аварийную ситуацию на фундаменте турбоагрегата с одновременным повышением уровня безопасности и надежности его эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Федеральная программа «Энергетическая стратегия России на период до 2030 года» Постановление Правительства РФ №1715 от 13.11.2009 г.
2. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений ФЗ №384-ФЗ от 30.12.2009 г.
3. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. ГОСТ 31937-2011. М.: МИТКС 2012. 68 с.

4. Методика оценки технического состояния и остаточного ресурса строительных конструкций атомных станций. РД ЭО 1.1.2.99.0867-2012 М.: ОАО «Концерн Росэнергоатом» 2012. 30 с.
5. Мониторинг строительных конструкций атомных станций. РД ЭО 1.1.2.99. 624-2011 М.: ОАО «Концерн Росэнергоатом» 2012. 68 с.
6. *Землянский К.А., Землянский А.А.* Магнитоупругий датчик. Патент № 2295118 С1 БИ №1 М., 2007.
7. *Землянский А.А.* Мониторинг и управление надежностью зданий и сооружений различного назначения//Ж. Промышленное и гражданское строительство. –М., 2004 №9 С39
8. *Forster F.Z.* fur Metallkunde. #43. 1952
9. *Землянский К.А., Землянский А.А.* Инновационная система активного мониторинга НДС несущих и ограждающих конструкций энергогенерирующих объектов//Труды X Межд. науч. прак. конференции «Безопасность в ядерной энергетике» Волгодонск. БИТИ (филиал) НИЯУ МИФИ 2014 С41-45
10. *Землянский К.А., Землянский А.А.* Инновационная система НДС несущих конструкций и силового оборудования гидротехнических сооружений. Сб. статей. II Международной научно-практической конференции БИТИ (филиал) НИЯУ «МИФИ» 2016 Балаково. С81-90

EFFECTIVE RELIABILITY NUCLEAR POWER PLANTS DUE TO THE INTRODUCTION OF THE SIXTH PROTECTIVE BARRIER

Zemlyanskiy Anatoly Andreevich¹, Professor
Ulybin Aleksey Vladimirovich¹, Ph. d., Assoc. Prof.
Zemlyanskiy Konstantin Anatolievich², engineer workshop
 (¹St. St. Petersburg Polytechnic University of Peter the great,
²Taee (Balakovo NPP))

ABSTRACT

The article deals with the question of the effective increase in the level of operating reliability of power generation nuclear facilities at-least Balakovo NPP due to the introduction of the sixth nuclear power plant reliability management system of the safety barrier.

Keywords: protective barriers for reliability, magnetic sensors, residual stresses.

ИННОВАЦИОННАЯ СИСТЕМА МОНИТОРИНГА НДС НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ И СИЛОВОГО ОБОРУДОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Землянский Анатолий Андреевич¹, д.т.н., профессор

Землянский Константин Анатольевич², инженер цеха

(¹Балаковский инженерно-технологический институт филиал МИФИ,

²ТАИ (Балаковская АЭС))

АННОТАЦИЯ

В статье рассматривается вопрос эффективного повышения уровня эксплуатационной надежности гидротехнических сооружений на примере Саяно-Шушинской ГЭС за счет введения в систему управления надежностью ГЭС инновационной системы мониторинга НДС несущих конструкций и энергогенерирующего силового оборудования ГЭС.

Ключевые слова: аварии, активный мониторинг, надежность гидротехнического объекта, магнитометрические датчики, остаточные напряжения.

Спектр аварийных ситуаций на гидротехнических объектах из-за отсутствия надежной системы активного мониторинга технического состояния исследуемых объектов очень широк. Так, даже краткий обзор аварийных ситуаций, начиная только с начала XX века, включает в себя очень крупные аварии на железобетонных плотинах, шлюзах, гидрозатворах, системе крепления гидротурбин, силовом оборудовании, системе преобразования и передачи электроэнергии потребителю и т.д. [8,9,10,11].

Остановимся сначала только на авариях различных плотин гидротехнических сооружений. Так, 12 марта 1928 года разрушилась железобетонная плотина в Сент-Френсис, высотой 59 метров, прорванная водой в Калифорнии (США) в результате возникновения недопустимо больших напряжений в теле плотины, в частности в бетоне и рабочей арматуре плотины, что сначала привело к появлению трещин в теле плотины, а затем к лавинообразному разрушению плотины. В результате вода с верхнего бьефа по каньону понеслась огромной волной, высота которой достигла - более 40 метров. При этом вода разрушила ГЭС, находившуюся в 25 км ниже по течению, затопила долину на 80 км. В зоне катастрофы погибло более 600 человек из местных жителей и сотрудников разрушенных гидротехнических объектов.

2 марта 1959 г. на реке Рейран (Франция) рухнула арочная плотина Мальпассе длиной по гребню 222 метра, построенная в 7 километрах к северу от города Фрежюс на юге Франции. Причины разрушения плотины были связаны с проливными дождями и переполнением водохранилища выше критической отметки. В результате отсутствия на плотине действующей системы активного мониторинга НДС тела плотины, уровень напряжений в бетоне и арматуре плотины достиг предельных значений и плотина, не выдержав напора воды, начала разрушаться. В ходе затопления города Фрежюс погибло 423 человека, а общий ущерб составил в денежном эквиваленте более 68 миллионов долларов США.

9 октября 1963 года произошла катастрофа на одной из высочайших в мире плотин Вайонт в итальянских Альпах, высота которой достигала 262 м. Разрушение плотины также произошло в результате обильных дождей. Часть скалы из-за перенапряжения скальных пород сошла в водохранилище, в результате мгновенно образовалась огромная волна высотой около 200 м., которая перехлестнула через гребень плотины, разрушив только несколько метров плотины в верхней зоне, но этого было достаточно для того чтобы погибло около 2500 человек.

7 августа 1975 г. произошло разрушение железобетонной плотины в Китае. При этом высота плотины составляла 118 м. Разрушение плотины произошло в результате переполнения водохранилища из-за проливных дождей и перенапряжения бетона и рабочей арматуры плотины, а также из-за отсутствия системы активного мониторинга НДС тела плотины. В результате было затоплено 7 районных центров и несчетное количество деревень. Кроме того, было разрушено более 5960 домов. В ходе затопления нижней акватории плотины погибло 26 тыс. человек, а затем в течение года из-за голода и начавшихся эпидемий погибло еще более 145 тыс. человек.

14 июня 1993 г. разрушилась плотина на Кисилевском водохранилище в результате паводковых дождей и износа силового оборудования гидрозатвора.

7 августа 1994 г. разрушилась плотина Тирлянского водохранилища в Башкирии из-за дождевых паводков, отказа оборудования гидрозатворного узла и наличия микротрещин в рабочих рычагах гидрозатвора, возникших в результате недопустимой динамической перегрузки указанных силовых элементов.

17 августа 2009 г. в 8 час. 13 мин. Произошла крупнейшая авария в Российской истории техногенных катастроф на Саяно-Шушинской ГЭС, которая требует особого внимания и детального разбора в представленной работе.

В результате аварии погибло 75 человек, серьезно пострадало 13 человек. Всей гидрогенерирующей мощности России был нанесен колоссальный ущерб. Для выявления причин аварии была сформирована Государственная комиссия, которая установила, что главная причина аварии - чисто техническая. В частности считается, что из-за особенности конструкции гидроагрегата №2 в его креплении (шпильках) образовались усталостные трещины, которые при повышенной вибрации всего турбоагрегата привели к их неконтролируемому разрушению. В результате верхнюю крышку турбины сорвало напором воды, со всеми тяжелейшими аварийными последствиями.

Однако авторы настоящей работы считают, что главной причиной аварии на Саяно-Шушинской ГЭС является отсутствие эффективной системы активного мониторинга напряженно-деформированного состояния шпилек, системы регистрации явления приближения частоты колебаний шпилек к резонансу и, самое главное, отсутствие активной обратной связи с вышеуказанной системой мониторинга в Федеральной системе автоматического регулирования режима работы энергосистем по частоте и мощности (АРЧМ) и системе группового регулирования активной и реактивной мощности (ГРАРМ), установленной непосредственно на самой станции. Последнее привело к тому, что гидроагрегат №2 в ходе автоматической работы АРЧМ и ГРАРМ без учета уровня напряжений в шпильках и наличия в гидроагрегате №2 предрезонансного состояния во время его входа в частотную зону, нерекомендованную по паспорту для длительной работы, просто вошел **в резонанс**, что и привело к мгновенному разрыву рабочих шпилек крепления турбоагрегата и срыву крышки с последующим затоплением машинного зала ГЭС.

Все отмеченное подтверждается графиком радиальных вибраций подшипника турбины гидроагрегата №2 в момент аварии 17 августа 2009 г., представленного на рис. 1.

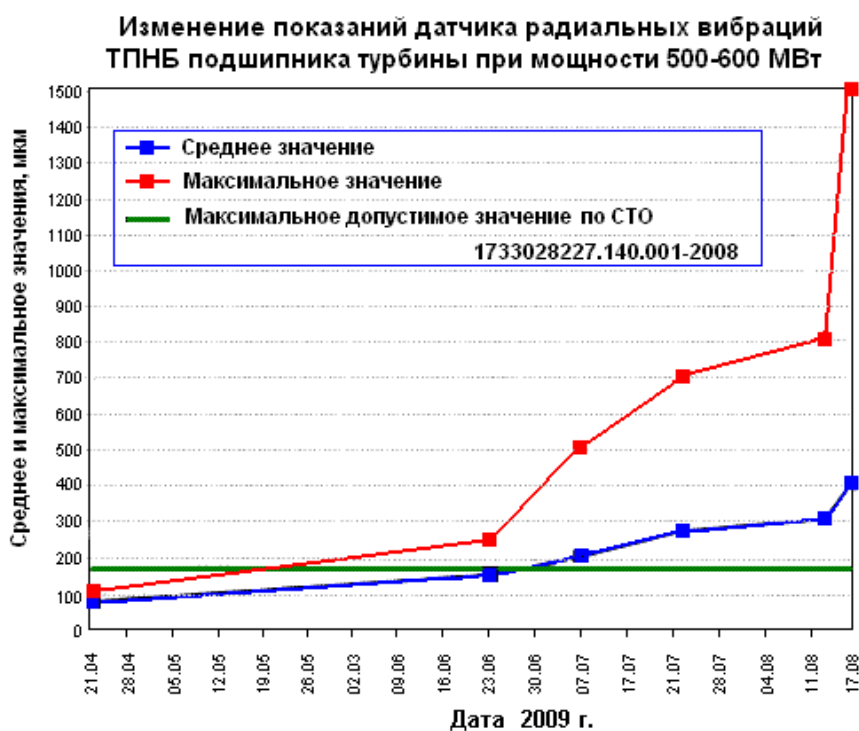


Рисунок 1 - График радиальных вибраций подшипника турбины гидроагрегата №2

При этом на рисунке видно, что радиальные вибрации подшипника гидроагрегата № 2 в предаварийный период явно вошли в резонанс с воздействием внешней динамической нагрузки, что и явилось доминирующей причиной аварии на Саяно-Шушинской ГЭС.

Детальный анализ всего вышеприведенного материала свидетельствует, что главной проблемой в обеспечении необходимой безопасности современных гидротехнических сооружений является отсутствие системы активного мониторинга на действующих гидротехнических объектах и отсутствие активной обратной связи между системой мониторинга НДС и динамических характеристик состояния объекта с Федеральной системой автоматического регулирования режима работы энергосистем по частоте и мощности (АРЧМ) и системой группового регулирования активной и реактивной мощности (ГРАРМ), размещенной на самих станциях. В результате автоматическое регулирование режима работы всех энергосистем по мощности и частоте в дистанционном и удаленном режиме с Федерального уровня может привести к новым авариям, без учета технического состояния гидротурбин и без создания активной обратной связи указанных систем (АРЧМ) и (ГРАРМ) с предлагаемой системой активного мониторинга напряженно-деформированного состояния регулируемого объекта.

Внимательный анализ всех выше перечисленных аварий на гидротехнических объектах, а также учет нарастания аварий на различных объектах специального назначения свидетельствует о безусловной актуальности рассматриваемой проблемы. Так, по данным Минстроя России только за период с мая 2011 по май 2012 г. в России обрушились несущие конструкции 57 зданий и сооружений специального назначения и частично энергогенерирующего назначения.

При этом по оценке независимых экспертов на указанных объектах отсутствовали какие-либо системы эффективного мониторинга напряженно-деформированного состояния (НДС) несущих конструкций и силового оборудования.

Понимая высокую актуальность данной проблемы, Правительство РФ сразу же после аварии на Саяно-Шушинской ГЭС инициировало принятие Федерального закона № 384-ФЗ от 30.12.2009 года «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [2], в котором одним из ключевых элементов обеспечения безопасности является необходимость создания автоматизированной системы мониторинга напряженно-деформированного состояния несущих конструкций и силового оборудования на различных объектах специального и гидрогенерирующего назначения.

Необходимость создания указанных систем определена и в других нормативных документах, в частности в СТО 70238424.140.035-2009 «Методика и оценка технического состояния гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации», ГОСТ Р 22.1.12.-2005 «Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Структурированная система мониторинга и управления инженерными системами зданий и сооружений», ГОСТ Р 53778-2010 и ГОСТ 91937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния зданий и сооружений» [3,4,5].

Однако созданные и эксплуатируемые на сегодняшний день системы мониторинга имеют ряд недостатков, обусловленных прежде всего отсутствием в настоящее время первичных датчиков нового поколения, способных надежно зарегистрировать динамику изменения напряженно-деформированного состояния несущих конструкций объекта и силового оборудования с одновременным определением частотных характеристик колебания эксплуатируемого оборудования и несущих элементов крепления с целью предупреждения возникновения на ГЭС каких либо предаварийных ситуаций.

Именно поэтому в Федеральной программе «Энергетическая стратегия России на период до 2030 года» [1] заложены главные принципы повышения энергоэффективности гидроэнергетики России, за счет:

- повышения безопасности гидротехнических сооружений;
- повышения установленной мощности гидроэлектростанций;
- продления ресурса гидрогенерирующих объектов;
- снижения энергозатрат на собственные нужды за счет повышения эффективности гидрооборудования;
- модернизации гидроэлектростанций за счет использования новых и инновационных технологических решений.

При этом «Принцип безопасности гидротехнических сооружений» занимает в Федеральной программе главное и доминирующее место, что требует обязательного учета и оперативного внедрения инновационной системы активного мониторинга нового поколения для оценки НДС несущих конструкций и силового оборудования, предложенной авторами настоящей работы, в новом XXI веке.

При этом только создание и внедрение на гидротехнических объектах предложенной инновационной системы активного мониторинга НДС несущих конструкций и силового оборудования гидротехнических сооружений, по нашему мнению, позволит потенциально эффективно выполнить все 5 принципов повышения энергоэффективности гидроэнергетики России.

В настоящее время известно и широко применяются на практике 5 основных методов организации активного мониторинга несущих конструкций и силового оборудования различных зданий и сооружений специального назначения, которые основаны на использовании:

1. Тензорезисторных датчиков;
2. Струнных датчиков;
3. Оптоволоконных датчиков;
4. Акустоэмиссионных систем;
5. Динамических методов испытания с применением дорогостоящего вибродиагностического оборудования.

Однако, по мнению автора, все вышеперечисленные датчики и методы позволяют измерять уровень напряженно-деформированного состояния несущих конструкций или силового оборудования гидротехнических сооружений

только косвенно, в частности, по уровню нарастания фибровых деформаций, причина возникновения которых может быть связана не только с силовым воздействием на конструкции или материал оборудования, но и с температурным или влажностным воздействием, что на практике очень трудно разделить. Поэтому достоверность получаемых показаний систем мониторинга с использованием указанных первичных датчиков до сегодняшнего дня остается достаточно низкой.

Все вышеперечисленные системы мониторинга имеют ряд очень серьезных недостатков, обусловленных:

- высокой стоимостью измерительных систем и первичных датчиков;
- относительно низкой чувствительностью и разрешающей способностью;
- низкой надежностью отдельных элементов системы: так, тензометрические датчики при незначительном изменении влажности самого датчика, либо подложки мгновенно выходит из строя, а струнные датчики имеют при этом очень узкий диапазон работы, что часто приводит к тому, что они уже в процессе установки перестают нормально функционировать;

- необходимостью иметь в системе измерения НДС электронных усилителей, коэффициент усиления которых должен быть выше 10^6 , что очень часто приводит к серьезному «дрейфу нуля» и самопроизвольному изменению рабочих показаний системы мониторинга;

- релаксацией и ползучестью контактного слоя из клея, бумажной или слюдяной прокладки между тензодатчиком или оптоволоконным датчиком и рабочей средой, а также материала струны струнных датчиков во времени и пространстве;

- невозможностью использования струнных и акустоэмиссионных методов при динамических режимах испытания и эксплуатации исследуемых гидротехнических объектов, что имеет место в нашем случае;

- невозможностью определения так называемых «остаточных напряжений и накопленных усталостных явлений в материале конструкции или силового оборудования в результате длительных гидродинамических воздействий или агрессивного кавитационного воздействия воды на силовые элементы гидротехнических сооружений.

Все это делает вышеуказанные системы мониторинга ненадежными и неконкурентоспособными для использования на уникальных и очень ответствен-

ных гидросооружениях России, обеспечивающих всю энергобезопасность страны.

Именно для решения возникших проблем на основе использования эффекта Форстера, авторами разработан магнитоупругий датчик, в физическую и конструктивную основу которого положена классическая зависимость относительной магнитной проницаемости ферромагнитных сред, в частности металла, от интенсивности действующих в рабочей среде напряжений [6,7]. А на основе практического использования данного датчика авторы разработали пилотный вариант системы активного мониторинга НДС несущих конструкций и силового оборудования гидротехнических сооружений.

Разработанная система активного мониторинга позволяет, в отличие от классических систем, эффективно измерять очень широкий диапазон рабочих параметров несущих конструкций и силового оборудования как в статическом, так и в динамических режимах в полном соответствии с требованиями нормативной документации, в частности СТО 70238424. 140.035-2009 «Методика и оценка технического состояния гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации» [3], ГОСТ Р 22.1.12.-2005 «Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Структурированная система мониторинга и управления инженерными системами зданий и сооружений» [4].

При этом разработанная система мониторинга позволяет измерять следующие параметры:

- действующие напряжения в материале силового оборудования и несущих строительных конструкциях;
- динамические напряжения в рабочей арматуре железобетонных конструкций;
- остаточные напряжения, косвенно характеризующие историю нагружения объекта в ходе всего периода эксплуатации;
- частоту собственных колебаний силового оборудования и несущих конструкций исследуемого гидротехнического объекта;
- скорость динамических колебаний исследуемого сооружения;
- ускорение динамических колебаний;
- логарифмический декремент затухания свободных колебаний исследуемого гидротехнического объекта.

Но самое главное, предлагаемая система позволяет очень эффективно без использования дорогостоящего обследования и применения дополнительных вибродатчиков и специального оборудования - по изменению частоты собственных колебаний силового оборудования и частоты собственных колебаний несущих конструкций ГЭС, определять уровень снижения остаточного ресурса силового оборудования и несущих конструкций гидротехнических сооружений, что в целом может резко повысить уровень безопасности действующих гидротехнических сооружений.

Кроме того внедрение предлагаемой инновационной системы мониторинга позволит полностью предотвратить возникновение каких-либо предаварийных или аварийных ситуаций в ходе интенсивной эксплуатации гидротехнических объектов за счет создания жесткой электронной обратной связи между предлагаемой системой мониторинга и действующими системами (АРЧМ) и (ГРАРМ), которые до аварии на Саяно-Шушенской ГЭС работали и перераспределяли установленные мощности ГЭС на всей территории России без автоматического учета технического состояния работающего гидрогенерирующего оборудования и системы его крепления к несущим конструкциям ГЭС, что позволит одновременно устранить и негативное влияние так называемого «человеческого фактора» при эксплуатации ГЭС.

ЛИТЕРАТУРА

1. Федеральная программа «Энергетическая стратегия России на период до 2030 года» утверждена распоряжением Правительства РФ от 13 ноября 2009 года №1715-р.
2. Федеральный закон от 30 декабря 2009 года №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» (с изменениями и дополнениями).
3. СТО 70238424.140.035-2009 «Методика и оценка технического состояния гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации»
4. ГОСТ Р 22.1.12.-2005 «Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Структурированная система мониторинга и управления инженерными системами зданий и сооружений»
5. ГОСТ 91937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния зданий и сооружений».
6. Forster F. «Z. Fur Metalkunde», 1954, № 45.

7. Землянский А.А. Патент №229511 Магнитоупругий датчик. Выдан 22 декабря 2005 г. (18 с.)

Интернет ресурсы:

8. <http://alternativenergy.ru/energiya/688-avarii-na-ges.html> - «Крупнейшие аварии ГЭС».
9. <http://ria.ru/incidents/20090817/181228926.html> - ЧП на ГЭС (список аварий по годам в разных частях света).
10. <http://dic.academic.ru/dic.nsf/ruwiki/86823> - «О Саяно-Шушенской ГЭС» (эксплуатация, строительство, аварии).
11. <http://saiga20k.livejournal.com/29734.html> - «Причины аварии на Саяно-Шушенской ГЭС».

AN INNOVATIVE SYSTEM FOR MONITORING THE VAT-BEARING STRUCTURES AND POWER EQUIPMENT OF HYDRAULIC STRUCTURES

Zemlyanskiy Anatoly Andreevich¹, Professor
Ulybin Aleksey Vladimirovich¹, Ph. d., Assoc. Prof.
Zemlyanskiy Konstantin Anatolievich², engineer workshop
(¹St. St. Petersburg Polytechnic University of Peter the great,
²Taee (Balakovo NPP))

ABSTRACT

The article deals with the question of the effective increase in the level of operating reliability of hydraulic structures for example, Sayano–Shushenskaya HPP due to introduction of reliability management system innovation monitoring system HPS VAT bearing designs and power generation hydroelectric power equipment.

Keywords: accident, active monitoring, reliability of the technical object gidroteh magnetometric sensors, residual stresses.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА НА ОКРУЖАЮЩУЮ ЗАСТРОЙКУ И ГРУНТОВОЙ МАССИВ

Казанцев Александр Игоревич, к.т.н., ассистент

Дохолян Нелли Араиковна, студент

(Санкт-Петербургский горный университет, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В работе рассматриваются вопросы обеспечения безопасного строительства и эксплуатации зданий и сооружений в условиях сложившейся городской застройки. Подчеркивается необходимость выполнения геодезических наблюдений за деформациями земной поверхности. Представлены положения численного анализа напряженно-деформированного состояния грунтового массива, нарушенного открытой выработкой, позволившие посредством программных комплексов выполнить моделирование и определить границы потенциально опасных зон на земной поверхности в зависимости от глубины котлована и механических свойств грунтов. По результатам анализа процесса деформирования земной поверхности у котлована сделаны выводы о характере распределения деформаций и выделены участки для геодезических наблюдений широко используемыми электронными тахеометрами. Отмечена целесообразность и эффективность геодезических наблюдений за смещениями земной поверхности в условиях сложившейся городской застройки. Представлена методика наблюдений, включающая разные технологические схемы тахеометрической съемки.

Ключевые слова: деформации, геодезический мониторинг, численное моделирование, здания и сооружения, котлован, потенциально-опасная зона влияния.

Одной из главных особенностей строительства зданий в условиях сложившейся городской застройки является интенсификация строительства. Возведение новых объектов производится в непосредственной близости от существующей застройки. Подобная ситуация заставляет застройщиков искать максимально эффективные способы использования подобных строительных площадок. В настоящее время наиболее актуальным решением признается использование подземного пространства с заглублением фундаментов, цокольных этажей и этажей под размещение комплексов инженерного оборудования и автомобильных парковок и т. д. При этом в ходе котлованных работ, связанных с

устройством ограждающих конструкций возможны риски по обеспечению сохранности соседних зданий. Во многих случаях отмечены деформации примыкающих к площадке зданий [1]. Происходит это из-за наличия большой толщи слабых водонасыщенных грунтов, которые отличаются особенностью переходить в плавунное состояние, и как следствие, происходит развитие деформационного процесса в зоне подлежащей застройке.

Существующие методики измерения деформаций зданий на застроенной территории, включают в себя лишь наблюдения за смещениями деформационных марок, закрепленных на зданиях, прилегающих к строительной площадке [2, 3]. При таком подходе результаты измерений лишь констатируют негативный процесс.

Таким образом, обеспечение безопасных условий эксплуатации соседних зданий связано с необходимостью контролирования развития деформационного процесса в зоне, подлежащей застройке. Такие наблюдения должны проводится совместно с традиционными (измерения смещений деформационных марок на здании) для возможности более полного анализа развития деформационного процесса.

Существует несколько подходов для анализа развития деформационного процесса. Прогрессивным считается использование численных методов. В связи с тем, что массив горных пород представляет собой анизотропную среду, разбитую на отдельные блоки, использование численных методов в решении задач прогнозирования развития деформационного процесса является актуальным. В наши дни в мировой практике, в процессе проведения геотехнического мониторинга пользуются методами численного моделирования на основе методов механики сплошной среды. Численные методы моделирования обеспечивают надежную прогнозную оценку степени влияния строящегося объекта на окружающую застройку и грунтовой массив, помогает определить структуру крепления, т.е. сделать строящейся объект безопасным и стабильным.

При этом в процессе возведения новых объектов становится очевидно, что численное моделирование дает результаты, которые отличаются от данных, которые наблюдаются в период строительства на площадке. Это приводит к изменению проектных решений, увеличению сроков и тратам лишних средств на стадии строительства.

Различия, которые проявляются между моделью и наблюдениями возникают из-за того, что горные породы являются дискретной средой. Использование численного моделирования задач механики сплошной среды ограничивается из-за отсутствия программных кодов. В некоторых случаях (например, в рыхлых или сильно трещиноватых породах) применение численного моделирования методов механики сплошных сред совершенно невозможно.

В современных условиях, вследствие совершенствования вычислительной техники, программных комплексов и теоретической базы стало возможным создавать модели на основе механики дискретной среды. Методы дискретной механики обеспечивают более надежные результаты и дают хорошее физическое понимание решаемой задачи. Они также помогают снизить сроки и стоимость строительства за счет уменьшения различий между смоделированными и наблюдаемыми на строительной площадке результатами.

При проведении исследований было промоделировано влияния строительства (котлована) на земную поверхность. Принята к рассмотрению самая неблагоприятная ситуация, когда боковые обнажения котлована не закреплены. Это сделано, намерено, имея в виду случай, когда стена в грунте по каким-то причинам не работает. В данной ситуации лучше организация контроля высоких строительных технологий. Другим аспектом является то, что система «основание–сооружение» весьма сложна и поэтому нельзя исключить возможность деформации зданий и без обнаружения деформаций на земной поверхности. Ведь деформации здания могут быть вызваны и вследствие нарушения требований эксплуатации.

В качестве исследуемых объектов были выбраны котлованы с геометрическими параметрами характерными для строительства в Санкт-Петербурге. Физико-механические свойства горных пород были определены по таблицам в соответствие с ТСН 50-302-2004 [4]. Выделены 3 типа грунтовых массивов с усредненными характеристиками грунта, 1 тип «слабые грунты» с модулем деформации ($E < 10$ МПа), 2 тип «грунты средней прочности» ($E=10-100$ МПа) и 3 тип – «прочные грунты» ($E>100$ МПа).

Моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) массива горных пород, выполнялось с использованием программного комплекса (ПК) Plaxis 3D, который базируется на широко известном методе конечных элементов. Этот метод относится к числу вариационно-разностных. в нем осуществ-

ляется дискретизации расчетной области, занимаемой телом, на конечные элементы [5]. Для описания поведения грунта применялась упругопластическая модель Кулона-Мора. Использование данной модели требует определения четырех расчетных параметров грунта: модуля общей деформации E , коэффициента Пуассона ν , сцепления c и угла трения ϕ . Механические свойства пород в моделях варьировались в следующих интервалах: модуль упругости от 2 до 1 ГПа, коэффициент Пуассона принят равным 0.3-0.4, сцепление от 10 до 100 кПа, угол внутреннего трения принят равным 20-30°. Геометрические параметры котлованов: длина 20-100м, ширина 4-100м, глубина 3-20м. Удельный вес (γ) для всех моделей принят одинаковым и составил значение 17 кН.

Потенциально-опасная зона (ПОЗ) влияния строительства котлована устанавливалась по аналогии с оценкой зоны влияния подземной разработки полезных ископаемых (границ мульды сдвижения) [6], где для определения границы зоны влияния приняты следующие критерии деформаций земной поверхности: горизонтальные деформации не должны превышать $0,5 \times 10^{-3}$, наклоны $0,5 \times 10^{-3}$.

Исследовано более 100 моделей и были получены зависимости, характеризующие размеры ПОЗ влияния строительства для котлованов с разными геометрическими характеристиками и механическими свойствами массива горных пород. На рис. 1 представлен результат многовариантного моделирования, который характеризует зависимости размеров ПОЗ у котлована с разными геометрическими и прочностными характеристиками (h – глубина котлована, м).

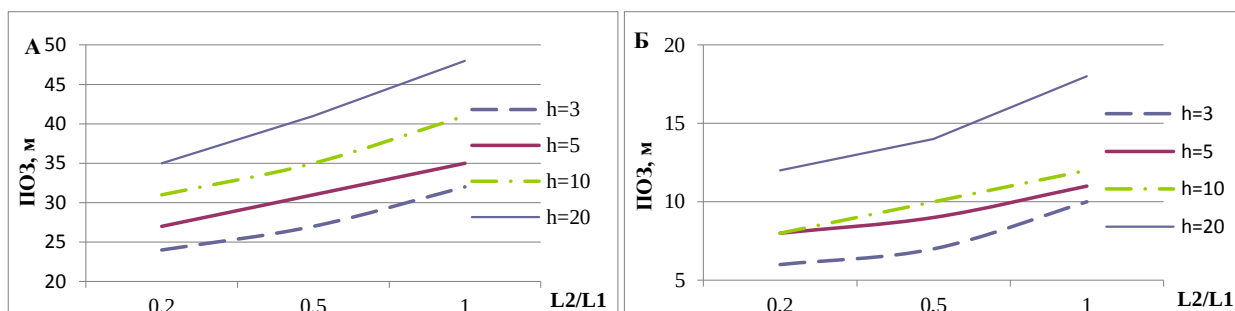


Рисунок 1 – Зависимость размера ПОЗ от геометрических параметров котлована и свойств грунта: А – при $L1=20$ м для 1 типа грунта; Б - при $L1=100$ м для 3 типа грунта

Как видно по рис. 1 размеры ПОЗ на земной поверхности зависят от глубины котлована и механических свойств грунта. Кроме того, прослеживается тенденция увеличения ПОЗ при увеличении ширины котлована ($L2$) и при ее приближении к длине ($L1$).

На основе полученных по результатам моделирования зависимостей построена номограмма для определения ПОЗ на земной поверхности для котлованов с разными геометрическими характеристиками, механическими свойствами массива горных пород. На рис. 2 представлена номограмма, построенная для котлована, имеющего геометрические параметры: глубина $h = 5$ м, $L1 = 50$ м, $L2 = 50$ м. Номограмма связывает глубину h , длины сторон котлована $L1$ и $L2$ (лучи на номограмме), тип грунта (кривые на номограмме), на котором возводится котлован и значение размера ПОЗ на земной поверхности R (горизонтальная ось). Размер ПОЗ составил 55 м.

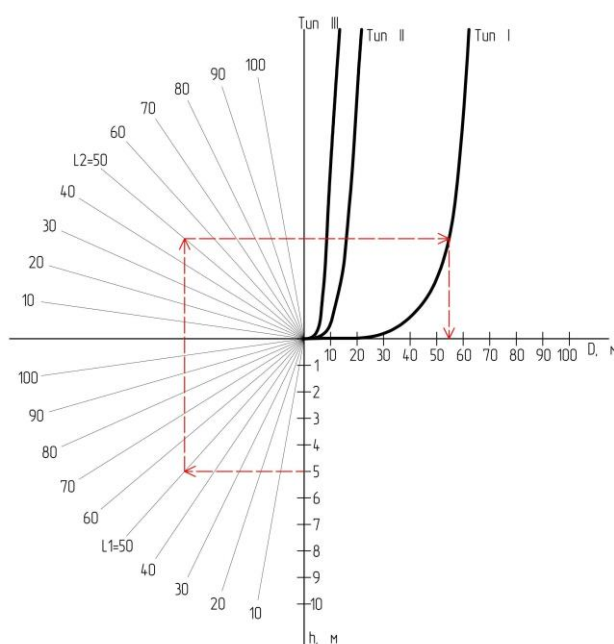


Рисунок 2 - Номограмма для определения ПОЗ от котлована на земной поверхности

Реализация контроля безопасных условий эксплуатации зданий и сооружений в условиях мегаполиса должна также предусматривать проведение специальных наблюдений за процессом деформирования земной поверхности вблизи строящегося объекта.

Следует отметить, что в нормативной документацией по городскому строительству, существуют рекомендации по осуществлению геодезических наблюдений за деформациями грунтового массива в зоне опасного влияния. Существующие рекомендации по наблюдению за деформационным процессом сводятся, как правило, к измерению смещений реперов во всей зоне влияния строящегося объекта [3]. Однако, в этом случае измерения пришлось бы проводить с достаточно высокой точностью (менее 1 мм).

На наш взгляд, измерение деформационного процесса разумно осуществлять путем дифференцированной оценки зоны опасного влияния устройства котлована. Выполняя наблюдения за смещениями деформационных марок, закладываемых на контрольных участках в границах ПОЗ, можно будет заблаговременно определять степень опасности деформационного процесса и своевременно принять меры по предотвращению негативного процесса. Данные участки отнесены к границам наружного контура котлована. В этих контрольных участках оценку деформационного процесса достаточно выполнять с сантиметровой точностью. Разработаны технологические схемы геодезических наблюдений, обеспечивающие требуемую точность.

Наблюдения за процессом деформирования организуется следующим образом. Тахеометр приводится в рабочее положение над съемочной станцией. В меню тахеометра выбирается режим измерений «обратная засечка» и выполняются наблюдения на пункты опорной сети. Со съемочной станции измеряются все направления и стороны, включая направления на пункты опорной сети и деформационные марки. В результате проведенных наблюдений получают координаты деформационных марок. Сравнивая координаты деформационных марок, полученные в разных циклах наблюдений, определяют горизонтальные смещения деформационных марок. По изменению расстояний между деформационными марками определяют горизонтальные деформации земной поверхности.

Стоит отметить, что такая обоснованная дифференцированная оценка зоны влияния котлована, позволит решить важный вопрос перехода зданий в аварийное состояние, четко разделить случаи, когда строительство новых объектов влияет, и когда нет.

ЛИТЕРАТУРА

1. Колыбин, И. В. Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях / И. В. Колыбин. – М.: НИИОСП. - 36 С.
2. Шеховцев, Г. А. Современные геодезические методы определения деформаций инженерных сооружений: монография / Г. А. Шеховцев, Р. П. Шеховцова. — Нижний Новгород: ННГАСУ. - 2009. - 156 С.
3. МДС 13-22.2009. Методика геодезического мониторинга технического состояния высотных и уникальных зданий и сооружений. – Москва. - 2010.

4. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. ТСН 50-302-2004 – введ. 2004-08-05. – СПб. - 2004. – Режим доступа: http://snipov.net/c_4634_snip_108096.html.
5. Господариков, А.П. Математическое моделирование прикладных задач механики горных пород и массивов / А.П. Господариков, М.А. Зацепин. – Санкт-Петербург: Записки горного университета. – 2014. - С. 217-221.
6. Инструкция по наблюдениям за сдвигами земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений: РД 07-166-97. – Режим доступа: <http://files.stroyinf.ru/Data1/11/11278/>.

ASSESSMENT OF INFLUENCE OF THE CONSTRUCTION ON SURROUNDING BUILDING AND SOIL MASSIF

Kazantsev Aleksandr Igorevich, PhD, Assistant Lecturer

Doholyan Nelly Araikovna, Student

(Saint-Petersburg Mining University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The issues of ensuring safe construction and operation of buildings and constructions in the conditions of the developed urban development are considered. Need of performance of geodetic observations of deformations of the earth's surface is emphasized. The provisions of the numerical analysis of the strain-stress distribution of the soil body damaged by the open-cut were presented, which allowed to perform the modeling and to determine the borders of the potentially dangerous zones on the land surface depending upon the depth of the foundation pit and the mechanical properties of soils. As a result of the analysis of the deformation process of the land surface near the foundation pit, the conclusions of the character of deformations distributions were made and the land lots were allocated for the geodesic observations by means of the widely used electronic tacheometers. The practicability and efficiency of the geodesic observations of displacements of the land surface were noticed under the conditions of the urban infill. The technique of observations, including various technological schemes of tacheometric survey, has been developed.

Keywords: deformations, geodetic monitoring, numerical simulation, buildings and structures, excavation, potential-dangerous zone of influence.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОБЪЕКТОВ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ АТОМНОЙ ЭНЕРГИИ ПРИ ПРОДЛЕНИИ СРОКА ИХ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Корольков Дмитрий Игоревич, студент
(Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются этапы комплексного обследования объектов использования атомной энергии. Кратко представлена суть методики определения остаточного ресурса зданий и сооружений, основанная на использовании общего логико-вероятностного метода. Описаны проблемы, возникающие при обследовании, и разработаны предложения по их решению.

Ключевые слова: комплексное обследование, объект использования атомной энергии (ОИАЭ), остаточный ресурс, общий логико-вероятностный метод (ОЛВМ), схемы функциональной целостности, безотказная работа.

Согласно п. 2.1 [1] при достижении ОИАЭ назначенного (или 30-летнего) срока эксплуатации эксплуатирующая организация должна провести оценку возможности продолжения эксплуатации ОИАЭ. Одним из мероприятий позволяющим оценить остаточный ресурс зданий и сооружений является проведение комплексного обследования.

Комплексное обследование ОИАЭ проходит в несколько этапов.

Первый этап заключается в сборе исходных данных об объекте (объектах) обследования. Организация, эксплуатирующая ОИАЭ, по запросу специализированной организации, проводящей комплексное обследование, предоставляет ряд документов (чертежи зданий и сооружений, отчет по обоснованию РБ, сведения о ранее проводившихся обследования, реконструкция, ремонтах, конструктивных элементов, инженерных систем, технологического оборудования зданий и сооружений, паспорта на источники ионизирующего излучения (ИИИ), отчеты по радиационному контролю (РК) за последние 3 года и др.), которые дают представление о конструктивных элементах зданий и сооружений, системах безопасности, о работах, проводимых с ИИИ и их типах, о назначении ОИАЭ и т. п.

Второй этап заключается в разработке общей и частных программ обследования, а также методики определения остаточного ресурса.

Содержание общей программы комплексного обследования ОИАЭ должно соответствовать п. 3.4.1 [1].

Частные программы комплексного обследования детализируют положения общей программы. В общем случае разрабатываются следующие частные программы:

- частная программа радиационного обследования;
- частная программа обследования строительных конструкций;
- частная программа обследования системы вентиляции;
- частная программа обследования системы электроснабжения;
- частная программа обследования оборудования.

Первые две программы составляются во всех случаях. Остальные - при наличии данных систем. Содержание частных программ не регламентируется [1], поэтому она составляется в произвольной форме. Частные программы могут содержать следующие разделы:

- описание объекта обследования;
- цели и задачи обследования;
- порядок проведения и объём работ по обследованию;
- методика обследования;
- содержание и порядок оформления отчетной документации;
- требования к мерам безопасности и технологические ограничения при производстве работ;
- перечень используемых нормативно-технических документов;
- материально-техническое и метрологическое обеспечение работ;
- перечень приборов и средств измерений при выполнении обследования;
- примеры формы ведомости дефектов и повреждений, актов обследования.

Методика определения остаточного ресурса разрабатывается с целью определения максимально возможного дополнительного срока эксплуатации ОИАЭ. В этом и заключается одна из особенностей обследования ОИАЭ. При обследовании зданий и сооружений, где не проводятся работы с ИИИ и их хранение, выполняют поверочный расчет с фактическими прочностными характеристиками материалов на выполнение условий прочности по первому и второ-

му предельных состояний (и то не всегда). Здесь же определяют дополнительный срок эксплуатации.

Это различие проявляется в выборе метода расчета. В первом случае применяется метод предельного состояния, во втором – общий логико-вероятностный метод (ОЛВМ).

Методика обычно состоит из следующих разделов:

- введение;
- общая характеристика объектов обследования;
- классификация систем и элементов объекта обследования по степени радиационной опасности и обеспечения безопасности;
- методология расчета остаточного ресурса и надежности строительных конструкций и инженерных систем (при наличии);
- описание используемого программного комплекса для расчетов с приложением его аттестационного паспорта;
- примеры выполнения расчета.

Первостепенной задачей при определении остаточного ресурса зданий и сооружений, является установление их текущего технического состояния, степени и уровней повреждения их элементов и систем, важных для безопасности, прогнозирование их развития в соответствии с установленными закономерностями вплоть до перехода объекта в предельное состояние.

Определение остаточного ресурса систем, важных для обеспечения безопасности, производится по результатам обследования их технического состояния и при выполнении следующих условий:

- известны параметры технического состояния (ТС) объекта;
- известны механизмы повреждения элементов объекта;
- известны критерии предельных состояний объекта, достижение которых возможно при развитии выявленных повреждений или параметров износа.

В качестве основного показателя остаточного ресурса в результате прогноза должен определяться гамма-процентный ресурс, задаваемый двумя численными значениями: наработкой и вероятностью того, что в течение этой наработки предельное состояние не будет достигнуто (т.е. вероятностью безотказной работы – P_1).

На основе расчета и имеющихся статистических данных по отказам элементов или систем получают показатели вероятности безотказной работы в год для всех важных для радиационной безопасности объекта элементов – $P_i(t)$.

С использованием полученных значений $P_i(t)$ на основе составленной схемы функциональной целостности (СФЦ) с помощью программного комплекса (ПК) (используемый ПК в обязательном порядке должен быть аттестован согласно [2]) производится расчет показателей надежности в целом для данного объекта, определяются вклады отдельных элементов и систем в общий показатель надежности, а полученный расчетный показатель (логический критерий функционирования – ЛКФ (таким критерием может служить, например, вероятность безотказной работы, наработка до отказа и т.д.)) сопоставляется с рекомендуемыми нормативными значениями. По результатам сравнения делаются выводы о степени надежности ОИАЭ и о возможности его дальнейшей эксплуатации. В качестве основных показателей надежности в методике выбираются: вероятность безотказной работы и средняя (или гамма-процентная) наработка до отказа. Из сопоставления расчетного показателя надежности с нормативным (P_n) определяется гамма-процентный срок службы данного элемента ОИАЭ, при котором нормативный показатель (P_n) не будет превышен. Одновременно определяется назначенный дополнительный срок эксплуатации T_n (остаточный ресурс), в течение которого P_n не будет превышен.

Влияние износа (повреждения) на надежность строительных конструкций в Рекомендациях оценивается уменьшением общего нормируемого коэффициента надежности (запаса).

Оценка технического состояния (износа) различных строительных конструкций приведена в [3].

Общая оценка износа здания или сооружения производится по формуле:

$$\varepsilon = \frac{\alpha_1 * \varepsilon_1 + \alpha_2 * \varepsilon_2 + \dots + \alpha_i * \varepsilon_i}{\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_i}, \quad (1)$$

где:

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_i$ – максимальная величина износа отдельных видов конструкций,

$\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_i$ – коэффициенты значимости отдельных видов конструкций.

Наряду с вероятностными критериями приближенная оценка остаточного ресурса строительных конструкций объекта (зданий, сооружений и т.д.) с различными доверительными вероятностями, соответствующими принятым в [4]

для технических состояний, может быть произведена с использованием квантилей нормального распределения по формуле:

$$T_{ост} = (T_H - U_{\alpha} * \sigma) - t_{эксп}, \quad (2)$$

где:

T_H – нормативный срок эксплуатации объекта (здания, сооружения), лет;

$t_{эксп}$ – календарный срок реальной эксплуатации объекта, лет;

σ – среднеквадратичное отклонение (СКО) срока службы конструктивного элемента от его среднего значения, принято равным $\approx 0,18 \times T_H$;

U_{α} – квантиль распределения Гаусса, соответствующий принятой доверительной вероятности α для определенного технического состояния объекта.

Для установления требований к надежности защитных и локализирующих систем строительных конструкций используются методы статистической теории надежности. Оценка надежности защитных и локализирующих систем строительных конструкций выполняется при следующих допущениях:

- отказы элементов подчиняются закону нормального распределения;
- отказы элементов приводят к отказам системы;
- отказы элементов независимы;
- вероятность отказа каждого элемента $q_i = 1 - p_i$;
- время восстановления не учитывается (время восстановления элементов мало по сравнению со сроками их службы).

Исходными данными для расчета показателей безопасности объекта являются:

- номенклатура конструктивных элементов, которая определяется по паспорту объекта;
- периодичность капитального ремонта (средний срок службы) элементов несущего каркаса T_x , которая определяется согласно [5];
- среднеквадратичное отклонение G_x срока службы конструктивного элемента от его среднего значения $T_x(\sigma)$ принято равным $G_x \approx 0,18 \times T_x$, а плотность распределения наработки элемента до отказа при нормальном распределении имеет вид [8]:

$$f(t) = \frac{1}{G_x \times \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(t - T_x)^2}{2G_x^2}\right), \quad (3)$$

где:

T_x – средний срок службы конструктивных элементов;

G_x – среднеквадратичное отклонение (СКО) срока службы конструктивного элемента от его среднего значения T_x ;

t – время с момента начала эксплуатации, при этом $T_x > 0$, $G_x > 0$, $G_x < 0.25 T_x$ (последнее условие является необходимым, если для положительной случайной величины вместо усеченного нормального распределения приближенно использовать нормальное распределение).

Правила расчета показателей безотказности восстанавливаемой системы состоят в следующем:

- определяется номенклатура конструктивных элементов, показатели безотказной работы которых требуется определить;
- выписываются параметры закона распределения и нормативного времени безотказной работы каждого элемента;
- рассчитывается вероятность безотказной работы i -ого элемента P_i в интервале времени $t+t_0$, где t – момент начала работы i -ого элемента, а t_0 – длительность его безотказной работы (ресурс);

Вероятность безотказной работы $P_s(t, t_0)$ системы вычисляется по формуле [8]:

$$P_s(t, t_0) = \prod_{i=1}^N P_i^{n_i}(t, t_0) \quad (4)$$

(с учетом значимости (веса) каждого элемента строительных конструкций), где:

- N – число типов элементов в системе;
- n_i – число элементов i -ого типа в системе

Удельные веса элементов строительных конструкций принимаются по [6]. Применение данного норматива возможно благодаря тому, что при строительстве ОИАЭ используются одни и те же строительные конструкции и материалы, что и в гражданском строительстве.

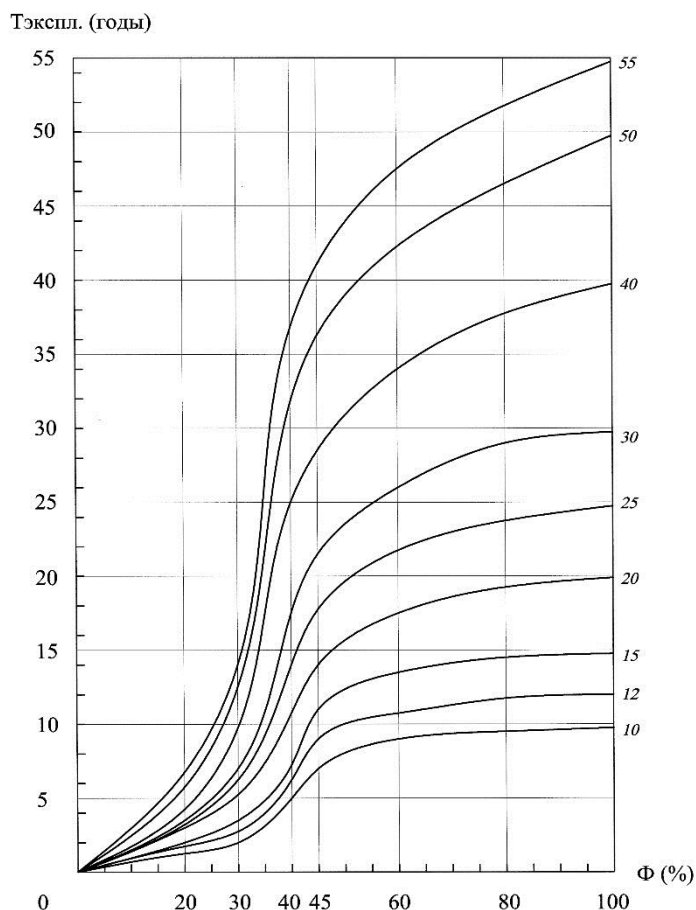


Рисунок 1 - Физический износ элементов строительных конструкций (при сроках службы объектов, равных 10÷55 лет).

Удельный вес используется для оценки остаточного ресурса строительных конструкций объекта с использованием «фактического» срока эксплуатации строительных конструкций, определённого по его износу.

В процессе комплексного обследования инженерных систем анализируются такие показатели надежности, как интенсивность отказов в процессе эксплуатации, их причины, вероятность безотказной работы, а также наработка до отказа и сроки эксплуатации. В процессе анализа используется проектная и техническая документация по каждой системе. Статистические данные по работе указанных систем представляются эксплуатирующей организацией на основе журналов эксплуатации. Для каждой системы в зависимости от ее значимости задается нормативная вероятность безотказной работы (P), а поскольку распределение отказов систем (кроме строительных конструкций) подчиняется распределению Пуассона, то остаточная наработка каждой системы до отказа определяется по известной формуле, приведенной ниже.

В дальнейших расчетах по СФЦ используются отказы, которые влияют на конкретную систему и могут привести к радиационной аварии на объекте. Общая формула для остаточного ресурса (наработки до отказа) систем инженерного обеспечения, подчиняющихся распределению Пуассона (и экспоненциальному), достаточно проста [8]:

$$P = e^{(\lambda_{\gamma} * T_{ост})} \quad (5)$$

где:

λ_{γ} – гамма-процентная (или средняя) интенсивность отказов системы (или элемента), отк/год;

P – заданная нормативная вероятность безотказной работы (от 0,40 до 0,95);

$T_{ост}$ – остаточная наработка системы до отказа (ресурс), лет.

Поставляя в эту формулу исходные данные, получаем значение наработки системы до отказа (остаточной наработки), лет.

С использованием значений интенсивности (λ_i) отказов и вероятности безотказной работы $P_i(t)$ элементов на основе составленной СФЦ с помощью ПК производится расчет показателей надежности в целом для конкретного радиационного объекта и определяются вклады отдельных элементов и систем в общий показатель надежности для данного конкретного объекта ЛКФ, таким критерием может служить, например, вероятность безотказной работы, наработка на отказ, вероятность отказа и т.д., который сопоставляется с нормативным значением. По результатам сравнения делаются выводы о степени надежности объекта и о возможности его дальнейшей эксплуатации. Из сопоставления обобщенного показателя износа строительных конструкций объекта и расчетного показателя надежности с нормативным определяется дополнительный срок эксплуатации данного элемента радиационного объекта, в течение которого заданный показатель нормативный показатель (P_n) не будет превышен.

В качестве показателей надежности для элементов в соответствии с [7] целесообразно использовать следующие:

- вероятность безотказной работы $P(t)$ объекта в интервале от 0 до времени t включительно;
- интенсивность отказов $\lambda(t)$;
- гамма-процентная наработка до отказа – наработка, в течение которой отказ объекта не возникнет с вероятностью γ , выраженной в процентах.

Положительный вклад элемента представляет собой вклад i -го элемента в вероятность безотказной работы реальной системы в год при его достоверном отказе [8]:

$$\beta_i^+ = \left(P_F(t) \Big|_{p_i(t)=1} \right) - P_F(t), \quad (6)$$

Отрицательный вклад элемента представляет собой вклад i -го элемента в вероятность отказа реальной системы в год при его достоверном отказе [8]:

$$\beta_i^- = - \left(P_F(t) - \left(P_F(t) \Big|_{p_i(t)=0} \right) \right), \quad (7)$$

Под значимостью элемента i понимают разность между значением вероятностной характеристики системы при абсолютной надежности элемента i и при достоверном его отказе, т.е. [8]:

$$\xi_i = \left(P_F(t) \Big|_{p_i(t)=1} \right) - \left(P_F(t) \Big|_{p_i(t)=0} \right), \quad i = 1, 2, \dots, H, \quad (8)$$

Здесь $P_F(t) \Big|_{p_i(t)=1}$ – значение вероятностной характеристики системы при абсолютной надежности элемента i , а $P_F(t) \Big|_{p_i(t)=0}$ – при достоверном отказе элемента i на рассматриваемом интервале t – времени функционирования.

На основе составленных СФЦ и исходных данных выполняется расчет статической и вероятностно-временной диаграмм положительных вкладов элементов в вероятность безотказной работы зданий и сооружений. Анализ этих диаграмм показывает, от каких систем и элементов в наибольшей степени зависит вероятность безотказной работы объекта и остаточная наработка (т.е. остаточный ресурс).

После составления программ и методики они должны быть согласованы. Согласно п. 3.4.2 [1] частные программы утверждаются эксплуатирующей организацией и согласовываются со специализированными организациями, а с недавнего времени и методика. Общая программа должна быть утверждена профильным министерством, к которому относится эксплуатирующая организация.

Третий этап это непосредственно обследование. Оно выполняется только после утверждения общей программы профильным министерством. Выполняется визуальное и инструментальное обследование строительных конструкций с фиксацией повреждений в ведомости дефектов и фотофиксацией с указанием

мероприятий по устранению выявленных дефектов. Также выполняется визуальное освидетельствование и испытание инженерных систем и машин и механизмов. По итогам составляются соответствующие акты.

Четвертый этап составление отчета по результатам комплексного обследования. Отчет должен иметь содержание согласно п. 3.4.7 [1].

На пятом этапе согласно пп. 3.4.5 и 3.4.6 [1] проводится экспертиза документов, которая должна подтвердить достаточность предоставленных документов по обоснованию остаточного ресурса зданий и сооружений.

После этого принимается окончательное решение о продлении срока эксплуатации ОИАЭ.

В заключении хотелось бы сказать, что есть ряд проблем, решение которых необходимо для повышения эффективности и достоверности комплексного обследования.

Первая проблема - частичное или полное отсутствие проектной, исполнительно-технической документации, данных инженерно-геологических изысканий, актов освидетельствования строительных конструкций и других документов. Это связано с тем, что ОИАЭ неоднократно меняли владельцев, в результате чего документация просто терялась. Все это не дает возможности проверить здание и сооружение на соответствие проекту. При этом эксплуатирующие организации не спешат восстанавливать утерянную документацию, т. к. это несет определенные расходы. В данном случае необходимо ужесточить законодательство об ответственности эксплуатирующих организаций за отсутствие данных документов.

Вторая проблема - отсутствие наблюдательных геологических скважин. На некоторых эксплуатирующих организациях, расположенных в сложных гидрогеологических условиях, отсутствуют данные скважины, что не позволяет говорить о том: попадают ли радионуклиды в почву или нет. Это актуально для объектов, хранящих опасные и очень опасные ИИИ. Поэтому необходимо ужесточить законодательство об ответственности эксплуатирующих организаций за отсутствие подобных скважин.

В целом сама процедура проведения комплексного обследования является устоявшейся. Она является результатом обобщения многолетнего опыта работы по обследованию ОИАЭ и позволяет однозначно определить: пригодны ли здания и сооружения для дальнейшей эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. НП 024-2000 Требования к обоснованию возможности продления назначенного срока эксплуатации объектов использования атомной энергии.
2. РД-03-33-2008 Инструкция об организации проведения экспертизы программных средств, применяемых при обосновании и (или) обеспечении безопасности объектов использования атомной энергии. М., 2009.
3. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М., 2014.
4. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М., 2016.
5. МДС 13-14.2000 Положение о проведении планово-предупредительного ремонта производственных зданий и сооружений. М., 1974.
6. ВСН 53-86(р) Правила оценки физического износа жилых зданий. М., 1988.
7. ГОСТ 27.002-2015 Надежность в технике. Термины и определения. М., 2016.
8. В. И. Поленин, И. А. Рябинин, С. К. Свириг, И. А. Гладкова Применение общего логико-вероятностного метода для анализа технических, военных организационно-функциональных систем и вооруженного противоборства. – СПб: СПб – региональное отделение РАЕН, 2011. – 416 с.

INVESTIGATION OF BUILDINGS AND FACILITIES OF THE USE OF ATOMIC ENERGY WITH EXTENSION OF THE LIFE OF THEIR OPERATION

Korolkov Dmitriy Igorevich, student
(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The article deals with the stages of a comprehensive survey of objects using atomic energy. The essence of the methodology for determining the residual resource of buildings and structures is briefly presented, based on the use of a common logical-probabilistic method. The problems that arise during the survey are described, and proposals for their solution are developed.

Keywords: complex survey, object of atomic energy use (OIAE), residual resource, general logical-probabilistic method (OLVM), schemes of functional integrity, trouble-free operation.

ОСНОВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ «ДОМА ЖУРНАЛИСТА»

Корсун Владимир Иванович, д. т. н., проф.

Винокуров Константин Игоревич, студент

Шерстобитова Полина Андреевна, студент

Бегич Ясмин Эдинович, студент

Поваренко Наталья Дмитриевна, студент

(Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В двадцать первом веке остро стоит необходимость реконструкции зданий, которые имеют историческую и культурную ценность, охраняются государством или у которых истек срок эксплуатации. Уникальность зданий исторической застройки Санкт-Петербурга и, как следствие, невозможность использования типовых проектных решений, требует особого подхода. В работе приведен обзор основных методов реконструкции различных элементов исторических зданий. Также уделено внимание этапам реконструкционных работ. В качестве практической опоры выбрано знание первой половины 19 века – «Дом журналиста», на Невском проспекте города Санкт-Петербурга. Данное здание является объектом культурного наследия и требует индивидуального подхода. Большое внимание уделено состоянию основных несущих конструкций здания, произведенным реконструкционным работам и технологическим способам их выполнения.

Ключевые слова: реконструкция; методы реконструкции; обследование; основные конструкции; историческое здание.

Введение

В крупных исторических центрах существует много зданий, хранящих в себе память эпох. Они являются историческим и архитектурным наследием мирового масштаба. В наше время сохранение первоначального облика этих объектов остается важной целью, но, несмотря на это, многие исторические здания находятся в плачевном состоянии, ведь за время эксплуатации на них воздействовало не только время, но и погода, войны, революции. В Санкт-Петербурге

наиболее ветхие здания центра города относятся к восемнадцатому-девятнадцатому веку. Историки архитектуры бьются за сохранение исторических обликов городов. Северная столица России не стала исключением, здесь реконструкция центра города требует особенно бережного отношения.

Помимо сохранения исторического фасада, интерьеров и убранств, уделяется внимание созданию современной функциональности и надежности, обновлению инженерных систем, укреплению несущих конструкций здания, усовершенствованию внутреннего обустройства, то есть доведению до состояния полноценной эксплуатации объекта и значительному увеличению срока его использования.

Реконструкция включает:

- установку современных лифтов и эскалаторов;
- устройство лифтовых шахт;
- работы по демонтажу разрушенных стен и перекрытий, их замене металлическими конструкциями или конструкциями из других материалов;
- работы по усилению фундамента, стен и сводов;
- фасадные работы;
- проведение монтажных, теплоизоляционных и кровельных работ, переделку парадных, лестниц, козырьков и кровли.

Реконструкция исторических зданий в наше время является актуальным вопросом, который до настоящего времени не получил глубокого теоретического обоснования. Отдельные разработки в области реконструкции зданий и технико-экономического обоснования реконструкционных процессов не обеспечивают комплексного решения проблемы.

В работах А.Л. Шагина [1] комплексно изложены вопросы проектирования и реконструкции зданий и сооружений. Рассмотрены методы и средства обследования конструкций, оценки их состояния и экономической целесообразности проведения реконструкции.

Т.П. Непогода в статье [2] рассматривает проблему реконструкции памятников архитектуры и градостроительства. Влияние архитектурной составляющей на поведение человека, молодежи, его развитие и самореализацию. Необходимость создания пространства для молодежи посредством реконструкции,

что впоследствии приведет к новой жизни исторических зданий, а также к приобщению молодежи к культуре и ценностям.

Изучению этой проблемы также посвящены работы таких авторов, как А.Н. Асаул, А.В. Улыбин и др. [3-7].

Для детального рассмотрения данного вопроса, разберем методы реконструкции основных несущих элементов «Дома журналиста» в городе Санкт-Петербурге. Данное здание является объектом культурного наследия и требует разработки уникальных технологических приемов, вследствие невозможности использования типовых проектных решений. Характерной особенностью выбранного объекта исследования является уникальность исторических зданий Санкт-Петербурга. Исторический центр Санкт-Петербурга включен в список всемирного наследия ЮНЕСКО. Поэтому согласование интересов охраны культурного наследия с необходимостью развития и реконструкции городских территорий сегодня является актуальной задачей.

Цель работы – рассмотреть основные технические решения при реконструкции «Дома журналиста».

Для достижения указанной цели были поставлены следующие **задачи**:

1. Установить этапы реконструкционных работ.
2. Описать дефекты и повреждения несущих конструкций.
3. Рассмотреть технологические способы укрепления основных несущих элементов на примере реконструкции «Дома журналиста».

Основная часть

Реконструкция исторических зданий предполагает их переустройство с целью частичного или полного изменения функционального назначения, установки нового эффективного оборудования, улучшения застройки территорий, приведения в соответствие с современными нормативными требованиями [8].

Одним из важнейших направлений реконструкции в исторических городах является приспособление для современного использования зданий с сохранением исторических планировок и фасадов, в большинстве своем творений великих архитекторов. Такая реконструкция предполагает применение специальных методов ведения работ [9,10].

На сегодняшний день в современной структуре Санкт-Петербурга сохранилось большое число исторических зданий и сооружений. Создавая что-то но-

вое, мы всегда должны помнить о старом. Возводя здания, необходимо учитывать, что существует историческая застройка города: усадьбы, купеческие дома, заводы, которые на данный момент находятся в неудовлетворительном состоянии. Одно из таких исторических зданий – «Дом Сухозанета И.О.» («Дом журналиста») на Невском проспекте, дом 70, лит. «А», который является объектом культурного наследия федерального значения (рис. 1).



Рисунок 1 - Главный фасад «Дома Журналиста»

Краткая характеристика объекта

Конструктивная система здания - перекрестно-стеновая с продольными и поперечными несущими стенами. Общая устойчивость здания обеспечивается за счет совместной работы перекрытий и стен здания, опирающихся на ленточный фундамент, выполненный из известняковых плит на известковом растворе.

Стены здания кирпичные, выполнены из полнотелого красного керамического кирпича на известковом растворе.

Перекрытия в здании присутствуют нескольких типов: кирпиче-бетонные по металлическим балкам из двутавра; перекрытия по кирпичным арочным сводам с забутовкой пазух битым кирпичом и строительным мусором; деревянные перекрытия (деревянные лаги и настил по деревянным балкам).

Этапы реконструкции

Реконструкция проходит в несколько этапов [11-13].

1. Выясняются особенности объекта:

- собирается информация об истории, облике объекта и его архитектурных особенностях;
- производится обследование технического состояния конструкций здания - определение степени износа.

2. Определение объема работ.

3. Разрабатывается детальный план реконструкционного проекта, с учетом инженерных, архитектурных и художественных особенностей объекта - разработка конструктивных решений.

4. Осуществляет выбор строительных и отделочных материалов, аналогичных использованным при возведении здания.

5. Реализуются подготовительные мероприятия на объекте по обеспечению сохранности здания в период проведения строительно-монтажных работ.

6. Выполняются реконструкционные работы.

7. Производится сдача объекта заказчику.

Методы реконструкции основных конструктивных элементов

Методы реконструкции различных конструкций [14-19], используемые в реконструкционных процессах, приведены в табл. 1.

Таблица 1 - Методы ремонта и реконструкции элементов зданий и сооружений

Крыши, кровли	– частичное или полное восстановление кровли и элементов конструкций кровли
Стены	– нанесение штукатурного слоя – установка обоев, тяжей, скоб, разгрузочных поясов, каркасов (для простенков) – замена лицевого слоя (кладки облицовки) – утепление стен, их углов, узлов сопряжения – герметизация узлов сопряжения
Основания и фундаменты	Основания: – уплотнение грунтов – инъекции растворов в основание – понижение уровня грунтовых вод

	Ленточные фундаменты: – нанесение штукатурного слоя – устройство гидроизоляции – инъекция растворов – наращивание фундамента снизу
Колонны	– торкретирование поверхности – инъекция растворов в трещины – наращивание с армированием – установка тяжей, обойм, хомутов, каркасов и шпренгелей с предварительным напряжением – замена конструкций
Балки, ригели, плиты	– нанесение штукатурного слоя – наращивание перекрытий сверху, снизу с армированием – установка затяжек, хомутов, обойм – замена конструкций
Лестницы	– замена конструкций – нанесение штукатурки – облицовка ступеней специальными материалами или составами
Балконы, лоджии	– нанесение штукатурки – изменение статической схемы опирания балкона – утепление лоджий

Применение указанных методов на примере Дома журналиста

Проект реконструкции предусматривает [20-24]:

- максимальное сохранение существующих планировочных решений;
- реставрационный ремонт помещений с архитектурно-художественной отделкой (парадная лестница, главный вестибюль, парадные помещения 2-го и 3-го этажей);
- капитальный ремонт всех помещений с приспособлением под современное использование в соответствии с требованиями технологических и противопожарных норм эксплуатации.

Техническое состояние основных несущих конструкций здания и произведенные реконструкционные работы

По результатам обследований конструкций здания, произведенным ЗАО «Геострой», установлены состояния основных несущих конструкций и приведены решения их реконструкции (табл.2.1-2.5).

Таблица 2.1 – Состояние и решения по реконструкции фундамента

Наименование конструкции	Фундамент
Описание	Ленточный на естественном основании, из известняковых плит на известняковом растворе. Под фундаментами боковых флигелей расположены лежни.
Состояние	Подошва фундамента расположена ниже глубины промерзания грунта на разных отметках. Часть лежней имеет следы гниения, вызванные проникновением к древесине лежней воздуха, из-за понижения уровня грунтовых вод. Обнаружена перегрузка фундамента по несущей способности, имеются трещины из-за неравномерных осадок.
Произведенные работы	Проект предусматривает усиление существующих ленточных фундаментов. Включает устройство монолитной железобетонной плиты толщиной 300 мм под всем зданием. Плита заводится в заранее пробитые штробы в кирпичных стенах с шагом 1,5 м, разгружает существующий фундамент, выравнивает давления под подошвой фундамента, препятствует развитию неравномерных осадок здания.

Таблица 2.2 - Состояние и решения по реконструкции надподвального перекрытия

Наименование конструкции	Надподвальное перекрытие (рис. 2)
Описание	а) кирпичебетонные перекрытия в виде плиты толщиной 230-250 мм по металлическим балкам из двутавров №18 пролетом до 6.0 м, забетонированными в этой плите с шагом 1.1 м. (В торцовом и правом дворовых флигелях); б) по кирпичным арочным сводам с забутовкой пазух битым кирпичом и строительным мусором, поверх которого выполнены чистые полы. (В главном уличном здании и левом дворовом флигеле).
Состояние	Зондирование показало высокую степень поражения коррозией металлических балок, в отдельных местах она достигает 80-90%. По результатам расчетов кирпичебетонное надподвальное перекрытие, не смотря на имеющиеся дефекты обеспечивает требуемую прочность.
Произведенные работы	Установка новых металлических балок после вскрытия полов.



Рисунок 2 - Надподвальное перекрытие

Таблица 2.3 - Состояние и решения по реконструкции междуэтажных перекрытий 1-го и 2-го этажа и чердачного перекрытия

Наименование конструкции	Междуэтажные перекрытия 1-го и 2-го этажа и чердачное перекрытие (рис. 3)
Описание	Деревянные лаги и настил по деревянным балкам. Перекрытия 1-го, 2-го и 3-го этажей дворовых флигелей выполнены: по арочным кирпичным сводам по деревянным и металлическим балкам, которые несут деревянные конструкции паркетных полов, включающие в себя до несущих балок сверху вниз: паркет, черный пол и деревянные лаги.
Состояние	Перекрытия во всем доме, выполненные по деревянным балкам с деревянным межбалочным заполнением: древесина не имеет антисептической и антипиреновой обработки, что делает эти конструкции перекрытий уязвимыми при пожаре. Перекрытие, выполненное по металлическим балкам из двутавра №40 над актовым залом не обеспечивает требуемой жесткости, прогиб балок превышает нормативный.
Произведенные работы	Усиление перекрытий по деревянным балкам путем заведения новых металлических балок двутаврового профиля между существующими. Увеличение несущей способности чердачного перекрытия выполнено путем монтажа металлических ферм, нижним поясом которых служат существующие металлические балки. Устойчивость ферм обеспечивается посредством установки 3-х рядов распорок, закрепленных к кирпичным стенам, и профилированным настилом, исполняющим роль горизонтальных связей. Все стальные конструкции покрываются антикоррозийным составом пентафталевыми эмалями ПФ-115 ГОСТ 6465-76*.



Рисунок 3 - Междуэтажные перекрытия 1-го и 2-го этажа

Таблица 2.4 - Состояние и решения по реконструкции стен

Наименование конструкции	Стены (рис. 4)
Описание	Кирпичные, выполненные из полнотелого, красного керамического кирпича на известковом растворе, имеет разные толщины от 510-770 мм до 1250 мм и более.
Состояние	Стены имеют трещины на главном и дворовом фасадах, на внутренних стенах и на главной лестничной клетке здания. Отдельные сквозные трещины имеют раскрытие от 5 до 13 мм.
Произведенные работы	Определяются места неплотностей кладки, имеющие характерный бухтящий звук при ударе. Частично демонтируется отделка, где ее невозможно сохранить. Демонтируются неиспользуемые инженерные сети и сети, заложенные в советское время. Чистятся "рабочие" вентканалы. В некоторых местах выполняется кирпичная вычинка. Инъекционное укрепление кирпичной кладки раствором, согласованным с КГИОП.



Рисунок 4 - Стены

Таблица. 2.5 - Состояние и решения по реконструкции лестниц

Наименование конструкции	Лестницы (рис. 5)
Описание	а) лестницы, ведущие в подвал, выполнены из известковых ступеней, опирающихся на стены подвала или на грунт; б) лестница из железобетонных сборных ступеней, многозаходная, трехмаршевая на гнутых изогнутых металлических косоурах; в) главная, парадная лестница, имеет тесанные известковые ступени.
Состояние	Кирпичные арочные своды, поддерживающие тесанные известковые ступени парадной лестницы, имеют трещины от 1 мм до 6-7 мм, представляющие угрозу обрушения. Состояние кирпичной арки, поддерживающей лестничные ступени лестничного марша, выходящего на 3-й этаж категоризируется, как недопустимое. Остальные кирпичные арки - ограниченно-работоспособные.
Произведенные работы	Предусмотрено строительство новой лестничной клетки и введение новых маршей и площадок внутри существующей лестничной клетки. Лестница проектируется по металлическим косоурам со сборными желе-

	зобетонными ступенями и монолитными железобетонными плитами площадок, устроенными по металлическим балкам. Косоуры опираются на металлические балки площадок, заведенные концами в продольные кирпичные стены лестничной клетки. Ступени Сборные по ГОСТ 8717.0-84. Железобетонные плиты площадок – толщиной 80 мм, опираются на верхние полки металлических балок. Все стальные конструкции покрываются антикоррозийным составом пентафталевыми эмалями ПФ-115 ГОСТ 6465-76*.
--	---



Рисунок 5 - Лестница

Выводы

Каждое историческое здание по-своему уникально, поэтому требует особого подхода в разработке проекта реконструкции и подборе индивидуальных конструктивных решений, что и было сделано для объекта «Дом журналиста».

В статье установлены этапы реконструкционных работ, описаны дефекты и повреждения несущих конструкций «Дома журналиста», а также рассмотрены методы и технологические способы их укрепления. Произведенные работы, описанные в статье, могут послужить основой для создания комплексного решения в области реконструкции и технико-экономического обоснования реконструкционных процессов исторических зданий и сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шагин А. Л., Бондаренко Ю. В., Гончаренко Д. Ф., Гончаров В. Б. Реконструкция зданий и сооружений: Учеб. пособие для строит. спец. вузов. М.: Высш. шк., 1991. 352 с.
2. Непогода Т. П. Реконструкция исторической застройки города Ижевска // Потенциал современной науки. 2015. №3. С. 173-175.
3. Бадьин Г. М. Усиление строительных конструкций при реконструкции и капитальном ремонте зданий: Изд-во ПетрГУ. 2005. 134 с.

4. Асаул А. Н., Казаков Ю. Н., Ипанов В. И. Реконструкция и реставрация объектов недвижимости: Изд-во СПб: Институт проблем экономического возрождения. 2005. 288 с.
5. Улыбин А.В., Рогозин П.А., Федотов С.Д. Результаты обследования здания курского вокзала в Москве //Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. № 4 (4). С. 3-11.
6. Иванов Ю. В. Реконструкция зданий и сооружений. Усиление, восстановление, ремонт. Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2012. 312 с.
7. Федоров В. В., Федорова Н. Н., Сухарев Ю. В. Реконструкция зданий, сооружений и городской застройки: учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2012. 312 с.
8. Гучкин И. С. Техническая эксплуатация и реконструкция зданий: учебное пособие для вузов. М.: Изд-во АСВ, 2013. 295 с.
9. Травин В. И. Капитальный ремонт и реконструкция жилых и общественных: учебное пособие для вузов.: Изд-во Феникс, 2013. 251 с.
10. Золотозубов Д. Г., Безготов М. А. Реконструкция зданий и сооружений [Электронный ресурс]. Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2014. – 1 электрон. опт. диск.
11. Иванов Ю. В. Реконструкция зданий и сооружений: усиление, восстановление, ремонт. Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2009. 312 с.
12. Бадьин Г. М., Таничева Н. В. Усиление строительных конструкций при реконструкции и капитальном ремонте зданий. М.: Изд-во АСВ, 2010. – 112 с.
13. Гучкин И. С. Диагностика повреждений и восстановление эксплуатационных качеств конструкций. М.: Изд-во АСВ, 2001. 172 с.
14. Калинин А. А. Обследование, расчет и усиление зданий и сооружений: Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2004. 160 с.
15. Федоров В. В., Федорова Н. Н., Сухарев Ю. В. Реконструкция зданий, сооружений и городской застройки. М.: Изд-во ИНФА-М, 2008. 224 с.
16. Абрашитов В. С. Техническая эксплуатация, обследование и усиление строительных конструкций.: Изд-во Феникс. 2007. 218 с.
17. Рекомендации по оценке состояния и усилению конструкций промышленных зданий и сооружений. М.: Изд-во Стройиздат, 1989. 126 с.
18. Полищук А. И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. Томск: Изд-во Нортхэмптон: STT, 2004. 476 с.
19. Улыбин А.В., Ватин Н.И. Качество визуального обследования зданий и сооружений и методика его выполнения//Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 10 (25). С. 134-146.

20. Гузовский В. В. Реконструкция гражданских зданий и сооружений // Успехи современного естествознания. 2010. № 9. С. 63-64.
21. Грахов В.П., Якушев Н.М., Ложкина А.Ю. Комплексное обследование зданий и сооружений // Интеллектуальные системы в производстве. 2014. № 1 (23). С. 116-119.
22. Кислякова Ю. Г., Кисляков А. А. Ремонт и реставрация исторических объектов//Вестн. Ижев. гос. техн. ун-та. -2004. -№ 2. -С. 56-57.
23. Лысова, А. И. Реконструкция зданий. Л.: Стройиздат, 1970. - 91 с.
24. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М.: Стройиздат, 1989. -136 с.

THE MAIN TECHNICAL SOLUTIONS FOR THE RECONSTRUCTION OF THE «JOURNALIST'S HOME»

Korsun Vladimir Ivanovich, Doctor of Technical Sciences, Professor
Vinokurov Konstantin Igorevich, Student
Sherstobitova Polina Andreevna, Student
Begich Yasmin Edinovich, Student
Povarenko Natalia Dmitrievna, Student
(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg)

ABSTRACT

In the twenty-first century, there is an urgent need to reconstruct buildings that have historical and cultural value, are protected by the state or have expired. The uniqueness of historical buildings in St. Petersburg and, as a consequence, the inability to use standard design solutions, requires a special approach. The article gives an overview of the main methods of reconstruction of various elements of historical buildings. Also paid attention to the stages of reconstruction. As a practical support, the knowledge of the first half of the 19th century - "The Journalist's House", on the Nevsky Prospekt in the city of St. Petersburg was chosen. This building is an object of cultural heritage and requires an individual approach. Much attention is paid to the state of the main load-bearing structures of the building, the reconstruction work and technological methods of their implementation.

Keywords: reconstruction; methods of reconstruction; reconstruction techniques; screening of construction; historical building.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЯ КАЗАРМЫ В Г. МУРОМЕ

Курлапов Дмитрий Валерьевич, к.т.н., доцент, профессор кафедры,
Дудурич Богдан Богданович, к.т.н., старший научный сотрудник,
Демьянов Алексей Анатольевич, к.т.н., доцент, старший научный сотрудник,
Шок Павел Викторович, старший оператор 10 научной роты,
(Военная академия материально-технического обеспечения
им. генерала армии А.В. Хрулёва, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В настоящее время остро стоит вопрос изношенности объектов военной инфраструктуры. На сегодняшний день около 70% всех зданий и сооружений, принадлежащих Министерству обороны Российской Федерации, требуют проведения ремонта или реконструкции. В связи с этим руководство Вооружённых сил Российской Федерации приняло решение о проведении технического обследования всего казарменного фонда. И это решение принесло свои плоды. В данной статье подробно проанализировано техническое состояние здания казармы расположенной по адресу: Владимирская область, город Муром, военный городок №46, казарма №74. Подробно рассмотрены применявшиеся методики обследования, инструмент и нормативные документы. Предмет исследования – выявление и анализ причин возникновения дефектов и повреждений зданий и сооружений Министерства обороны Российской Федерации. Из данного примера видно, что проведённое вовремя комплексное техническое обследование позволило предотвратить трагедию и спасти множество жизней.

Ключевые слова: техническое обследование; конструкция; несущая способность; техническое состояние; дефект; повреждение.

В настоящее время особо стоит вопрос изношенности объектов военной инфраструктуры. На сегодняшний день около 70% всех зданий и сооружений, принадлежащих Министерству обороны Российской Федерации (МО РФ), требуют проведения ремонта либо реконструкции. Кроме того 40% тепловых пунктов и 72% внешних инженерных сетей нуждаются в капитальном ремонте.

Однако проведение капитального ремонта не может гарантировать безопасность и пригодность зданий и сооружений к эксплуатации. Так, после проведённого капитального ремонта здания казармы 242-го учебного центра под-

готовки в п. Светлом г. Омска, 12 июля 2015 года произошло обрушение. В результате погибло 24 военнослужащих, пострадало 43. Как выяснилось, причиной обрушения стало неprojektное утяжеление перекрытия во время проведения ремонтных работ. Выполнение технического обследования до начала ремонта позволило бы точно определить несущую способность стен и максимально допустимый вес перекрытия.

В связи с этим руководство Вооружённых сил Российской Федерации приняло решение о проведении технического обследования всего казарменного фонда. И это решение принесло свои плоды. Примером можно считать обследование здания казармы в городе Муром. Эта работа была выполнена в ноябре 2016 года.

В задачи технического обследования входило уточнение конструктивных особенностей, размеров и состава отдельных строительных элементов, а также расчёт несущей способности конструкций здания по адресу: Владимирская область, город Муром, военный городок №46, казарма №74.



Рисунок 1 – Общий вид здания

Цель работы состояла в определении технического состояния несущих строительных конструкций здания. Основной причиной для проведения технического обследования стало появление в процессе ремонта развивающихся трещин в стенах казармы.

Комплекс изысканий включал обмеры конструкций, уточнение объемно-планировочного и конструктивного решения, определение технического состояния основных несущих строительных элементов здания, вертикальную при-

вязку отметок существующего пола, перекрытий, покрытия, инструментальное определение прочностных характеристик строительных конструкций, проведение их визуального освидетельствования с последующим составлением ведомости дефектов и повреждений, анализ несущей способности обследуемых конструкций на основе выполнения поверочных расчетов с учетом выявленных дефектов и повреждений, а также составление заключения о возможности дальнейшей безопасной эксплуатации здания и выдачу рекомендаций по устранению дефектов и повреждений.

При обследовании были применены методики, соответствующие действующим нормативным документам МО РФ.

Определение технического состояния конструкций здания проводилось в соответствии с требованиями основных нормативных и руководящих документов [1,2,6].

Здание четырёхэтажное (присутствует подвал), прямоугольной в плане формы, размерами в осях 50,8х17,8 м. Высота этажа 3,910 м.; высота подвала (в лестничной клетке) 2,25 м.

Конструктивная схема здания – неполный каркас, с продольными несущими стенами и внутренним сборным железобетонным каркасом. Наружные несущие стены выполнены из полнотелого керамического и силикатного кирпича. Толщина наружных стен составляет 640 мм (без отделки). Отделка наружных стен – с внутренней стороны штукатурка с окраской (частично защита гипсокартонными листами); с наружной стороны отделка отсутствует. Каркас выполнен сборным железобетонным. Колонны имеют сечение 310х310 мм. Шаг колонн в обоих направлениях 6 м (в лестничных маршах 3 м.). Балки сложного таврового сечения с широкой частью в растянутой зоне, уложены в продольном направлении, вдоль буквенных осей. Перекрытие в здании в виде сборных железобетонных многопустотных плит перекрытия, по которым выполнена конструкция чистого пола. Покрытие реализовано в виде сборных железобетонных многопустотных плит и мягкой рулонной кровли. Водосток организованный внутренний, разуклонка кровли обеспечивается цементно-песчаной стяжкой. Полы выполнены бетонными наливными, по армированной стяжке и слою утеплителя. Пол в подвале отсутствует.

Фундаменты под стенами ленточные, из блоков ФБС, по фундаментной плите. Под колоннами железобетонные сборные стаканного типа. Подошва

фундамента находится на отметке -1.810 (относительно условного уровня земли) и на отметке -2.880 (относительно уровня чистого пола первого этажа). Для установления глубины заложения фундаментов и уточнения их конструкции были откопаны контрольные шурфы.



Рисунок 2 – Шурфование

Грунт под подошвой фундамента находится в сильно увлажненном состоянии. Были выявлены нарушения в системе внутреннего водостока (отсутствует заглушка на отводящей трубе в подвале, в результате чего, вода, стекавшая на грунт, замачивала его, вызывая увлажнение и просадку). По результатам испытания образцов грунта было выявлено, что грунтом основания под подошвой фундамента является суглинок коричневого цвета, легкий пылеватый, тугопластичный.

В ходе технического обследования стало очевидным частичное отсутствие горизонтальной противокapиллярной гидроизоляции и полное разрушение вертикальной обмазочной гидроизоляции. Также под кирпичными пилястрами было зафиксировано отсутствие фундаментов и наблюдались щели между фундаментными блоками.

Согласно проведенным поверочным расчетам установлено, что грунт основания под фундаментом колонн по II предельному состоянию не удовлетворяет требованиям [3], коэффициент перегрузки 2,14.

Перегруз грунтов основания объясняет появление продольных поперечных трещин в кладке наружных стен, так как осадка центральных колон приводит к разрыву этих конструкций из-за крена всех конструкций внутрь.

Отмостка по периметру здания выполнена из тяжелого бетона. В ходе технического обследования зафиксировано большое количество трещин и сколов, нарушения разуклонки, а местами и полное ее отсутствие.

При обследовании полов были зафиксированы многочисленные трещины по новому бетонному полу в виду сдвижек плит перекрытия из-за потери стенами несущей способности ввиду просадок грунтов основания. Данные повреждения свидетельствуют о значительной неравномерной осадке конструкций.

С целью определения расчетной прочности каменной кладки, в соответствии с утвержденными рекомендациями по проведению обследований объектов МО РФ, было выполнено ультразвуковое исследование силикатного кирпича и определение остаточной прочности кладочного раствора, изъятых из конструкции.

Согласно полученным данным, марка силикатного кирпича по прочности на сжатие – М100, марка раствора – М10.

В процессе обследования стен были обнаружены многочисленные дефекты и повреждения: вертикальные трещины по наружным стенам, раскрытием до 25 мм; нарушение работоспособности деформационных швов; многочисленные участки разрушения отделочного слоя цоколя; многочисленные горизонтальные и вертикальные трещины (растрескивание кладки).

Основными причинами данных повреждений является просадка грунтов основания, вызванная их систематическим замачиванием. Данные повреждения способны сильно влиять на несущую способность здания, и при своем развитии могут привести к частичному или полному обрушению кладки. Согласно проверочным расчетам, установлено, что несущая способность наружных стен по прочности и устойчивости не удовлетворяет требованиям [4], коэффициент перегрузки составляет 1,214.

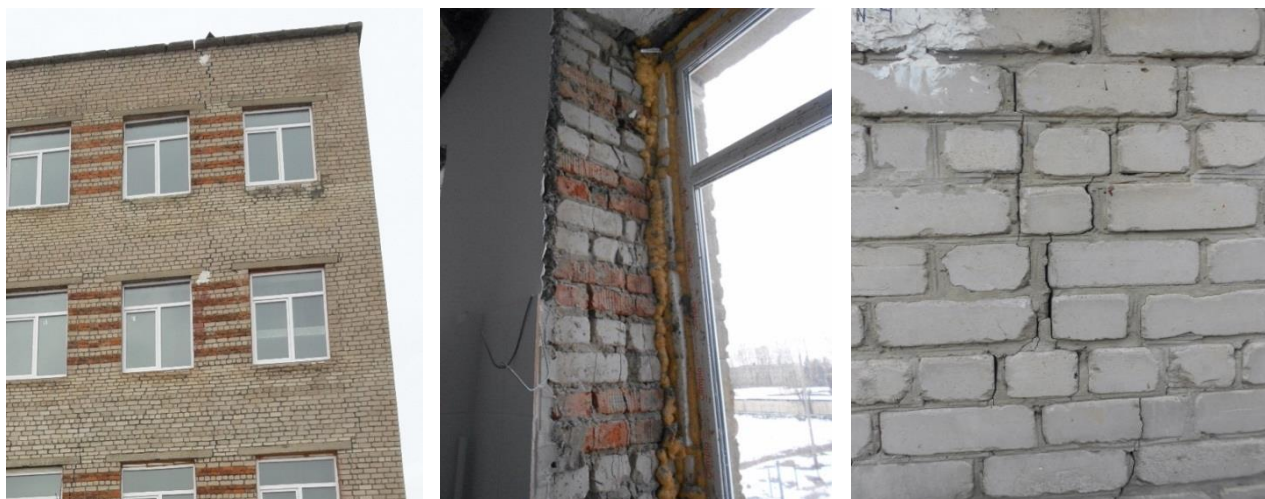


Рисунок 3 – Характерные трещины по несущим стенам

Были зафиксированы следующие дефекты плит перекрытий и покрытия, в том числе: непроектные отверстия в плитах над душевыми; перерезана рабочая арматура плит в непроектных отверстиях; расхождение стыков между плитами покрытия; разрушение защитного слоя арматуры; коррозия арматуры плит и балок в подвале, а также трещины по бетонному полу, свидетельствующие о движении плит перекрытий. Основными причинами данных повреждений являются ошибки при проектировании и проведении монтажных работ. Расхождение стыков между плитами и трещины по полу объясняются потерей стенами несущей способности в результате просадок грунтов основания. Оголение и коррозия арматуры плит и балок в подвале вызвана нарушением температурно-влажностного режима подвала.

Согласно поверочным расчетам конструкций покрытия, установлено, что несущая способность балок по прочности и трещиностойкости не удовлетворяет требованиям [5], коэффициент перегрузки составляет 1,03.

В процессе обследования кровли были зафиксированы разрушение карнизных (парапетных) плит по всему периметру здания. Данные повреждения образовались вследствие длительной безремонтной эксплуатации в условиях систематического замачивания и способны привести к выпадению отдельных плит.

На основании анализа результатов проведенного обследования и оценки технического состояния основных несущих конструкций здания казармы по адресу: Владимирская область, город Муром, военный городок №46, казарма №74, сделан вывод, что основной причиной возникновения повреждений строительных конструкций является неграмотное проведение ремонтных работ. В

ходе ремонта, без предварительных изысканий, было выполнено утяжеление конструкции полов. Кроме того, были допущены грубейшие нарушения устройства водостока, вследствие чего грунты под подошвой фундаментов оказались замочены, что привело к потере ими несущей способности, а также вызвало неравномерную осадку всех несущих конструкций здания.

Согласно результатам обследования строительных конструкций с учетом совокупности дефектов, повреждений и фактического износа, техническое состояние казармы в целом, в соответствии с положениями нормативных документов [2] признано аварийным.

Здание казармы подлежит срочной реконструкции, включающей в себя: переустройство системы внутреннего водостока с отводом воды в канализационную систему; устройство дренажной системы для отвода воды от здания; усиление либо осушение грунтов основания под всеми фундаментами; устройство новой вертикальной гидроизоляции и восстановление горизонтальной противокapиллярной гидроизоляции фундаментов, монтаж фундаментов под кирпичными пилястрами; усиление стен; заполнение вертикальных поперечных трещин и продольных трещин; стягивание стен шпильками или обоями; усиление плит перекрытия путем их скрепления между собой; устройство новой отмостки. Необходимо установить визуальный мониторинг развития трещин после проведения всех необходимых мероприятий по реконструкции и усилению. Не рекомендуется выполнять наружную отделку фасадов, препятствующую мониторингу.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М., 2003.
2. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М., 2014.
3. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М., 2011.
4. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81. М., 2012.
5. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М., 2012.
6. Алексеев В.Н., Гроздов В.Т., Тарасов В.А. Дефекты несущих конструкций зданий и сооружений, способы их устранения. – М.: Минобороны, 1982.

SURVEY OF THE TECHNICAL CONDITION OF CANTONMENT BUILDING IN MUROM

Kurlapov Dmitry Valeryevich, PhD (Eng), Associate professor,
professor of department,

Dudurich Bogdan Bogdanovich, PhD (Eng), senior researcher,

Demyanov Alexey Anatolyevich, PhD (Eng), Associate professor, senior researcher,

Shok Pavel Viktorovich, senior operator 10 of a scientific company,
(Military academy of material and technical support
named after general of the army A.V. Hrulyov, Saint-Peterburg)

ABSTRACT

This time it's essential question of object usage of military infrastructure. Nowadays, there are 70% of all buildings and constructions which are owned by the Ministry of Defense of Russian Federation require reconstruction or reparation. In this regard, the leadership of the Armed Forces of the Russian Federation decided to conduct a technical survey of the entire barracks fund. This decision paid off. This article contains full analysis of technical condition of military building which is located in Vladimirskaya obl., city Murom, military department №46, building №74. Applied survey methods, tools and regulatory documents were considered in detail. The research object is detection and analysis reasons of appearing defects and buildings' danger of Ministry of Defense of Russian Federation. From this example it can be seen that a comprehensive technical survey carried out in time helped prevent a tragedy and save many lives.

Keywords: technical research; construction; carrying ability; technical condition; defect; danger.

ОБСЛЕДОВАНИЕ И КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА КОНСТРУКЦИЙ АРМИРОВАННЫХ И УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИТНЫМИ ПОЛИМЕРНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

Лапшинов Андрей Евгеньевич, старший преподаватель каф. ЖБК,
заведующий лабораторией ОЗС НОЦ ИС
(ФГБОУ ВО НИУ МГСУ, Москва)

АННОТАЦИЯ

Применение композитной арматуры (АКП) будет расти год от года, особенно для конструкций, эксплуатирующихся в условиях агрессивных сред. АКП может успешно заменить стальную арматуру в таких областях строительства как очистные сооружения, силосы, бункеры, морские и береговые сооружения и многие другие. Проектная документация с конструкциями, армированными АКП получает положительные заключения как не государственных, так и государственных экспертиз. Однако в нормативных документах по обследованию не указывается, какие контролируемые параметры определять при проведении обследований конструкций.

Ключевые слова: композитная арматура, обследование зданий, щелочестойкость, инфракрасная термография.

АКП находит все большее применение особенно в конструкциях, эксплуатирующихся в агрессивных средах [4,6]. Арматура композитная полимерная по своим эксплуатационным характеристикам значительно отличается от стальной [5], ее легче повредить при неправильной транспортировке, хранении, монтаже, она подвержена фотоокислительной деструкции при длительном хранении под действием солнечного света.

ГОСТ 31938 [1] на АКП официально действует в России и утвердивших его странах СНГ с 1 января 2014 г. Вышедшее в 2015 г. Приложение Л К СП 63 [2] полностью легитимизировало проектирование конструкций с композитной полимерной арматурой.

Между тем, в современных нормативах по обследованию зданий отсутствуют какие-либо указания по обследованию конструкций с АКП.

Таким образом, спустя всего лишь несколько лет (а может уже и в самое ближайшее время) специалисты повсеместно столкнутся с некоторыми трудно-

стями при проведении инженерных обследований конструкций, армированных АКП [3].

Например, электромагнитный метод определения величины защитного слоя бетона и наличия арматуры в ж/б конструкциях, на которой основаны современные приборы (Поиск, Proseq и др.) к АКП будет уже неприменим, ввиду неметаллической природы самой АКП.

Еще к одной из сложностей можно отнести определение армирования усиленных системами внешнего армирования. В случае определения фактического внутреннего армирования, при проведении вскрытий очевидно, усиление будет нарушено, что приведет либо к потере какой-то части несущей способности конструкции, либо к нарушению анкеровки внешнего армирования, что может потребовать устройства разгружающих конструкций на период проведения обследования и восстановления конструкций. Очевидно, что мероприятия по восстановлению таких конструкций после проведения вскрытий будет стоить значительно больше нежели, чем обычное в таких случаях восстановлении защитного слоя бетона.

Трудности возникнут и при определении физико-механических характеристик АКП в случае отсутствия протоколов испытаний или проектной документации. В России более менее крупных производителей можно насчитать более десятка и заявляемая производителями прочность может колебаться от 800 МПа (минимальное значение согласно ГОСТ 31938) до 1400 МПа. Система идентификации производителя АКП и ее характеристик по нанесению маркировки на стержень в нашей стране пока не внедрена. Аналогичная система внедрена за рубежом, в частности у Канадских и немецких производителей (рис. 1). К слову сказать, такая система в нашей стране в полной мере не работает и для стальной арматуры.



Рисунок 1 - Образцы арматуры с нанесенными на стержни идентификационными данными

Кроме прочности на растяжение ГОСТом 31938 [1] предъявляется еще несколько требований к АКП не совсем стандартных для традиционной стальной арматуры. Так, например, предъявляются требования по прочности на растяжение и вырыву из бетона образцов после воздействия щелочи.

Последующее восстановление конструкций после отбора образцов АКП довольно затруднительны ввиду несвариваемости неметаллической АКП. Кроме того, из-за низкой поперечной прочности АКП при вскрытии конструкций ее легко повредить.

На западе контроль качества нанесения внешнего армирования на конструкции реализован с помощью метода инфракрасной термографии [7-11], позволяющего определить такие дефекты как отслаивание, недостаток сцепления, которые могут быть опасными для несущей способности конструкций. Дефекты нанесения внешнего армирования можно определить и традиционным методом обстукивания однако при большой площади данный метод может оказаться крайне дорогим и долгим по времени.

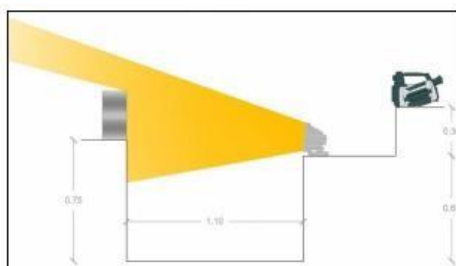


Рисунок 2 - Схема проведения испытания [7]

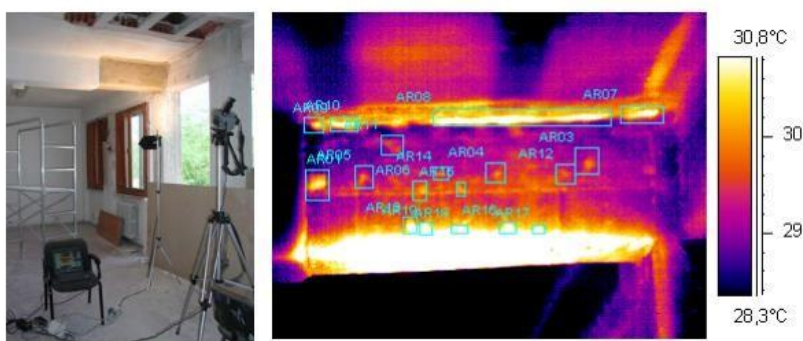


Рисунок 3 - Проведение исследования внутри здания по определению внутренних дефектов на поверхности балки усиленной стеклокомпозитными холстами [7]

Стоит учитывать и невозможность выполнения гнутых деталей из АКП непосредственно на строительной площадке. Гнутые элементы из АКП производят в заводских условиях до отверждения смолы в печи, и им характерны большие радиусы загиба, нежели чем для стальной арматуры и в России в про-

мышленных масштабах по правилам их может выполнить всего пара производителей. Возможно решение, при котором прямые композитные стержни комбинировались с гнутыми металлическими, однако оно не подойдет для конструкций, требующих полного отсутствия металла в теле бетона.

Неоднозначным является и вопрос определения фактической площади поперечного сечения стержней. Сортамента аналогичного сортаменту стальной арматуры для АКП не существует. Каждый производитель имеет свои значения поперечного сечения стержней, определенные гидростатическим взвешиванием по ГОСТ 31938-2012. При этом некоторые производители выпускают арматуру сорта ГОСТ, где заявляемый диаметр определяется по телу стержня, и сорта ТУ, где диаметр определяется по навивке. Таким образом, арматура одного и того же номинального диаметра по сорту ГОСТ и ТУ может иметь разную (до 20%) площадь поперечного сечения, что может привести к завышению или занижению реальной несущей способности конструкции на 30-40%.

При проведении визуального обследования специалистов может смутить чрезмерная ширина раскрытия трещин в конструкциях, армированных АКП. Тем не менее, ввиду высокой коррозионной стойкости ширина раскрытия трещин для конструкций с АКП допускается несколько больше, чем для традиционных железобетонных конструкций. Например, кратковременное раскрытие 0,7 мм, длительное 0,5 мм, вместо 0,4 и 0,3 мм для стальной арматуры соответственно.

У нас в стране пока нет нормативных документов, подробно регламентирующих обращение с АКП на месте строительства. Тем не менее, АКП требует несколько иного обращения на строительной площадке.

Анализ зарубежного опыта показал, что такие нормативы существуют. Наиболее авторитетным документом по использованию АКП в строительстве мировым научным сообществом признается норматив Американского института бетона ACI 440.5R-08. Спецификация для строительства с применением волоконно-армированной полимерной арматуры.

Монтаж арматуры (правильность установки сеток, каркасов; обеспечение защитного слоя; закрепление стыков каркасов, сеток - сварка, вязка) относятся к скрытым работам. В связи с этим надлежащий входной контроль качества поступающей на место строительства АКП во многом определяет надежность и долговечность конструкций. После завершения строительно-монтажных работ

контроль качества конструкций, армированных АКП сложен, поскольку магнитные методы определения расположения композитной арматуры в конструкции не эффективны, применение метода ультразвукового исследования возможно [11], но этот метод пока не стандартизирован для подобных объектов.

При работе с АКП следует использовать оборудование и приспособления, позволяющие избежать повреждения, загрязнение или истирания АКП. Поднимать пучки АКП можно только с захватами в нескольких точках. Нельзя бросать или перетаскивать АКП волоком. АКП должна храниться при указанных в спецификации производителя диапазонах значений температур и влажности, выше уровня поверхности земли на платформах, салазках или других опорах как можно ближе к точке размещения. При хранении на открытом воздухе в течение более чем 4 месяцев, АКП должна быть покрыта непрозрачной пластмассовой пленкой или другими типами укрывного материала, который защищает АКП от ультрафиолетовых лучей.

Повреждения стержней АКП (за исключением имеющих по обрезанным концам) в виде порезов или дефектов больше, чем 0,04 дюйма (1 мм) глубиной могут стать в последующий период эксплуатации конструкции причиной разрушения стержня. Видимые повреждения стержней АКП, превышающие 2% площади поверхности на 30 см длины подлежат ремонту по согласованию с инженером-проектировщиком.

Выводы

На данный момент методика проведения обследования конструкций с АКП оставляет больше вопросов, чем ответов, на которые придется ответить будущим разработчиками нормативных документов по обследованию. Необходимо внести в существующие нормативные документы по обследованию зданий и сооружений положения по обследованию конструкций армированных или усиленных композитными материалами.

В нормативные документы на АКП необходимо внести требование о нанесении идентификационных данных производителя на боковую поверхность стержня по аналогии со стальной арматурой.

Одним из возможных путей может быть закладка в конструкции дополнительных контрольных стержней арматуры (и указание таких мест в проектной документации) которые могут быть впоследствии безболезненно отобраны из конструкции при проведении обследования.

Потенциально метод инфракрасной термографии или рентгеновским излучением может быть использован для определения расположения композитной полимерной арматуры в бетонных конструкциях и величины защитного слоя бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций» – М.: ФГУП ЦПП. 2012.
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. (Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003) с изм. №1,2.
3. Курлапов Д.В. Проблема обследования и усиления фундаментных плит, армированных композитной арматурой. Материалы VII международной научно- практической конференции 13-14 октября 2016 года. Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения. Санкт-Петербург. Издательство Политехнического университета. Стр. 163-170.
4. Мадатян С.А. Перспективы развития стальной и неметаллической арматуры железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2014.№6.с.6-9
5. Селезнев В.А., Корнев О.А., Иванова А.К., Фаизова А.Т. Прочность полимерной композитной арматуры. Потенциал современной науки. 2016. № 4 (21). С. 74-79.
6. Степанова В.Ф. Перспективы применения композитов в производстве бетона и железобетона. Технологии бетонов. 2015. № 9-10. С. 8-9.
7. P. Corvaglia, A. Largo. IRT survey for the quality control of FRP reinforced r.c. structures. 9th International Conference on Quantitative InfraRed Thermography. 10 p.
8. G. CONCU, B. DE NICOLO, C. PIGA, N. TRULLI. Infrared thermography as a tool for quality control of FRP and FRCM application. Composites in Civil Engineering, Rome 2012. 7p.
9. MALDAGUE, X.P.V. "Theory and Practice of Infrared Technology for Nondestructive Testing", In: J. Wiley & Sons Inc., A Wiley-Interscience Publication, 2001.
10. Mulaveesala R, Ghali VS, Arora V (2013) Applications of Non-stationary Thermal Wave Imaging Methods for Characterization of Fibre Reinforced Plastic Materials. Electronics Letters 49.
11. Sanjeev K.V., Sudhir S.B., Saleem A. "Review of Nondestructive Testing Methods for Condition Monitoring of Concrete Structures", Journal of Construction Engineering Volume 2013 (2013), Article ID 834572, 11 pages <http://dx.doi.org/10.1155/2013/834572>

INSPECTION AND QUALITY CONTROL OF REINFORCED AND STRENGTHENED STRUCTURES WITH FRP STRUCTURES

Lapshinov Andrey Evgenevich, Senior Lecturer

Head of the Laboratory for Inspection of Buildings and Structures

(National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow)

ABSTRACT

The article describes the problems that arise when doing inspection and quality control of structures, reinforced and/or strengthened with FRP materials. The changes to the existing design codes regarding FRP materials are given.

Keywords: FRP, reinforcement, inspection of buildings, alkali resistance, infra-red thermography.

МОНИТОРИНГ ДИНАМИКИ РАЗВИТИЯ ДЕФЕКТОВ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Малахов Александр Валерьевич¹, аспирант

Косинов Виктор Васильевич², ст. преподаватель кафедры «ГСиХ»

Юров Александр Петрович², к.т.н., доцент

(¹Юго-Западный государственный университет, Курск)

(²Орловский государственный университет им. И.С. Тургенева, Орел)

АННОТАЦИЯ

В статье представлен опыт мониторинга динамики развития дефектов объекта, выполненного из кирпича, на основе проведенных обследований. Рассмотрены причины возникновения дефектов, а также возможные варианты технических решений для их устранения с учетом технико-экономического обоснования.

Ключевые слова: мониторинг, динамика развития дефектов, объекты из кирпича.

Мониторинг динамики развития дефектов зданий и сооружений является неотъемлемой частью их эксплуатационного периода. В частности, для объектов, выполненных из кирпича, отслеживание таких параметров, как ширина раскрытия трещин, состояние версты наружной кладки, прочность кирпича, является необходимым условием обеспечения прочности, надежности и устойчивости [1,2]. При этом необходимо не только определять количественные величины параметров в текущий момент времени, но и анализировать их изменение за межотчетный интервал.

Приведенный сравнительный анализ выполнялся на основании отчетов об обследовании объекта, выполненных в 2013 и 2017 годах соответственно.

Здание было построено и сдано в эксплуатацию в конце шестидесятых годов XX-го века. В плане имеет сложную форму, состоящую из четырех блоков, с общими размерами 56,4×104,2 м. Конструктивная схема здания с продольными и поперечными несущими кирпичными стенами. Несущими конструкциями здания школы являются сборные железобетонные фундаменты, продольные и поперечные внутренние и наружные кирпичные стены и плиты перекрытия. Пространственная жесткость здания обеспечивается продольными и попереч-

ными кирпичными стенами, жесткими дисками плит перекрытий и покрытия, а также блоками лестничных клеток.

При анализе дефектов отмеченных при первом обследовании (2013 год) было зафиксировано:

- трещины в фундаментных блоках длиной до $l = 3000$ мм и шириной раскрытия до $\Delta = 2$ мм;
- трещины в наружных стенах, в т. ч. сквозные, длиной до $l = 1500$ мм и шириной раскрытия до $\Delta = 10$ мм;
- разрушение наружной версты на глубину до 120 мм.

Также было отмечено разрушение установленного маяка, что свидетельствует о продолжающейся положительной динамике развития трещин.

Во внутренних стенах также наблюдались трещины, длиной на всю высоту этажа и шириной раскрытия до $\Delta = 4$ мм. В то же время в конструкциях междуэтажных перекрытий и покрытия, лестничных узлов не было обнаружено дефектов.

В целом состояние здания при первом обследовании оценивалось как ограниченно-работоспособное [3,4].

При анализе дефектов отмеченных при втором обследовании (2017 год) было зафиксировано:

- трещины в фундаментных блоках длиной до $l = 3500$ мм (зачастую, уходящих в подошву фундамента) и шириной раскрытия до $\Delta = 5$ мм. Помимо этого, была обнаружена просадка грунта на величину до 100 мм, ниже подошвы фундамента, провалы пола;
- трещины в наружных стенах, в т. ч. сквозные, длиной до $l = 3500$ мм и шириной раскрытия до $\Delta = 50$ мм;
- разрушение наружной версты на глубину до 120 мм.

При этом состояние внутренних стен и перекрытий за время между обследованиями существенно не изменилось.

В целом состояние здания при втором обследовании оценивалось как аварийное [3,4].

Дефекты конструкций здания представлены на рис. 1-4.



Рисунок 1 - Трещина в фундаментном блоке (Обследование 2013 г.)



Рисунок 2 - Трещина в фундаментном блоке (Обследование 2017 г.)



Рисунок 3 - Трещина на фасаде здания (Обследование 2013 г.)



Рисунок 4 - Трещина на фасаде здания (Обследование 2017 г.)

Для инструментального контроля были отобраны образцы из железобетонных фундаментных блоков (разрушающий метод) и проведены испытания конструкций перекрытия и стен на месте (неразрушающий метод). Сравнительный анализ показал аналогичные результаты в различные периоды измерений, что говорит о стабильном состоянии свойств материалов конструкции и их соответствии проекту.

Помимо выявления и фиксации дефектов необходимым условием для обеспечения сохранности объекта является установка причин их возникнове-

ния, поскольку устранение дефектов без мер по ликвидации причин может не дать необходимого результата и привести, в итоге, к критическим деформациям и разрушению [5]. На основании рассмотренных заключений, а также режима эксплуатации объекта, были выявлены следующие причины возникновения дефектов:

- причиной возникновения большинства трещин стала неравномерная осадка здания, продолжающаяся по настоящее время. Осадка была вызвана нарушением условий выполнения вертикальной планировки территории, которая привела к чрезмерному увлажнению грунтов основания, не учтенному в проекте. Так как основание - лессовидная просадочная супесь, то чрезмерное увлажнение привело к дополнительному неравномерному уплотнению грунта под подошвой фундамента. Вследствие чего образовались пустоты под подошвой фундамента и, как результат, - неравномерная осадка здания.

- уровень допустимой шумовой нагрузки превышен в несколько раз, вследствие эксплуатации объекта вне рамок его функционального назначения.

В связи с тем, что работы по усилению грунтов, организации рельефа и восстановлению сечения стен являются дорогостоящими и сложными в техническом, и технологическом аспектах, экономически более целесообразно говорить о необходимости демонтажа здания и постройки нового, нежели о реконструкции. В аналогичных ситуациях решение о выборе пути решения задачи должно приниматься как с учетом технических, так и экономических факторов [6].

В целом, необходимо отметить, что реализация мер по сохранности фонда недвижимости должна проводиться с учетом данных обследований, в которых должны быть представлены и архитектурно-планировочные решения, и динамически изменяющиеся характеристики объектов, позволяющие наиболее точно отслеживать изменение свойств материалов и конструкций.

Также необходимо отметить, что обеспечение надежности и долговечности зданий и сооружений возможно только при постоянном контроле за их техническим состоянием. Необходимо регулярно производить осмотры объектов, силами эксплуатирующих организаций, и обследования, с привлечением специализированных организаций и экспертов высокой квалификации. Данные мероприятия позволят своевременно выявлять дефекты и устранять причины их появления. При этом нарушение графика выполнения текущего и капитального

ремонта, невыполнение ликвидации причин возникновения дефектов приводят к их дальнейшему прогрессированию, что негативно сказывается на общем техническом состоянии здания и значительно увеличивает стоимость ремонта в будущем, а в отдельных случаях может привести к невозможности дальнейшей эксплуатации здания или его аварии.

При этом решение о выборе конкретного технологического решения, связанного с ремонтом, реконструкцией или демонтажом здания или сооружения, должно приниматься на основании разработанного технико-экономического обоснования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бойко М. Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. – Л.: Стройиздат, 1995.
2. Добромислов А.Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам. Москва: АСВ, 2008. - 72 с. - ISBN 978-5-93093-297-3.
3. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.- М.: Стандартинформ, 2010.– 60 с.
4. Мальганов А.И., Плевков В.С. Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск, ЦНТИ, 1990. –23 с.
5. Обследование и испытание зданий и сооружений / В.Г.Козачек, Н.В.Нечаев, С.Н. Нотенко, и др. Под ред. В.И. Римшина. – М.: Высшая школа, 2004. – 447 с.
6. СП 70.13330.2011 Несущие и ограждающие конструкции"

MONITORING OF THE DYNAMICS OF DEVELOPMENT OF DEFECTS IN THE EXAMINATION OF BRICK BUILDINGS AND STRUCTURES

Malakhov Alexander Valeryevich¹, postgraduate student
Kosinov Victor Vasilevich², senior lecturer of the Department "UC&E"
Yurov Alexander Petrovich², PhD (Eng), Associate professor
(¹Southwest State University, Kursk,
²Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel)

ABSTRACT

The article presents the experience of monitoring the dynamics of the development of defects in an object made of bricks, based on surveys. The reasons for the occurrence of defects, as well as possible options for technical solutions to eliminate them, taking into account the feasibility study, are considered.

Keywords: monitoring, dynamics of defect development, objects made of bricks.

ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ НАРУЖНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ХОЛОДИЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Николаев Борис Станиславович, ведущий специалист, инженер
(НПЦ «Стройдиагностика», Пермь)

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются результаты обследования наружных стен промышленных холодильников, утеплённых снаружи. Выполнена оценка технического состояния стен. Установлены причины повреждений, возникших после утепления. Сделан вывод о недопустимости наружного утепления стен.

Ключевые слова: обследование, холодильные сооружения, наружные стены, утепление, повреждения.

С наступлением эпохи рыночных отношений в 90-х годах начался период активного внедрения энергосберегающих технологий в промышленности. Не обошла стороной эта тенденция и промышленные холодильные сооружения. Началось повсеместное утепление наружных ограждающих конструкций холодильников. Утепление производилось с учётом следующих условий: без остановки производственных процессов, с применением наиболее дешёвых эффективных утеплителей. Проекты конструктивных решений по утеплению не разрабатывались или не учитывали специфику температурно-влажностного режима сооружений.

С 2014 по 2016 годы техническому обследованию были подвергнуты несколько холодильных сооружений: распределительные многоэтажные холодильники, холодильные камеры в составе фабрики мороженого. На рис. 1 представлен типовой распределительный холодильник.

Сооружения располагаются в Ижевске и Перми на площадках Удмуртского и Пермского хладокомбинатов (далее в тексте – УХК и ПХК соответственно).

Объекты введены в эксплуатацию в 60-х – 70-х годах прошлого столетия.



Рисунок 1 – Типовой распределительный 5-этажный холодильник.

Конструктивно обследуемые сооружения представлены безбалочным каркасом (этажерками) из сборных железобетонных конструкций (колонн с капителями, плит перекрытий) и наружных самонесущих кирпичных стен. Фундаменты под колонны каркаса – столбчатые железобетонные как свайные, так и на естественном основании.

Многослойные наружные стены изначально были запроектированы и выполнены из кирпичной кладки (наружный несущий слой) и внутреннего утеплителя толщиной 300 мм из минеральной пробки (стены холодильника ПХК) или пенопласта ПВХ-1 (стены холодильника УХК). Утеплитель со стороны помещений оштукатурен цементно-песчаным раствором по стальной сетке.

Из-за перепада температур наружного (более тёплого) и внутреннего (более холодного) воздуха и, соответственно, разности парциального давления водяного пара, происходит перемещение влаги с наружной стороны вовнутрь помещений холодильников. Для предотвращения конденсации водяных паров и накопления влаги в утеплителе нормами проектирования холодильников [1], [2] предусмотрен пароизоляционный слой между несущим слоем и утеплителем.

Ограждения конструкции обследуемых зданий изначально были выполнены в строгом соответствии с нормами проектирования и проектом.

Указанное конструктивное решение наружных стен позволяет предохранять кирпичную кладку от чрезмерного увлажнения за счёт «осушения» нагретой стены в летний период.

Из графиков распределения температуры (см. рис. 2) в толще стен видно, что кирпичная кладка в летний период прогревается до температуры, превышающей температуру конденсации влаги. При этом точка росы почти всегда располагается в толще утеплителя.



Рисунок 2 – Графики распределения температуры в слоях стен в теплое время года при проектном утеплении стен

Позднее, наружные стены были утеплены со стороны фасадов. В качестве утеплителя использовались либо пенопласт ПХВ-1 толщиной 150 мм с облицовкой из кровельной стали (стены ПХК), либо плиты толщиной 100 мм из минерального волокна с облицовкой металлическим сайдингом (стены УХК). При этом, никаких вентиляционных прослоек (каналов), которые бы способствовали удалению влаги и осушению основного массива кладки стен, выполнено не было.

После утепления стен снаружи существенно изменился температурный режим ограждений (см. рис. 3).

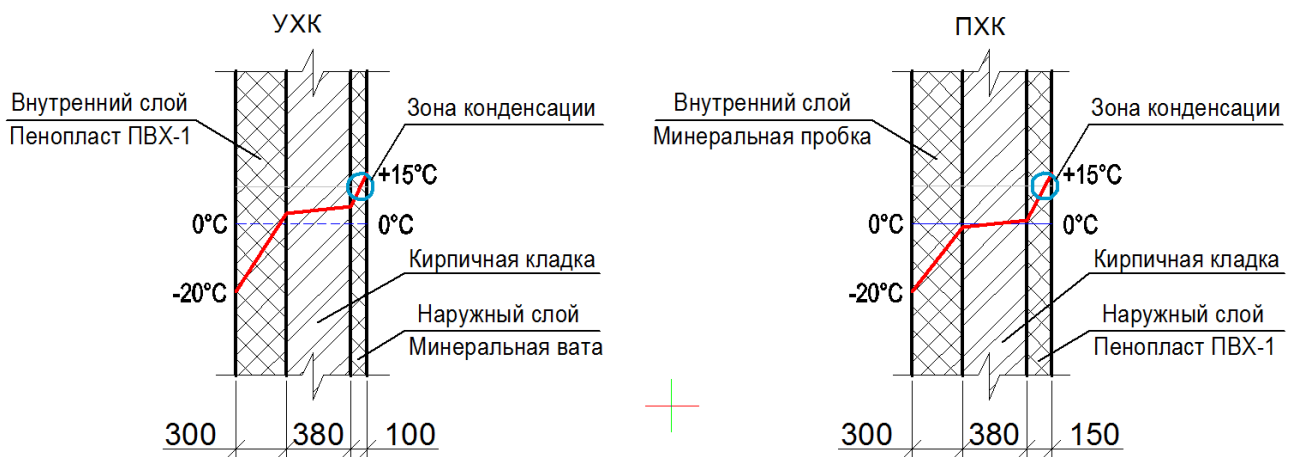


Рисунок 3 – Графики распределения температуры в слоях стен после утепления

Из графиков видно, что кирпичная кладка в летнее время всегда находится в зоне конденсации влаги (температура материала почти всегда ниже точки росы). Более того, кладка промерзает даже при незначительном понижении температуры наружного воздуха.

До утепления обследуемые сооружения подвергались визуальному обследованию. Существенных повреждений кирпичной кладки не было выявлено. Состояние стен не вызывало беспокойства со стороны служб эксплуатации.

При обследованиях, проведённых в 2014 – 2016 годах, были выполнены локальные вскрытия наружных стен с демонтажем наружного утеплителя. На вскрытых участках проведён отбор образцов кирпича, измерение фактической температуры кладки. Для внутреннего утеплителя из минеральной пробки измерен фактический коэффициент теплопроводности. Измерения коэффициента теплопроводности выполнены зондовым методом в соответствии с ГОСТ 30256-94 с использованием прибора «МИТ-1».

При обследовании выявлены повреждения наружных стен всех обследованных холодильников. Повреждения представлены вертикальными сквозными трещинами в наружных стенах. Следует отметить, что трещины располагались только в углах стен (см. рис. 4 – 7).

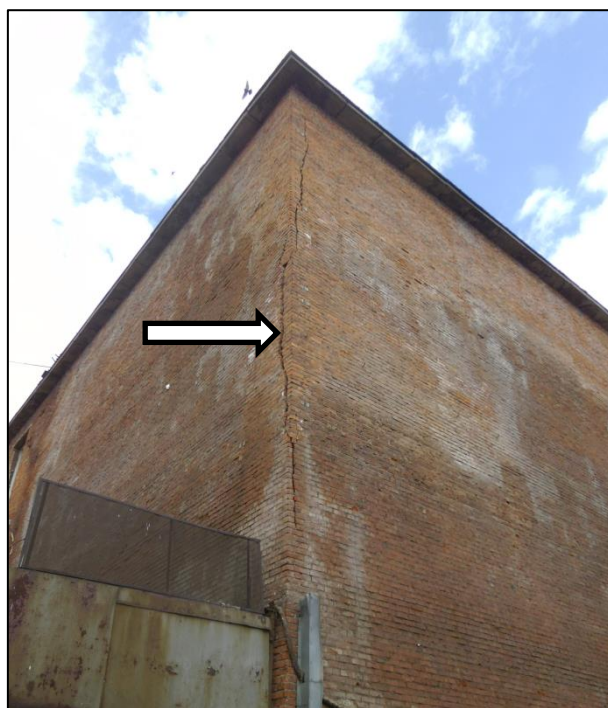


Рисунок 4 – Сквозные вертикальные трещины в углах стен, образовавшиеся после утепления (снимок выполнен после демонтажа наружного утеплителя)

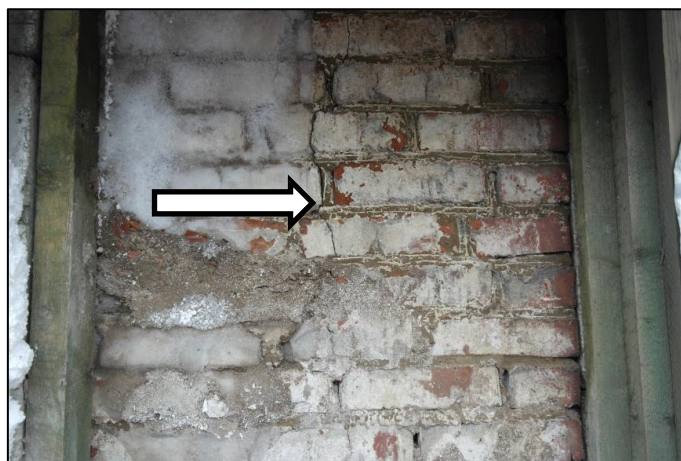


Рисунок 5 – Угол наружной стены холодильника ПХК повреждён сквозными трещинами, образовавшиеся после утепления стен. Поверхность стены покрыта льдом. Снимок выполнен после локального удаления наружного утеплителя



Рисунок 6 – Угол наружной стены холодильника ПХК повреждён сквозными трещинами, образовавшиеся после утепления стен. Кладка увлажнена. Снимок выполнен после локального удаления наружного утеплителя



Рисунок 7 – Угол наружной стены холодильника УХК повреждён сквозными трещинами, образовавшиеся после утепления стен. Снимок выполнен после локального удаления наружного утеплителя

Раскрытие трещин составляет от 5 до 20 мм. Максимальное раскрытие трещин на уровне 1/2 высоты стены в пределах высоты сооружения.

Температура наружной поверхности кладки, измеренная бесконтактным инфракрасным пирометром, составила от -4 до +3 градусов Цельсия при температуре окружающего воздуха +15 градусов.

Кирпичная кладка в стенах, длительное время находившаяся под слоем дополнительного утепления, значительно увлажнена. Кирпичи повсеместно повреждены трещинами, сколами лещадок. Отбор образцов кирпичей из кладки затруднён из-за разрушения (раскалывания, рассыпания) материала.

Прочность образцов кирпича на сжатие по результатам лабораторных испытаний соответствует марке М75 – М100.

Вскрытие утеплителя со стороны помещений не выявило признаков увлажнения теплоизоляции. Фактический коэффициент теплопроводности минеральной пробки не изменился по сравнению со справочными значениями [1].

Причиной образования трещин в наружных стенах являются температурно-влажностные деформации кирпичной кладки, вызванные значительным сокращением линейных размеров стен.

Увлажнение кладки и образование льда на поверхности наружных стен вызвано смещением зоны конденсации влаги из утеплителя в несущий слой из кирпича. Расположение утеплителя снаружи затруднило естественное осушение стен в летний период.

Сопоставление технического состояния стен до утепления и после показало, что имеются явные признаки ухудшения состояния кладки.

Заказчикам рекомендовано выполнить демонтаж наружного утеплителя, усиление кирпичных стен и замену внутреннего утепления стен.

По результатам обследования сделаны следующие выводы:

1. Утепление холодильных сооружений рекомендуется выполнять только со стороны помещений. Повышение теплоизоляционных свойств наружных стен холодильников рекомендуется проводить путём замены устаревших теплоизоляционных материалов, расположенных со стороны помещений.
2. Расположение утеплителя со стороны фасадов приводит к ухудшению технического состояния стен.

ЛИТЕРАТУРА

1. В.В. Васютович, И.М. Гиндлин. Проектирование холодильных сооружений. Справочник. М., 1978.
2. СП 109.13330.2012 Холодильники. Актуализированная редакция СНиП 2.11.02-87. М.: Минрегион России, 2012.

TECHNICAL STATE OF EXTERNAL WALLS OF INDUSTRIAL COLD-STORAGE PLANTS

Nikolaev Boris Stanislavovich, Leading Specialist
(«NPC «Stroydiagnostika» Ltd, Perm)

ABSTRACT

The article reviewed the inspection results of external walls of industrial cold-storage plants insulated from outside. The assessment of the walls technical condition was conducted. The reasons of injuries, which occurred after insulation, were established. The conclusion was made that insulation of walls from outside is inadmissible.

Keywords: inspection of buildings, refrigerating plants, external walls, insulation, injuries.

ПРЕИМУЩЕСТВА ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ НА ПОДГОТОВИТЕЛЬНОМ ЭТАПЕ ОБСЛЕДОВАНИЯ

Новиков Александр Ильич, магистрант

(Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,

Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье представлен современный подход к обследованию зданий и сооружений, используя существующую информационную модель обследуемого объекта. Проанализированы преимущества использования такой модели на подготовительном этапе и в процессе работы для собственника объекта и для организации, занимающейся обследованием, а также составлены диаграммы по 6 разным объектам, показывающие эффективность современного подхода в работе с документацией и демонстрирующие экономию трудозатрат на обследование.

Ключевые слова: информационное моделирование зданий, BIM, обследование зданий, подготовительный этап, бумажный архив, экономия средств, потеря документации.

Введение

Любое обследование зданий или сооружений начинается с подготовительных работ или подготовительного этапа [1], который предусматривает ознакомление с объектом будущего обследования, а также всей его проектной, исполнительной, ремонтной, эксплуатационной и другой документацией.

На сегодняшний день большую часть обследуемых объектов составляют здания, возведенные в прошлом веке, поэтому инженерам-обследователям приходится решать ряд весьма трудоемких задач, связанных с получением доступа к бумажным архивам документации, а также обработки большого массива информации. Проблемы возникают также и на этапе анализа имеющейся документации, так как зачастую исполнительные листы бывают утеряны (это также относится к зданиям, возводимым в наше время).

Оптимальным решением подобных задач становится технология информационного моделирования зданий – BIM (Building Information Modeling), которая подразумевает создание виртуальной копии будущего объекта строительства,

«умной» модели, наполняемой информацией, необходимой для строительства и последующей эксплуатации объекта.

Основная часть

Информационные технологии являются инновацией в строительной отрасли, без которой сейчас уже трудно представить проектирование и строительство всех современных объектов.

Создание информационных моделей является обязательным условием при получении госзаказов на новое строительство, реконструкцию или ремонт в Великобритании, начиная с 1 апреля 2016 года согласно Государственной Стратегии Развития (Government Construction Strategy) [2]. Подобной стратегии придерживаются многие западные страны, в том числе и США. В России согласно дорожной карте внедрения информационных технологий, начиная с 2017 года, часть госзаказов выполняется при использовании BIM технологии [3], а к 2019 году в планах ввести наличие информационной модели обязательным требованием ко всем объектам будущего строительства.

Результатом информационного моделирования объекта является BIM-модель. Одна такая модель становится заменой бумажных архивов, а также значительно облегчает доступ к проектной документации.

Это означает, что инженеры-обследователи, имея доступ к информационной модели, при проведении обследования, которое предшествует реконструкции или новому строительству (через несколько лет после введения в эксплуатацию) [4], смогут использовать созданную модель для увеличения качества и упрощения процесса обследования.

Рассмотрим 6 разноплановых объектов для обследования и построим диаграммы длительностей получения доступа к документации и последующего ее анализа. Обследуемые объекты:

1. Многоквартирный 17-ти этажный жилой дом, состоящий из семи секций. Обследованию подлежали только конструкции наружных стен (кирпичной облицовки). Период проектирования 2010-2011 гг., период строительства 2011-2013 гг.

2. Разгрузочно-погрузочные галереи склада в порту. Обследованию подлежали конструкции ленточных ростверков и сборных плит перекрытия.

3. Комплекс производственных зданий и сооружений в Мурманском порту (8 объектов). Период строительства 1960-1980 гг.

4. Производственное здание (габариты 24х36м). Обследованию подлежали монолитные перекрытия и колонны первого этажа. Период строительства 1950-1960 гг.

5. Каркасное здание (габариты 42х54м). Обследованию подлежали конструкции подвала.

6. Жилое трехсекционное 16-ти этажное здание.

На рис. 1 отображены длительности выполняемых работ по получению доступа к документации. Анализируя диаграмму, заметим, что получение доступа к архивам документации занимает в среднем 1-2 рабочих дня. У жилого 16-ти этажного здания этот процесс занял 5 рабочих дней по причине того, что у собственника объекта отсутствовала часть документации, и было необходимо заказывать ее в проектной организации ОАО «ЛЕННИИПРОЕКТ».



Рисунок 1 – Длительность получения доступа к документации (единица измерения - рабочие дни)

После получения документации или получения доступа к бумажному архиву возникает необходимость в анализе и обработке большого массива данных. В зависимости от типа объекта (согласно рис. 2) обработка документации занимает от 16 до 48 рабочих часов, что равняется 2-6 рабочим дням.



**Рисунок 2 – Длительность полного анализа документации
(единица измерения - часы)**

На рис. 3 представлено суммарное время, затрачиваемое на всю процедуру, проводимую на подготовительном этапе обследования: получение доступа к документации и последующая обработка.

В среднем около 6 рабочих дней тратится на работу, которую можно выполнять менее чем за сутки при правильной организации процесса информационного моделирования.



**Рисунок 3 – Суммарное время на получение доступа к документации и анализ
(единица измерения - рабочие дни)**

Помимо упрощенного доступа к документации и удобного структурирования информации BIM-модель при правильном использовании позволяет значительно снизить (если не ликвидировать полностью) количество документации, которая зачастую теряется у собственника. Согласно проведенному исследованию по вышеописанным объектам (рис. 4) исполнительная документации была утеряна у половины, а у четверти объектов отсутствовали листы проектной документации, а также информация об инженерно-геологических изысканиях.



Рисунок 4 – Процентное соотношение утерянной информации у исследуемых объектов

Выводы

Наличие информационной модели будущего объекта строительства в скором времени с большой вероятностью станет обязательным требованием для всех заказов, как для нового строительства, так и для реконструкции, что значительно повысит качество обследования и обладает рядом других преимуществ:

Для собственника объекта:

1. Экономия средств, затрачиваемых на обследование, за счет уменьшения суммарного времени обследования в связи с минимизацией времени, расходуемого на подготовительном этапе (по усредненным данным, исходя из проведенного исследования, с 6 рабочих дней до 1 суток).
2. При составлении проекта реконструкции достигается экономия средств за счет более точного расчета смет из информационной модели для поврежденных участков конструкции.
3. Отсутствие необходимости содержать бумажный архив со всей документацией об объекте.

4. Гарантия сохранности всей исполнительной и другой документации (которая зачастую теряется) при правильной организации подхода информационного моделирования.

5. Повышение качества обследования за счет предоставления всей необходимой, а также дополнительной информации об объекте организации, выполняющей обследование.

Для организации, выполняющей обследование:

1. Уменьшение времени, затрачиваемого на подготовительный этап и, как следствие, общего времени обследования.

2. Оптимизация работы инженеров-обследователей, исключая бюрократические процедуры, необходимые в настоящее время для получения утраченной документации по некоторым объектам.

3. Повышение эффективности работы при дальнейшем обследовании, а также минимизация ошибок на этапе разработки рекомендаций по усилению за счет наличия более полной информации по обследуемым узлам конструкций объекта, а также всему зданию или сооружению.

4. Возможность быстрого и точного подсчета объема работ (смет) при разработке проекта реконструкции, что уменьшает количество затрачиваемых человеко-часов и оптимизирует работу организации, выполняющей обследование.

Важно отметить, что все вышеописанные преимущества информационного моделирования для обследования зданий и сооружений достигаются исключительно за счет грамотной организации работы с BIM технологиями на этапе проектирования, строительства, эксплуатации и реконструкции объектов.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений, М., 2003;
2. Government Construction Strategy 2016-20 March 2016 [Электронный ресурс] / URL:https://www.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/510354/Government_Construction_Strategy_2016-20.pdf (дата обращения: 11.10.17);
3. Минстрой России [Электронный ресурс] / URL:<http://www.minstroyrf.ru/press/v-2017-godu-ryad-goszakazov-v-stroitelstve-budet-ispolnyatsya-s-obyazatelnym-primeneniem-vim-tekhno/> (дата обращения: 12.10.17);

4. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния, М., 2011.

ADVANTAGES OF BUILDING INFORMATION MODELING AT PRELIMINARY SURVEY STAGE

Novikov Aleksandr Ilyich, master degree student
(Peter the Great Saint Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg)

ABSTRACT

At the paper there is a contemporary method of building inspection with use existing information model of surveying building. The advantages of using the model at the preliminary survey stage and in progress of work for owner and for inspection firm have been analyzed and diagram of 6 surveying objects which reflect efficiency of contemporary method and demonstrate economy of resources for investigation were present.

Keywords: building information modeling, BIM, building inspection, preliminary survey stage, paper archive, resources economy, loss of documentation.

ПРИЧИНЫ РАЗРУШЕНИЯ «СЕЙСМОСТОЙКИХ» ЗДАНИЙ

Ордобаев Бейшенбек Сыдыкбекович¹, к.т.н., профессор

Рудаев Яков Исаакович¹, д.ф.-м.н., профессор

Абдыкеева Ширин Суюнбаевна¹, ст. преподаватель

Смирнов Сергей Борисович², д.т.н., профессор

(¹Кыргызско-Российский Славянский университет, Бишкек,

²Московский государственный строительный университет, Москва)

АННОТАЦИЯ

В статье приведена схема сейсмического разрушения колонн, а также описаны главные причины разрушения зданий при землетрясениях. Сформулированы общие принципы универсальной сейсмозащиты зданий от воздействия ударных волн сдвига. Сейсмостойкие конструкции, разработанные на основе указанных принципов, характеризуются высокой сейсмоизолирующей способностью. Внедрение в практику сейсмостойкого строительства таких конструкций позволит при действии на них подземных взрывов защитить несущие элементы зданий от среза и изгиба одновременно и полностью исключить сейсмические разрушения.

Ключевые слова: сейсмозащита, разрушения, ударная волна, землетрясения, здания.

Известно, что любое разрушение конструкций, в том числе и от сейсмических воздействий, точно соответствует этим воздействиям, т.е. по характеру разрушения конструкций всегда можно определить предшествовавшее ему напряженно-деформированное состояние конструкций и на основе этого воссоздать характер разрушающего воздействия и найти его основные параметры.

Принцип этого процесса состоит в следующем: на каждое конкретное разрушающее воздействие железобетонные и каменные строительные конструкции реагируют адекватно ему – в них появляется совокупность различных трещин определенного вида. Совокупность трещин характеризуется легко фиксируемыми показателями: типом макротрещин, их расположением и направлением, видом сочетания трещин и последовательностью их образования. Анализ

этих показателей дает необходимые сведения о разрушающем воздействии на конструкции [1, 2].

Следует отметить, что в отличие от других воздействий при землетрясениях единственно достоверной и чрезвычайно обширной информацией о характере разрушающего воздействия служат картины сейсмических разрушений. Однако сведения об исследованиях таких разрушений в целях выявления по их характеру истинной природы разрушающего сейсмического воздействия отсутствуют. Решение такой задачи кажется излишним, потому что причина сейсмических разрушений считалось уже давно известной, и не было смысла ее проверять по картинам разрушений конструкций [3-6].

Согласно нынешней официальной доктрине причиной всех сейсмических разрушений зданий являются вынужденные колебания дисков их перекрытий, вызванные теми колебаниями грунта, которые фиксируют акселерометры. Таким образом, считается, что сейсмические разрушения зданий вызываются колебаниями грунта [7] с достаточно малым ускорением, не превышающим $0,5g$.

Чтобы проверить достоверность этого общепринятого утверждения, авторы собрали и проанализировали [4, 5, 8] многочисленные данные о свойствах и закономерностях сейсмических [9] и других разрушений зданий [10]. В результате был сделан очень важный вывод: все сейсмические разрушения уникальны, потому что, во-первых, их пока не удастся воспроизвести искусственно и, во-вторых, аналогичные разрушения не возникают ни при каких иных воздействиях – ураганах, вибрациях моторов, колебаниях сейсмоплатформ, подземных взрывах и т.д.

Характер сейсмических разрушений противоречит двум базовым законам строительной механики: первые трещины в конструкциях при сейсмических воздействиях появляются не в самых напряженных точках (как этого следует ожидать), гибкие элементы (типа колонн) разрушаются без излома и изгибных трещин – в них появляются чисто сдвиговые трещины (чего не должно быть). Все это говорит о нарушении условий статистического равновесия конструкций, в результате чего их сейсмические разрушения происходят «не там и не так», как того требует строительная механика [1–3].

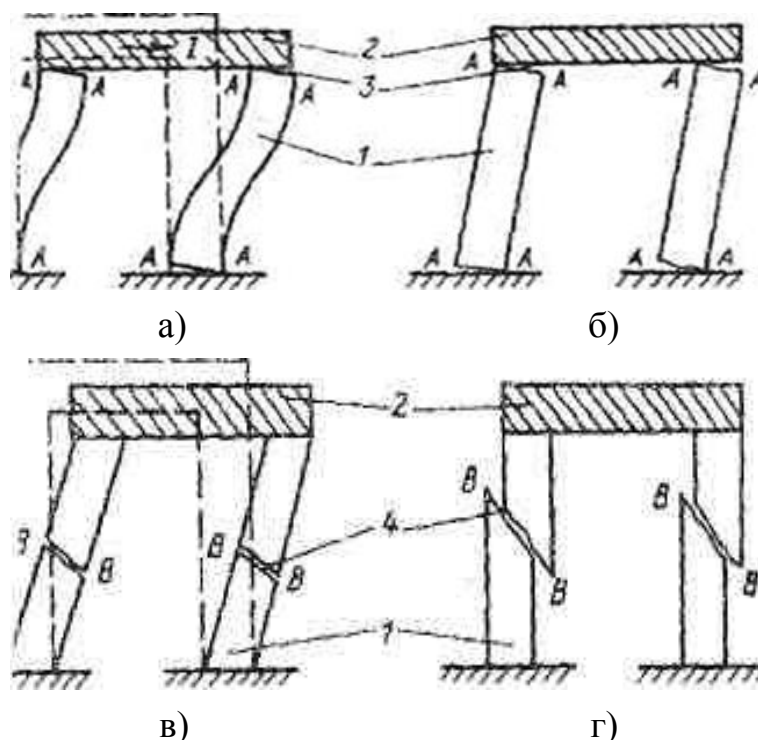
Очевидно, что столь уникальные по характеру разрушения могут быть порождены лишь столь же уникальными воздействиями на них, когда возникают ни с чем несравнимые по величине скорости нагружения на конструкции, т. е.

гигантские ускорения грунта. Пока известно точное значение граничной величины ускорения, превышение которой вызывает чисто сдвиговые разрушения гибких конструкций. Зато уже экспериментально установлено, что при ускорениях грунта, меньших $400g$, разрушения гибких элементов зданий всегда имеют обычную форму с появлением изгибных трещин.

Отсюда следует, что те движения грунта, которые фиксируют приборы при землетрясении (с ускорением до $0,5g$), в принципе не могут вызвать чисто сдвиговые разрушения конструкций. Этот вывод подтверждается также всеми экспериментами по испытанию моделей зданий на сейсмоплатформах при точном воспроизводстве сейсмических колебаний грунта. Ни в одном эксперименте не были зафиксированы сдвиговые разрушения конструкций, все они оказались изгибными [3].

Приведенные факты не только полностью противоречат принятой «колебательной» доктрине и опровергают ее, но и являются грозным сигналом о том, что нынешние сейсмозащитные конструкции абсолютно «беззащитны» перед неизвестным разрушающим сейсмическим воздействием и что все современные сейсмические расчеты и действующие нормы не отражают реальности [4, 5].

Чрезвычайно распространенным случаем сейсмических разрушений являются чисто сдвиговые разрушения колонн. На рис. 1 (а, б) показано, как должны деформироваться и разрушаться защемленные по концам железобетонные колонны при горизонтальных колебаниях дисков перекрытий (должны возникать горизонтальные трещины по концам колонн). В реальности же эти трещины не появляются, а возникают наклонные трещины, чаще всего в зоне, где действуют касательные напряжения, которые во много раз меньше нормальных напряжений (рис. 1 (в, г)). Такое явление не имеет объяснений.



**Рисунок 1 – Схемы сейсмического разрушения колонн:
 а – изгибная деформация; б – ожидаемое изгибное;
 в – реальная сдвиговая деформация; г – реальное разрушение;
 1 – защемленная железобетонная колонна; 2 – плита перекрытия;
 3 – изгибные трещины (А-А); 4 – сдвиг (срез) (В-В)**

Другой массовый случай сейсмических разрушений зданий – возникновение косых крестообразных трещин по диагоналям простенков и перемычек [11, 12], уровень напряжения в которых на порядок ниже, чем в наиболее опасных сечениях, или, что самое парадоксальное, появление диагональных трещин лишь в одних перемычках. Понять природу появления подобных трещин на основе «колебательной» доктрины невозможно.

Появление крестообразных трещин от сейсмических воздействий во всех сплошных стенах с отношением высоты к ширине, превышающем единицу, также отвечает «волновой» и противоречит «колебательной» доктрине, так как в этих стенах вертикальные напряжения в два и более раза превышают касательные и потому при колебаниях перекрытий в стенах должны появляться горизонтальные трещины.

Занимаясь всесторонним обоснованием ударно-волновой концепции, авторы обнаружили один из источников, порождающих мгновенные ударные импульсы и волны при землетрясениях, и описали механизм его действия. До сих

пор считалось, что источником сейсмических волн является «упругая отдача», т. е. внезапный сдвиг берегов магистральной трещины, возникающей вдоль трансформного разлома, где накопились напряжения, вызванные медленным взаимным сдвигом тектонических плит. Возможно также появление вторичных разрывов такого же характера в слоях породы, находящихся в относительной близости от поверхности земли, и появление вызванных этими разрывами аналогичных вторичных мгновенных ударных импульсов и ударных волн. Такие импульсы и волны обусловлены взаимным сдвигом различных слоев породы вследствие разницы в скорости распространения продольных сейсмических волн в этих слоях.

На основе анализа целого ряда фактов был сделан еще один вывод – сейсмические приборы, которые представляют собой одномассовые осцилляторы (шарики на «ножках»), фиксируют не первичные волновые движения грунта, а вызванные ими вторичные движения, являющиеся собственными колебаниями масс этих приборов, возникающими сразу после прохождения ударных волн. И если это так, то о сейсмических волнах мы не имеем никаких сведений, кроме скорости их распространения.

Отметим, что если бы для замеров колебаний грунта использовали не осцилляторы, а мембранные датчики, способные фиксировать ускорения грунта в тысячи g , то упущения должны были быть обнаружены. Поэтому ударно-волновая доктрина сейсмических разрушений будет признана, прежде всего, нужно будет заменить приборы, используемые для измерения колебаний грунта.

В результате проведенного исследования предложены общие принципы универсальной сейсмозащиты зданий от воздействия ударных волн сдвига:

1. Достижение минимальной площади поперечного сечения в связях между фундаментом и зданием.

2. Локализация больших напряжений в малой контактной зоне связей, что позволит легко обеспечить ее неразрушаемость при волновых ударах и других воздействиях.

3. Сейсмоизоляция зданий от ударных волн благодаря перераспределению напряжений с малой площади сечения связей на большую площадь сечения мощного и массивного защитного элемента, а также плавному увеличению площади поперечного сечения вертикальных несущих элементов.

4. Защита здания от действия ударных волн путем скачкообразного изменения площади поперечного сечения фундаментной плиты или вертикальных элементов первого этажа.

Сейсмостойкие конструкции, разработанные на основе указанных принципов, характеризуются очень высокой сейсмоизолирующей способностью. Внедрение в практику сейсмостойкого строительства таких конструкций позволит при действии на них подземных взрывов защитить несущие элементы зданий от среза и изгиба одновременно и полностью исключить сейсмические разрушения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Смирнов С.Б. Причины разрушения сейсмостойких, железобетонных зданий и принципы их эффективной сейсмозащиты // Бетон и железобетон. 1994. №3. С. 22-25.
2. Смирнов С.Б. Решение проблемы надежной сейсмозащиты зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 1999. №10. С. 43-45.
3. Смирнов С.Б. Исследование аномальных форм в сейсмических разрушениях зданий, противоречащих официальной теории сейсмозащиты и опровергающих официальной взгляд на причины разрушения зданий при землетрясениях // Объединенный научный журнал. 2008. №9. С. 51-59.
4. Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р. Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд. Сборник научных трудов. Ч.І. – Бишкек: Айат, 2012. 138 с.
5. Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р. Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд. Сборник научных трудов. Ч.ІІ. – Бишкек: Айат, 2013. 144 с.
6. Саркисов Д. Ю. Сейсмостойкость зданий и сооружений. Томск: Издательство ТГАСУ, 2015. 156с.
7. Рудаев Я.И., Китаева Д.А., Мамадалиева М.А. Моделирование деформационного поведения горных пород // Записки Горного института. 2016. Т. 222. С. 816-822.
8. Рудаев Я.И., Китаева Д.А. Синергетика в механике деформируемого тела // Вестник Кыргызско-Российского Славянского университета. 2010. Т. 10. № 10. С. 123-128.
9. Mrdak I., Rakočević M., Žugić L., Usmanov R., Murgul V., Vatin N. Analysis of the influence of dynamic properties of structures on seismic response according to Montenegrin and European regulations // Applied Mechanics and Materials. 2014. Vols. 633-634. Pp. 1069-1076.

10. Nekliudova E.A., Semenov A.S., Melnikov B.E., Semenov S.G. Experimental research and finite element analysis of elastic and strength properties of fiberglass composite material // Magazine of Civil Engineering. 2014. № 3 (47). Pp. 25-39.
11. Kitaeva D.A., Rudaev Ya.I., Ordobaev B.S., Abdykeeva Sh.S. Modeling of concrete behavior under compression // Applied Mechanics and Materials. 2015. Vols. 725-726. Pp. 623-628.
12. Dovgan V.I., Kitaeva D.A., Rudaev Ya.I. About structure formation self-organization at loading of quasibrittle materials // Proceeding of the XXXIII International Summer School-Conference "Advanced problems in mechanics" (APM'2005). St.Petersburg: Polytechnical Publishing House. 2005. Pp. 61-66.

CAUSES OF DESTRUCTION OF «ASEISMIC» BUILDINGS

Ordobaev Beishenbek Sydykbekovich¹, PhD, professor

Rudaev Yakov Isaakovich¹, DSc, professor

Abdykeeva Shirin Suyunbaevna¹, senior lecturer

Smirnov Sergey Borisovich², DSc, professor

(¹Kyrgyz-Russian Slavic University, Bishkek, Kyrgyz Republic,

²National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow)

ABSTRACT

The scheme of seismic destruction of columns is provided in article and also the main causes of destruction of buildings at earthquakes are described. The common principles of the universal seismoprotection of buildings against influence of shock-waves of shift are formulated. The aseismic designs developed on the basis of the specified principles are characterized by high seismoinsulating power. Introduction in practice of aseismic construction of such designs will allow at action on them underground explosions to protect the bearing elements of buildings from a cut and a bend at the same time and to completely exclude seismic destructions.

Keywords: seismoprotection, destructions, shockwave, earthquakes, buildings.

ОПЫТ ОБСЛЕДОВАНИЯ КВАРТИР В НОВОСТРОЙКАХ

Пешнина Ирина Владимировна, к.т.н., доцент
Синицына Ольга Владимировна, к.т.н., доцент
Юркин Юрий Викторович, к.т.н., доцент
(Вятский государственный университет, Киров)

АННОТАЦИЯ

Актуальность исследуемой проблемы обусловлена увеличением объемов строительства нового жилья и поставленными сегодня в некоторых регионах задачами реновации старого жилого фонда. Статья направлена на обобщение и анализ опыта обследования квартир в новостройках и в ходе проведения судебно-технической экспертизы объектов после перепланировки, переустройства и реконструкции. Ведущим подходом к исследованию данной проблемы является анализ результатов полученных в ходе обследований квартир, в том числе их количественная и качественная оценка, позволяющий выявить особенности проведения обследования на этапе передачи квартиры застройщиком собственнику и специфику судебно-технической экспертизы жилых помещений. В статье представлены наиболее часто выявляемые в ходе обследования несоответствия выполненных строительно-монтажных работ требованиям технических регламентов, строительных норм и правил. Материалы статьи представляют практическую ценность для специалистов в области проектирования и обследования зданий и сооружений и могут быть полезны более широкому кругу лиц.

Ключевые слова: обследование, оценка качества, строительный дефект, повреждение.

Введение

С середины 90-х годов начался период активного и массового строительства жилых домов [1,2,3,4]. Возможность приобретения квартиры обеспечивается путем заключения договора долевого участия в строительстве и регламентируется Федеральным законом № 214-ФЗ. Не исключается использование других форм, в том числе путем участия в жилищно-строительном кооперативе для строительства определенного объекта.

В связи с ростом объемов жилищного строительства и возможностями, предоставленными главой 4 «Жилищного кодекса РФ» №188-ФЗ количество, переустраиваемых, перепланируемых собственниками квартир также увеличи-

лось. При этом вновь создаваемые жилые помещения также должны соответствовать требованиям действующих технических регламентов, строительных норм и правил, других нормативных документов [5,6].

В соответствии с действующим законодательством на завершающем этапе строительства объекта недвижимости осуществляется передача вновь созданного жилого помещения застройщиком и принятия его участником долевого строительства или членом жилищно-строительного кооператива.

В процессе передачи объекта осуществляется оценка качества, то есть его соответствия требованиям технических регламентов, строительных норм и правил, других нормативных документов, условиям договора и выявление несоответствий, в том числе строительных дефектов, повреждений и объемов незавершенных работ.

Опыт обследования объектов строительства в Кировской области, Республике Мордовия и других регионах позволил выявить некоторые особенности проведения обследования квартир на этапе передачи объекта застройщиком и специфику, в том числе судебно-технической экспертизы.

Особенности обследования на этапе приемки квартиры будущим собственником заключаются, на наш взгляд, в ограниченности сроков проведения обследования и необходимости выполнения комплексного обследования, включающего и определение стоимости устранения выявленных несоответствий требованиям технических регламентов, строительных норм и правил, другим нормативным документам, условиям договора.

Рядовому гражданину, каковым является будущий собственник, необходимо обладать знаниями в строительной отрасли и соответствующим опытом, достаточными для всесторонней оценки объекта, либо привлечь специалистов по обследованию зданий и сооружений.

Отсутствие в большинстве случаев у собственника проектной документации на объект и доступа в смежные с передаваемым помещением являются еще одной особенностью данного вида обследования и, как правило, снижают качество проводимой оценки.

Анализ результатов обследования квартир в новостройках нескольких регионов позволил выявить наиболее часто встречающиеся и важные с точки зрения обеспечения безопасности жизни и здоровья граждан несоответствия вы-

полненных строительно-монтажных работ требованиям технических регламентов, строительных норм и правил и условиям договора.

Данные по анализу обследованных объектов приведены в табл. 1, где цифрой в соответствующей ячейке указано количество выявленных несоответствий, то есть нарушений требований технических регламентов, строительных норм и правил, на объекте. Все виды несоответствий сгруппированы по назначению.

Таблица 1 - Анализ опыта обследования квартир в новостройках

Объект	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Площадь, м ²	50	50	64	57	57	57	42	71	48	93	76	100
Наименование	Количество выявленных несоответствий нормам											
Объемно-планировочные решения	3	3	2		1						3	1
Конструктивные решения	10	8	15	1							4	
Внутренняя отделка	1							12	2			
Инж. системы:												
отопление	2	1	3	1	1						1	1
вентиляция	6	6	6	1							3	
водопровод	1		1					1				
канализация		1	1									
электрооборудование	1	1										
телевидение, телефон, радио, пр.												
пожарная сигнализация	1	1	1				1					
Окна балконные двери				3	3	3	1	5	7		1	
Ограждения лоджий/балконов	2	2	2					1			1	

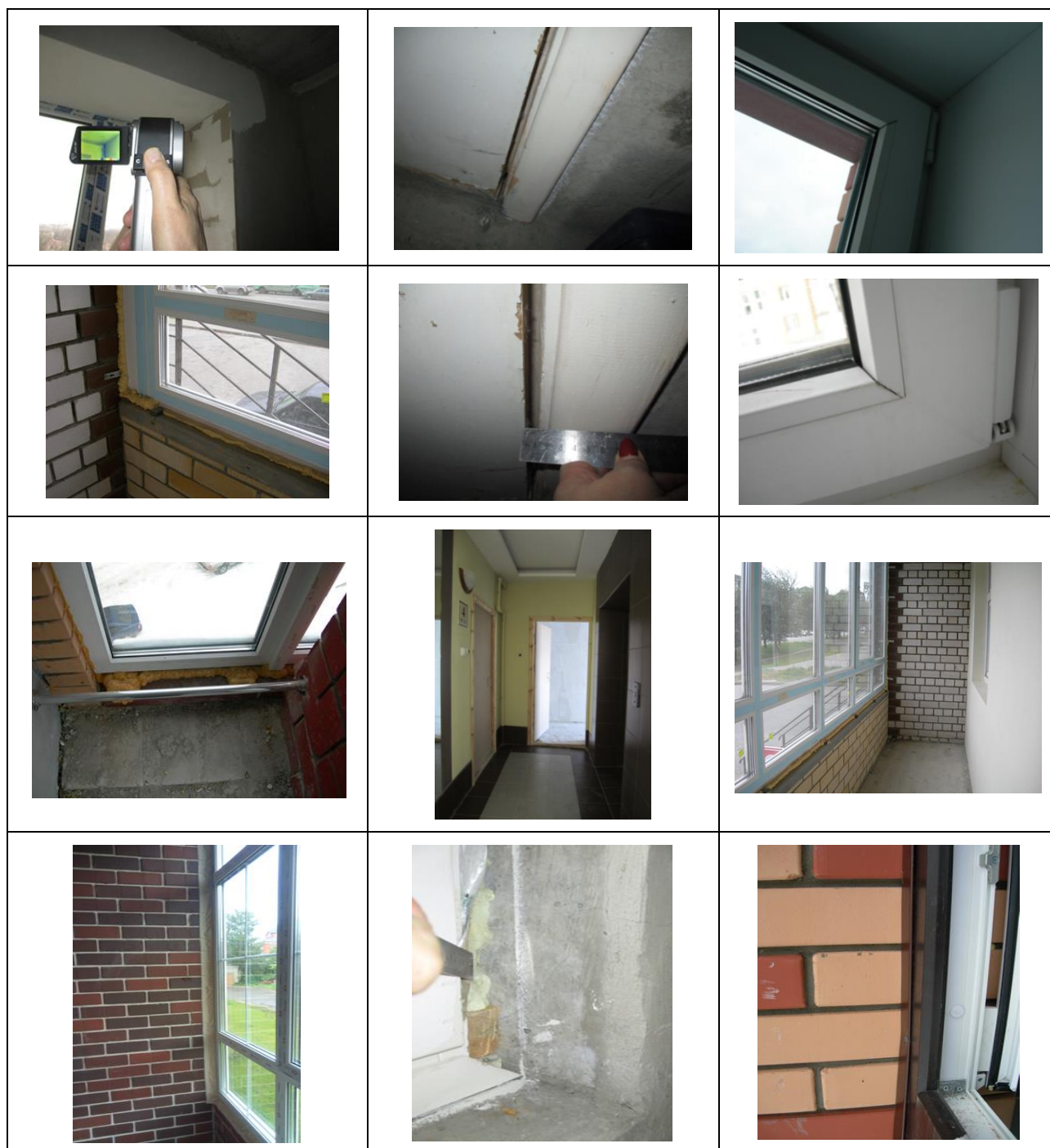


Рисунок 1 – Примеры дефектов и повреждений элементов заполнения оконных и дверных проемов

Анализ опыта проектирования и данных обследований квартир, созданных застройщиками в разных регионах с использованием разных форм организации строительства, показал, что выполнение всех требований действующих технических регламентов, строительных норм и правил, других нормативных документов и даже условий договора участниками строительного процесса не обеспечивается. Дефекты и повреждения заполнения оконных и дверных проемов

на обследованных объектах, иллюстрирующие низкое качество, в том числе монтажа конструкций, приведены на рис. 1.

Создание объекта высокого качества обеспечивается только при условии слаженной и качественной работы всех участников строительного процесса: и изыскателей, и проектировщиков и строителей, не исключая обслуживающие организации и поставщиков материалов и изделий.

Поскольку в соответствии с «Техническим регламентом о безопасности зданий и сооружений» №384-ФЗ наиболее важными для объекта является обеспечение безопасности жизни и здоровья граждан, то выполнение требований механической безопасности, противопожарных и санитарных норм и правил, соответственно, отсутствие на момент приемки и в гарантийный период неустранимых или устранимых, с возникновением объекта худшего качества и более низкой привлекательности, не допускается.

Так при строительстве не допускаются объемно-планировочные решения, с размещением жилой комнаты смежно с шахтой лифта или санузла вышерасположенной квартиры над жилой комнатой, кухней или вход в жилые помещения из санузлов, примеры чего были выявлены на некоторых из обследованных объектов.

В конструктивных решениях не допускается применение для перегородок в санузлах силикатного кирпича без соответствующей защиты материала, выполнение перегородок, отделяющих жилые помещения от санузлов, со сниженными индексами звукоизоляции воздушного шума, заделка стыков плит перекрытий непроектными материалами, например, гипсовым раствором, невыполнение антикоррозийной защиты металлических изделий, и другие.

Особое внимание застройщика должно быть уделено качеству применяемых строительных изделий, таких как оконные и балконные дверные блоки, поскольку на всех обследованных объектах выявлены несоответствия качества изделий требуемому и низкое качество их монтажа. Во многих случаях претензии к качеству именно заполнений оконных и дверных проемов послужили основанием для подачи собственником исковых заявлений в суд.

Отсутствие в конструкции оконных блоков устройств для организации поступления приточного воздуха в жилые помещения и приточных клапанов в конструкциях стен помещений, как правило, предусмотренных проектной до-

кументацией, нередко приводит к нарушению в работе вентиляционных систем и, следовательно, несоответствию требованиям санитарных норм.

Остекление лоджий в некоторых квартирах не обеспечивает надежность и безопасность при эксплуатации. Инженерные системы даже в зданиях повышенной комфортности могут быть смонтированы, не обеспечивая безопасную эксплуатацию объекта, как на одном из объектов Кирова.

Поскольку, предъявляемые собственником на момент приемки квартиры замечания нередко бывают трудно устранимыми, то часть возникающих при этом споров собственника и застройщика разрешаются в судебном порядке.

При проведении судебно-технической экспертизы жилых помещений с целью установления их соответствия требованиям действующих технических регламентов, строительных норм и правил можно утверждать, что особенностью данного вида обследования является необходимость установления, не являются ли выполненные собственниками или иными лицами с согласия собственников работы по перепланировке/переустройству квартиры, работами по реконструкции жилого здания, изменяя его площадь и строительный объем, иные технико-экономические показатели.

Имеются примеры подобной перепланировки/переустройства квартиры, в том числе произведенной на основании решения уполномоченного органа местного самоуправления, несмотря на то, что реконструкция в соответствии с действующим законодательством возможна только с согласия собственников дома.

Сроки проведения судебной экспертизы также, как и при приемке собственником ограничены. Поскольку для проведения экспертизы привлекаются специалисты из проектных организаций, то выводы экспертов могут быть не всегда объективны, так как зависят от индивидуальных квалификационных характеристик специалиста, его опыта, и не гарантируются званиями и представляемыми документами.

При этом специфика подобной экспертизы заключается в ограничении эксперта не только временными рамками, но и рамками сформулированных в определении суда и поставленных перед экспертом вопросов.

Способы устранения выявленных несоответствий всегда индивидуальны, поэтому не представляется возможным их классификация по результатам толь-

ко обследованных объектов, что требует дальнейших исследований данного вопроса.

Проведение комплексного обследования при вводе жилого здания в эксплуатацию специализированными организациями по инициативе застройщика позволит своевременно исключить неустранимые и трудно устранимые несоответствия требованиям технических регламентов, строительных норм и правил до передачи объектов недвижимости собственникам и существенно снизить риски последующих судебных процессов и финансовых потерь.

С целью исключения возможности создания объектов не соответствующих требованиям технических регламентов, строительных норм и правил, других нормативных документов, принятия уполномоченными органами решений, ведущих к нарушению законных прав и интересов собственников, процедуры получения разрешения на перепланировку и (или) переустройство квартиры также необходимо существенно доработать.

ЛИТЕРАТУРА

1. Баулина О.А., Ключин В.В. Проблемы и перспективы жилищного строительства современной России//Интернет-журнал «Наукоедение» том 8, № 2 (2016) <http://naukovedenie.ru/PDF/15EVN216.pdf>.
2. Динамика строительства жилой недвижимости в регионах РФ//Аналитическая служба компании «ФинЭкспертиза» 12 апреля 2016 г.
3. Валуй А.А., Киевский И.Л., Хоркина Ж.А. Пятилетие реализации государственной программы города Москвы «Жилище» и планы на 2016-2018 гг.//ООО НПЦ «Развитие города», №10, 2016. С.44-48.
4. Маслов А.Ю. Актуальные проблемы развития массового жилищного строительства в России. // Проблемы прогнозирования. 2007. № 3. С. 74-81.
5. Жилищный кодекс Российской Федерации от 29 декабря 2004 г. № 188-ФЗ (в ред. от 29.07.2017)
6. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений от 30.12.2009 №384-ФЗ.

EXPERIENCE OF THE INVESTIGATION OF APARTMENTS IN NEW BUILDINGS

Peshnina Irina Vladimirovna, Ph.D., Associate Professor

Sinitsina Olga Vladimirovna, Ph.D., Associate Professor

Yurkin Yuriy Viktorovich, Ph.D., Associate Professor

(Vyatka State University, Kirov)

ABSTRACT

The urgency of the problem is caused by the increasing of new housing construction and the tasks of renovation of old housing stock, set today in some regions. The article is aimed to summarize and analyze the experience of inspecting apartments in new buildings and during forensic examination of facilities after reconstruction. The leading approach to the study of this problem is the analysis of the results obtained during apartment inspection in new buildings, including their quantitative and qualitative assessment, which makes it possible to identify the features of the inspection at the stage of apartment transfer by the developer to the owner and the specifics of forensic examination of living quarters. The article presents the most frequently revealed inconsistencies in the construction and installation works received during inspection and which do not correspond to the requirements of technical regulations, building codes and rules. The materials of the article are of practical value for specialists in the field of design, building and structure inspection and can be useful to a wider range of people.

Keywords: inspection, quality assessment, construction defect, damage.

ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФЕРМ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Савин Сергей Николаевич, д. т. н., с.н.с., профессор кафедры ТСБ
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена использованию динамических параметров строительных конструкций и их элементов для технической диагностики. Рассматриваются сложные, с точки зрения совместной работы, системы. Это могут быть большепролетные покрытия или балочные перекрытия, связанные в той или иной степени между собой. Даются рекомендации по выделению собственных частот колебания элементов в составе конструкций.

Ключевые слова: диагностика технического состояния; динамические параметры; частота колебаний; строительные конструкции; железобетонные фермы покрытия; сложные динамические системы.

Динамические параметры строительных конструкций, зданий и сооружений, оцениваемые в ходе технического обследования, все чаще становятся существенным подспорьем для их надежной диагностики. В работах [1 – 3] подробно изложены методические и теоретические основы определения собственных частот и форм колебаний. Однако, во многих случаях, заказчик плохо знакомый с физическим смыслом получаемых результатов, формулирует требования по определению динамических параметров формально в соответствии с ГОСТ 31937 [4], а фактически, для частей конструкций или второстепенных элементов, у которых такие параметры либо вообще отсутствуют, либо не поддаются однозначному анализу. Последнее, как правило, относится к динамическому анализу сложных систем и является не простой задачей.

Обычно к сложным динамическим системам, с которыми приходится иметь дело при проведении динамического анализа, относятся балочные перекрытия, покрытия по балкам или фермам, элементы железобетонного каркаса и т.п. При анализе такого рода конструкций, как правило, стоит задача оценки собственной частоты балки, ригеля или фермы и сравнение этого параметра у

аналогичных элементов для выявления поврежденных. При этом наибольшую сложность вызывает выделение параметров взаимосвязанных элементов, влияющих друг на друга. Задача становится особенно сложной, когда таких элементов много, как, например, в покрытиях промышленных зданий.

Рассмотрим в качестве примера такого анализа процесс диагностики покрытия «Цеха газобетонных изделий» ДСК-3 в Санкт-Петербурге (см. рис. 1).

Обследованные фермы покрытий состояли из конструкций нескольких видов:

- пролетом 30 м;
- пролетом 12 м;
- пролетом 18 м, образующих единое покрытие.

На каждой группе ферм испытания проводились в два этапа:

- исследования с целью идентификации различных форм свободных колебаний ферм;
- сплошное испытание ферм с целью выявления ферм с пониженной жесткостью.



Рисунок 1 - Спутниковый снимок покрытия «Цеха газобетонных изделий»

При сплошном обследовании ферм датчики устанавливались по одному над каждой фермой (в один ряд 5-6 датчиков одновременно). Ударный импульс для возбуждения колебаний производился прыжком оператора поочередно над каждой фермой, на которой установлен датчик (по 5 ударов в каждой точке), см. рис. 2 и 3.

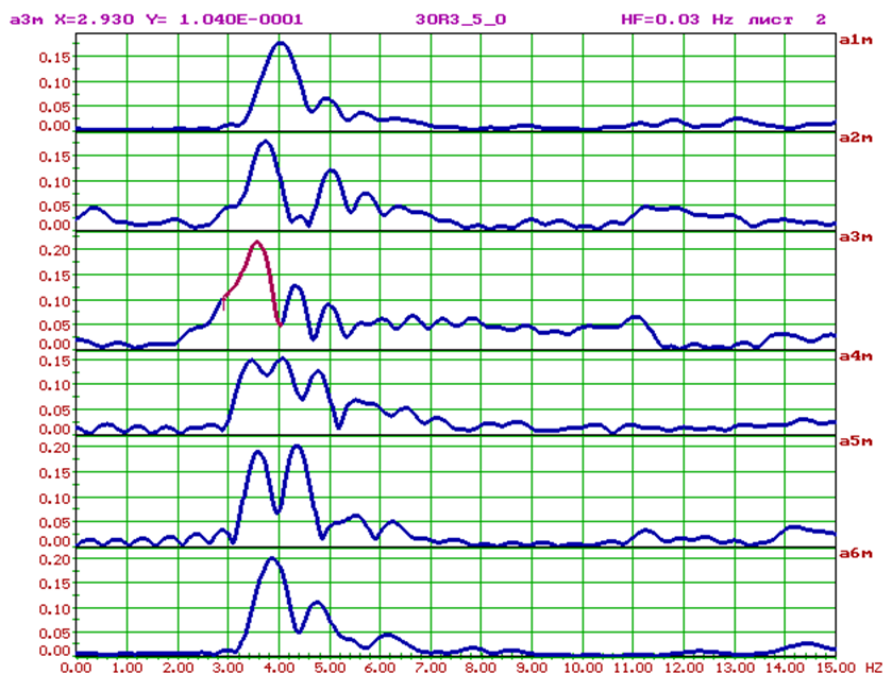


Рисунок 2 - Акселерометр, закрепленный на рубероидном покрытии



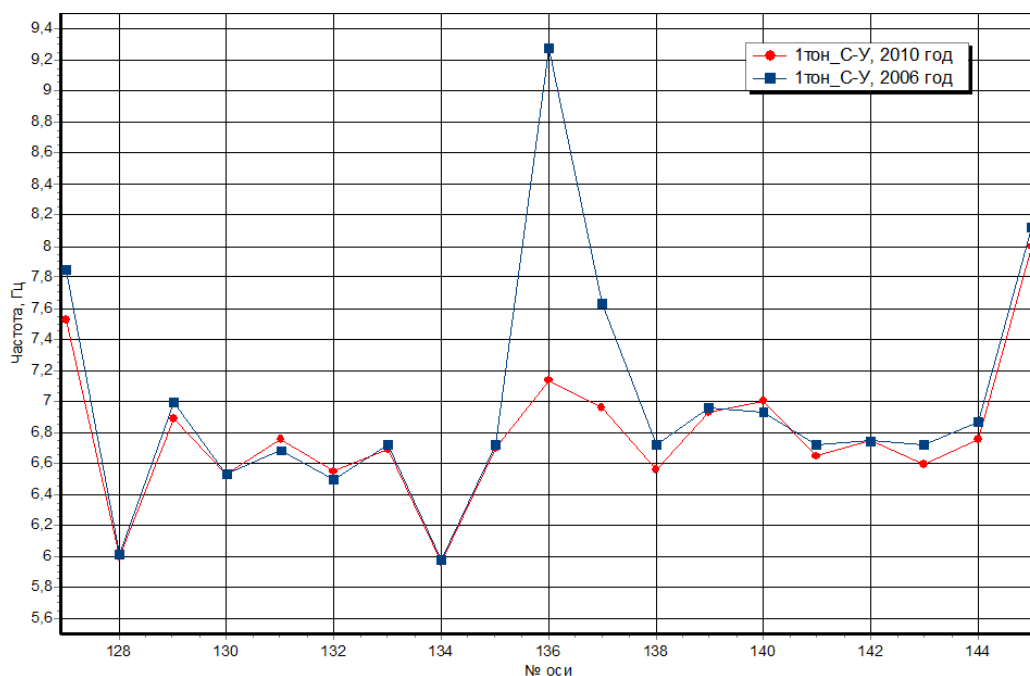
Рисунок 3 - Возбуждение колебаний через покрытие прыжком оператора

Динамический анализ при этом сводился к оценке собственной частоты колебаний по амплитудному спектру отклика всех элементов конструкции. Выбирался спектр максимальной амплитуды, который и соответствовал колебаниям фермы, на которую воздействовал оператор, см. рис. 4.



**Рисунок 4 - Модуль спектров реакции ферм покрытия.
Красным выделен спектр отклика нагружаемой фермы**

Полученные результаты для удобства анализа представлялись в виде диаграмм, см. рис. 5. Где по вертикальной оси – частота собственных колебаний фермы в Гц, по горизонтальной оси – номер фермы покрытия.



**Рисунок 5 - Частоты собственных колебаний ферм покрытия по 2^{му} тону
(2006 г. – синий цвет линий; 2010 г. – красный цвет линий)**

На рис. 5 приведены данные оценки частоты колебаний ферм для двух этапов мониторинга, проводившихся в 2010 и 2015 гг. Представленный пример иллюстрирует вариант диагностики, когда заказчика интересует изменение состояния конструкций во времени. Очевидно, что в данном случае нет необходимости оценивать техническое состояние всех балок, как при первом обследовании, а интересно лишь, как изменилась их жесткость через пять лет эксплуатации.

При первом же обследовании надо иметь в виду, что частоты свободных колебаний ферм определяются как жесткостью самой фермы (состоянием материала фермы, наличием дефектов и т.д.), так и граничными условиями (жесткостью крепления, взаимодействием с другими фермами и плитами покрытия). Поэтому наиболее эффективно предварительное проведение теоретических оценок измеряемых параметров с использованием конечно-элементных моделей. При этом динамические характеристики, полученные в результате модального анализа, сравниваются с фактическими, корректируются и уточняют параметры модели.

Так, в результате модального анализа модели покрытия были получены 40 форм свободных колебаний системы из шести оболочек. В модели, кроме собственного веса конструкций, учитывалась нагрузка 50 кг/м^2 (вес утеплителя – частичное покрытие и снег). Частоты полученных форм свободных колебаний анализировались и служили базовыми параметрами для верификации модели.

Первые три формы колебаний, определенные при модальном анализе, относятся к качаниям и кручению покрытия на колоннах, а остальные – к различным формам совместных колебаний оболочек, ферм и колонн.

Анализ полученных результатов показал, что, в целом, собственные частоты колебаний ферм, замеренные в 2006 г. и 2010 г., мало отличаются по абсолютным значениям. Это свидетельствует о неизменности прочностных свойств конструкции.

В качестве «подозрительных» выделялись фермы, чьи собственные частоты колебаний по первому и второму тону характеризовались наибольшими отклонениями от среднего значения по 2^{му} тону. Однако при этом следует учитывать, что в случае с фермами по оси «134» значительное снижение частоты колебаний определяется граничными условиями (фермы

опираются не на колонны, а на ригеля), а не пониженной жесткостью самой конструкции.

Представленные материалы позволяют рекомендовать использование динамических параметров для анализа сложных конструкций, взаимодействие внутри которых отдельных элементов, на первый взгляд, делает такой анализ невозможным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Савин С.Н. Проведение динамического анализа при реконструкции и капитальном ремонте зданий и сооружений//Сборник «Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения» (Материалы VII международной научно-практической конференции). СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2017. С.215-222.
2. 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.
3. Савин С.Н. Экспресс-оценка технического состояния сооружений по значению их динамических параметров//Сборник «Современные проблемы создания и эксплуатации вооружения, военной специальной техники» (Сборник статей III-ей все-российской научно-практической конференции). СПб.: Изд-во ВКА, 2017. С. 422-426.
4. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М. Стандартинформ. 2014, - 89с.

DIAGNOSTICS OF THE TECHNICAL STATE OF REINFORCED CONCRETE TRUSSES OF LARGE-SPAN STRUCTURES

Savin Sergey Nikolaevich, Dr. of Ec. Sci., Professor
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)

ABSTRACT

The article is devoted to the use of dynamic parameters of structures and their components for technical diagnostics. It considers systems complicated from the perspective of the collaboration. It can be large-span cover beam ceilings or associated in varying degrees between them. Recommendations for the allocation of the eigen-frequencies of elements oscillations in the structures are given.

Keywords: diagnostics of the technical state; dynamic parameters; the oscillation frequency; building construction; concrete farm coverage; complex dynamic system.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗАЩИТНОГО СООРУЖЕНИЯ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ

Соловьев Рустам Арсланович, аспирант

(Брянский государственный университет имени академика И.Г. Петровского,
Брянск)

АННОТАЦИЯ

В статье описывается специфика обследования технического состояния защитных сооружений гражданской обороны. Затронут проблемный вопрос технического состояния таких сооружений, основная часть которых была построена в 60-70-х годах прошлого века и в настоящее время в силу как объективных, так и субъективных причин не пригодны для дальнейшей эксплуатации. Некоторое ужесточение со стороны органов государственной власти контроля в сфере гражданской обороны сделало актуальным проведение реконструкции защитных сооружений, а соответственно и проведение работ по всесторонней оценке их технического состояния. Кратко описаны особенности таких работ в отношении убежищ и укрытий. Приведен пример проведенного обследования защитного сооружения, продолжительное время эксплуатировавшегося с нарушением требований нормативно-технической документации. Описаны характерные дефекты в инженерном оборудовании убежищ.

Ключевые слова: защитное сооружение гражданской обороны, убежище, обследование, эксплуатация, дефекты.

Введение

Для укрытия людей, техники и имущества от опасностей, возникающих при ведении военных действий или вследствие этих действий, а также от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера предназначены защитные сооружения гражданской обороны (ЗС ГО), которые должны обеспечивать защиту укрываемых от косвенного действия ядерных средств поражения, а также действия обычных средств поражения и могут использоваться в мирное время для хозяйственных нужд и обслуживания населения.

В зависимости от назначения и оборудования ЗС ГО подразделяются на убежища, противорадиационные укрытия (ПРУ) и укрытия.

Убежища – наиболее сложные в техническом отношении сооружения, оборудованные комплексом различных инженерных систем и измерительных при-

боров, которые должны обеспечить требуемые нормативные условия автономного жизнеобитания людей в течение двух суток. Учитывая, что все системы и устройства взаимосвязаны, такие условия может обеспечить только их совместная и слаженная работа. От надежной работы любой из систем в конечном итоге зависит безопасность находящихся в сооружениях людей. Как правило, убежища размещаются на территории предприятий продолжающих работать в военное время или вблизи них.

В убежищах предусматриваются основные и вспомогательные помещения. К основным относятся помещения для укрываемых, пункты управления и санитарный пост. К вспомогательным относятся фильтровентиляционные помещения, санитарные узлы, защищенные дизельные электростанции, электрощитовая, помещение для хранения продовольствия, станция перекачки, баллонная, тамбур-шлюз, тамбуры. Системы жизнеобеспечения убежищ должны обеспечивать непрерывное пребывание в них расчетного количества укрываемых в течение двух суток [1], [2].

В системе гражданской обороны СССР был создан значительный фонд защитных сооружений, функционировала слаженная система их строительства, ремонта и контроля эксплуатации.

Однако после распада Советского Союза, вследствие демилитаризации экономики, спада промышленного производства, перехода большинства предприятий в частные руки, а также ослабление внимания к вопросам организации гражданской обороны страны со стороны государства ухудшило положение дел с имуществом гражданской обороны. На большинстве предприятий ремонт защитных сооружений осуществлялся по остаточному принципу. В результате по данным проведенных инвентаризаций имущества гражданской обороны в 2001 и 2006 годах, значительная часть ЗС ГО числится бесхозной. При этом более чем на половине защитных сооружений требуется проведение капитального, среднего ремонта или они не пригодны для дальнейшей эксплуатации [3].

Рост производства на многих предприятиях военно-промышленного комплекса, расширение и строительство новых предприятий энергетики, а соответственно рост наибольшей работающей смены (максимальная по численности работающей смены организации, продолжающей свою деятельность в военное время [1]) и необходимость защитных сооружений для ее размещения, сделало актуальным проведение обследования убежищ, находившихся продолжитель-

ное время в бесхозном состоянии, в целях оценки фактического технического состояния, в том числе защищенности ЗС ГО в целом или его отдельных элементов и технических систем, для принятия решения по возможности выполнения возложенных на них задач или проведению усиления, восстановления, реконструкции, перепрофилирования, ликвидации и т.п. Защитные сооружения в зависимости от состояния строительных конструкций, защитных устройств и внутреннего оборудования оцениваются как готовые, неготовые или ограниченно готовые к приему укрываемых.

Кроме [5] проведение обследования ЗС ГО регулируется также [2] и [4], которые устанавливают дополнительные требования к проведению работ.

Периодичность проведения обследования защитных сооружений установлена один раз в три года [4].

Специфическими являются работы по оценке работоспособности инженерного оборудования ЗС ГО. Ряд отличий имеет оформление документации по итогам обследования.

Важной особенностью обследований ЗС ГО является то, что их необходимо проводить с учетом ограничений на распространение сведений, относящихся к государственной тайне.

Объект обследования

Обследование убежища, находящегося на территории одного из предприятий, которое в соответствии с мобилизационным заданием продолжает работу в военное время, иллюстрирует наиболее характерные дефекты и недостатки в защитных сооружениях продолжительное время находившихся в бесхозном состоянии.

Необходимость в обследовании возникла в связи с нехваткой действующих убежищ предприятия для размещения численно увеличившейся наибольшей работающей смены.

Обследуемый объект расположен в подвальной части служебно-бытового корпуса.

Защитное сооружение запроектировано из унифицированных сборно-монолитных железобетонных конструкций серии У-01-01 по типовому проекту А-III-450-73/120 «Склад инвентаря, приборов и легких штучных материалов» и состоит из основного одноэтажного прямоугольного в плане блока с размерами в осях 36х15 м, высотой от пола до выступающих конструкций покрытия 2,4 м.

По конструктивной схеме убежище с неполным каркасом, встроенное. Несущие конструкции включают в себя: внешние стены из сборных железобетонных панелей типа «ПС1» толщиной 350 мм по серии У-01-01, внутренние колонны типа «К-2» сечением 500х1000 мм по серии У-01-01, балки покрытия типа «Б1-4» с сечением 600х800 мм по серии У-01-01. Плиты покрытия сборно-монолитные толщиной 450 мм по серии У-01-01. Перегородки толщиной 120 мм выполнены из керамического полнотелого кирпича.

В местах пропуска коммуникаций, примыкания входов и вентиляционных камер выполнены монолитные участки. Надземные части и галереи входов – железобетонные. Все коммуникации, проходящие через ограждающие конструкции в зоне герметизации, оборудованы типовыми конструкциями пропуска коммуникаций.

Входы в убежище и зона герметизации оборудованы дверьми защитно-герметическими по серии 01.036-1.

В ходе визуального обследования были обнаружены повреждение отделочного слоя в помещении для укрываемых (рис. 1) и наличие на перегородке в санузле плесени (рис. 2).



Рисунок 1 – Повреждение отделочного слоя в помещении для укрываемых



Рисунок 2 – Плесень на перегородке в санузле

В ходе инструментального обследования технического состояния убежища было установлено, что фактические характеристики материалов основных несущих конструкций соответствуют проектным.

Полученные данные были использованы для выполнения поверочного расчета несущей способности конструкций, в том числе согласно [2] и с учетом

воздействия избыточного давления во фронте воздушной ударной волны, равного 100 кПа.

В целом по результатам проведенного обследования строительных конструкций и инженерного оборудования объекта в соответствии с [5] было признано, что убежище находится в работоспособном техническом состоянии.

В тоже время большое количество нарушений требований [2], [4] в оборудовании убежища не позволяют признать его готовым к приему укрываемых. В частности:

1. Отсутствует дизельная электростанция.
2. Отсутствуют заполненные кислородные баллоны.
3. Отсутствует емкость для воды.
4. Отсутствует помещение для хранения продовольствия.
5. Отсутствуют нары и скамьи для размещения укрываемых.
6. Нарушены требования по цветам окрашивания ЗГД и трубопроводов.
7. Санузел не поставлен на консервацию, частично отсутствует его оборудование.
8. Отсутствуют разгружающие подставки под дверьми защитно-герметическими, обнаружены ржавчина и отсутствие смазки в механизмах задрания, а также частичная окраска резиновых уплотнителей дверей (рис. 3).

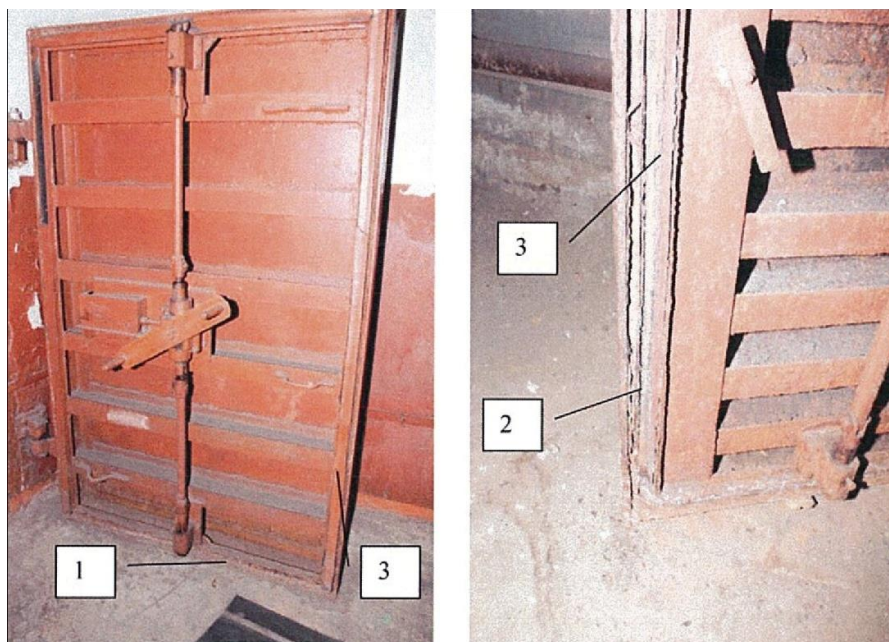


Рисунок 3 – Дефекты дверей защитно-герметических:
1 – отсутствие разгружающих подставок, 2 – коррозия,
3 – окраска резиновых уплотнителей

Выводы

На основании визуального и инструментального обследований, поверочных расчетов строительные конструкции защитного сооружения находятся в работоспособном состоянии. Однако отсутствие в течение продолжительного периода времени должного контроля со стороны руководства предприятия за использованием убежища в повседневной деятельности привело к тому, что часть оборудования, обеспечивающего защиту укрываемых, на момент проведения обследования отсутствовала, эксплуатация сооружения организована с нарушением требований нормативно-технической документации. В итоге убежище не способно выполнять свою функцию.

Обследование технического состояния ЗС ГО является специфическим видом работ и для подготовки корректного заключения требует от персонала, специализированных организаций, привлекаемых для таких работ, дополнительного изучения нормативной документации в сфере гражданской обороны.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ Р 42.4.03-2015 «Гражданская оборона. Защитные сооружения гражданской обороны. Классификация. Общие технические требования». М., 2015.
2. СП 88.13330.2014 Защитные сооружения гражданской обороны. Актуализированная редакция СНиП II-11-77*. М., 2014.
3. Степаненко Д.В., Князев П.А. Некоторые проблемы поддержания в готовности фонда защитных сооружений гражданской обороны // Интернет-журнал «Технологии техносферной безопасности». Выпуск №6 (декабрь 2009 г.).
4. Приказ МЧС России от 15.12.2002 № 583 «Об утверждении и введении в действие правил эксплуатации защитных сооружений гражданской обороны».
5. ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния». М., 2014.

SURVEY OF PROTECTIVE CONSTRUCTIONS OF CIVIL DEFENSE

Solovyev Rustam Arslanovich, graduate student
(Bryansk State Academician I.G. Petrovski University, Bryansk)

ABSTRACT

The article describes the specifics of inspection of the technical condition of protective structures of civil defense. Raised the problematic issue of the technical condition of such structures, most of which were built in 60-70-ies of the last century and currently in force both objective, and subjective reasons, is not suitable for further use. Some tightening on the part of the public authorities control in the field of civil defense did the actual reconstruction of protective structures, and therefore works on a comprehensive assessment of their technical condition. Briefly describes the features of such works in relation to refuges and shelters. The example of the survey the defenses, for a long time exploited with violation of requirements of normative-technical documentation. Describes the characteristic defects in equipment shelters.

Keywords: protective structure of civil defense, asylum, inspection, maintenance, and defects.

УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ПОМОЩИ СВАЙ СО СТЕКЛОПЛАСТИКОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ НА СТАДИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ФИЗКУЛЬТУРНО- ОЗДОРОВИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА

Субботин Анатолий Иванович, к.т.н., профессор,

Шагина Анна Игоревна, аспирант,

Шутова Марина Николаевна, к.т.н., доцент

Субботин Виталий Анатольевич, аспирант

Субботин Игнат Анатольевич, магистрант

(Южно-Российский государственный политехнический университет
имени М. И. Платова, Новочеркасск)

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена результатам обследования конструкций подземной части возводимого физкультурно-оздоровительного комплекса в п. Орловский Ростовской области. При строительстве объекта в ростверке и стенах цокольной части возникли трещины, что потребовало проведения обследования и выявления причин возникновения и возможностей устранения дефектов и повреждений. Основной причиной возникновения трещин по результатам проведенного обследования и поверочного расчета экспертами названо недостаточное армирование ростверка, также на техническое состояние ростверка повлиял неверно выбранный шаг свай. При этом несущая способность существующих свай признана достаточной. Приведены рекомендуемые проектные решения по усилению ростверков при помощи свай с композитной (стеклопластиковой) арматурой с уменьшением шага между сваями, что позволит избежать раскрытия трещин и разрушении подземной части здания.

Ключевые слова: обследование зданий, силовые трещины, сваи, композитная арматура, усиление ростверков.

Специалистами ООО «Строительно-производственное управление» и ЮРГПУ (НПИ) имени М. И. Платова было проведено техническое обследование строительных конструкций физкультурно-оздоровительного комплекса по ул. Транспортная, 10 в п. Орловский Орловского района Ростовской области [1].

[illegible]

Фундаменты спортивного зала запроектированы свайными с ленточным ростверком (рис. 2). Сборные железобетонные забивные сваи квадратного сечения 350х350 мм длиной 16 м. Поверх свай запроектирован монолитный железобетонный ленточный ростверк из класса бетона по прочности В25, марки по водонепроницаемости W8, марки по морозостойкости F100. По периметру здания ростверк выполняется сечением 650х600(н) мм. Монолитные железобетонные стены цокольной части с отм. -1.650 до отм. -0.050 предусмотрены толщиной 300 мм.



а)



б)

Рисунок 3 - Трещины в бетоне цокольной части и ростверка спортивного зала

При анализе проектной документации, инженерно-геологических условий площадки, требований нормативной документации, оценке качества выполненных работ и соответствия их проекту согласно требованиям [2], [3] экспертами были сделаны следующие выводы:

1. Все конструкции выполнены согласно проекту, отклонения не превышают допустимые погрешности;

2. Несущая способность принятых в проекте свай достаточная, но сваи расположены со значительным шагом (6-7 м), а в совокупности с тем, что опирание стены на ростверк запроектировано с эксцентриситетом относительно оси расположения свай, конструкция ростверка находится в сложном напряженном состоянии из-за возникающего момента, что приводит к завышенному значению его армирования, что не учтено проектом;

3. По результатам поверочного расчета с учетом уточненного нагружения и расчетной схемы (рис.4а, б) авторами были получены значения поперечного сечения армирования, значительно превышающие проектные (табл. 1).

Так как трещины ростверка и стены цокольной части, работающих как неразрезные балки, вызваны в большей степени значительным расстоянием между опорами-сваями, то при сокращении шага свай изгибающие усилия (в том числе и от бокового давления грунта, ветра) уменьшаются, и требуется меньшее значение армирования.

В качестве варианта усиления ростверков принята схема с расположением в середине пролетов по осям В-К наклонных буронабивных свай с армированием стеклопластиковой арматурой (рис.5 а, б).

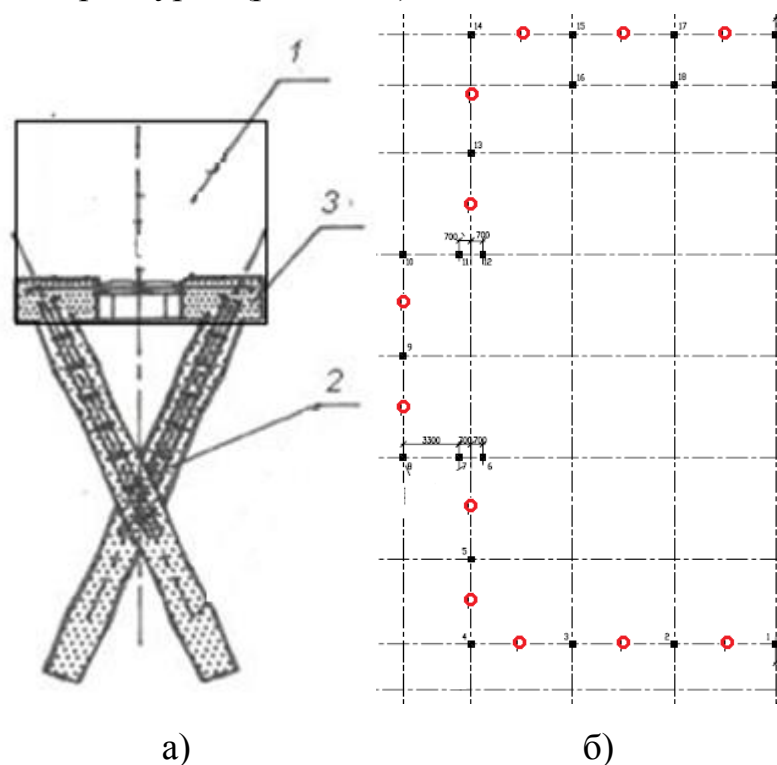


Рисунок 5 - Установка буронабивных свай со стеклопластиковой арматурой:
а) схема устройства свай: 1- ростверк, 2- композитная арматура, 3 – буронабивная свая;
б) места установки свай (показаны пустыми точками между существующими сваями)

Применение стеклопластиковой (композитной) арматуры позволит удешевить процесс усиления, кроме того КПА стойка к воздействию агрессивных грунтовых вод.

Авторами был произведен перерасчет конструкций ростверка с учетом установки промежуточных свай (рис. 6 а-г) в ПК StructureCad. Результаты расчета армирования сведены в табл. 2.

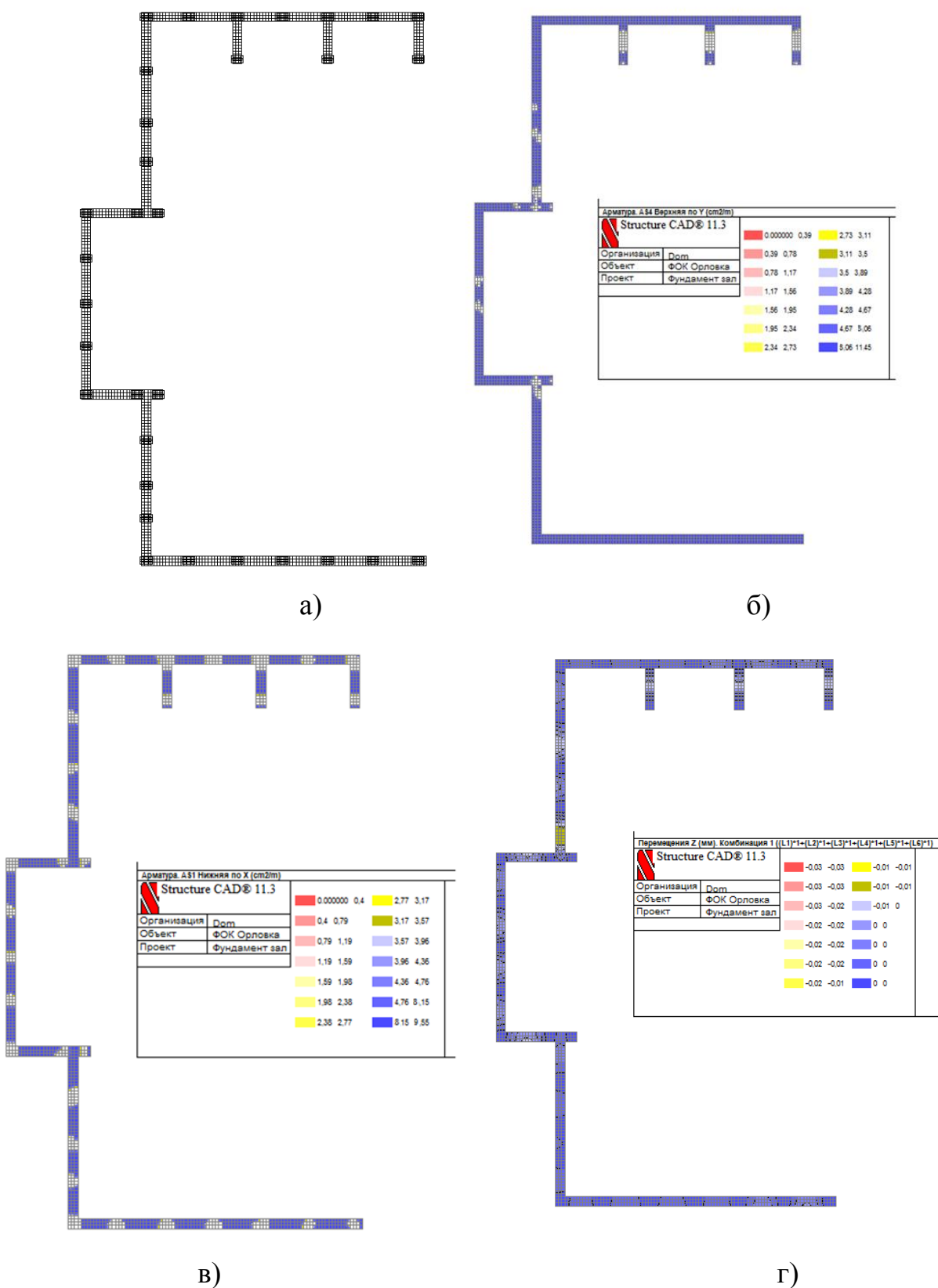


Рисунок 6 - Расчет усиленных сваями фундаментов под спортивный зал в осях 1-6, В-К. а) расположение связей (по сваям), б) эпюра армирования по верхнему поясу по оси Y, в) эпюра армирования по нижнему поясу по оси Y, г) эпюра перемещений по вертикальной оси.

Таблица 2 - Результаты армирования усиленного фундамента

	Продольная арматура. По результатам SCAD (см ²) без усиления	Продольная арматура. по результатам SCAD (см ²) с усилением	Проектное решение арматура см ²	Дополнительное армирование ростверка, см ²
Нижняя основная сетка в пролете	<u>5,55 (3,60)</u> 5,55	<u>2,55</u> 2,55	<u>4Ø10 A500</u> <u>A_s=3,14</u> Соответствует	Не требуется
Нижняя сетка над сваяй	<u>19,9 (12,9)</u> 5,55	<u>9,55</u> 5,55	<u>4Ø16 A500</u> <u>A_s=8,04</u> Не соответствует	<u>1,52 (1Ø16 A500)</u>
Верхняя основная сетка в пролете	<u>13,93 (9,0)</u> 5,55	<u>5,55(5,0)</u> 5,55	<u>4Ø10 A500</u> <u>A_s=3,14</u> Не соответствует	<u>2,41 (3 Ø10 A500)</u>
Верхняя сетка над сваяй	<u>16,2 (10,5)</u> 5,55	<u>11,45 (9,5)</u> 5,55	<u>4Ø16 A500</u> <u>A_s=8,04</u> Не соответствует	<u>3,41 (2Ø16 A500)</u>

В результате проведенного расчета было установлено, что при установке дополнительных свай требуемая площадь армирования ростверка значительно уменьшается и вариант усиления при помощи буронабивных свай со стеклопластиковой арматурой может быть применен совместно с вариантом усиления устройством железобетонной рубашки с боков ростверка.

ЛИТЕРАТУРА

1. Заключение о техническом состоянии возведенных строительных конструкций строящегося физкультурно-оздоровительного комплекса по ул. Транспортная, 10 в п. Орловский Орловского района Ростовской области»: техн. отчет к заключ./А. И. Субботин, В. А. Субботин, И. А. Субботин, А. Ю. Прокофьев, О. С. Мурадян. - Новочеркасск, 2017.- 145 с.
2. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
3. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.

STRENGTHENING OF THE BASES USING PILES WITH FIBERGLASS REINFORCING AT THE STAGE OF CONSTRUCTION OF THE SPORTS - IMPROVING COMPLEX

Subbotin Anatoly Ivanovich, PhD, professor

Shagina Anna Igorevna, postgraduate student

Shutova Marina Nikolaevna, PhD, associate professor

Subbotin Vitaly Anatolievich, post graduate student

Subbotin Ignat Anatolievich, undergraduate student

(Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI), Novocherkassk)

ABSTRACT

Article is devoted to results of inspection of designs of an underground part of the built sports and improving complex in the settlement Orlovsky, Rostov region. At construction of the facility in a grillage and walls of a part there were cracks that has demanded carrying out inspection and identification of the causes and opportunities of elimination of defects and damages. By results of the conducted examination and testing calculation by experts insufficient reinforcing of a grillage is called the main reason for emergence of cracks, also technical condition of a grillage was affected by incorrectly chosen step of piles. At the same time the bearing ability of the existing piles is recognized as sufficient. The recommended design decisions on strengthening of grillages by means of piles with composite (fiberglass) fittings with reduction of a step between piles are provided that will allow to avoid disclosure of cracks and destruction of an underground part of the building.

Keywords: inspection of buildings, power cracks, piles, composite fittings, strengthening of grillages.

ИЗМЕРЕНИЕ ПЕРИОДОВ И ДЕКРЕМЕНТОВ КОЛЕБАНИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Улыбин Алексей Владимирович, к.т.н., генеральный директор
(ООО «ОЗИС-Венчур», Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В современных российских документах по обследованию и мониторингу зданий регламентируется обязательное проведение измерений динамических параметров зданий при их обследовании. При этом инженерное сообщество в большинстве своем не знает ни как измерять, ни как использовать данные параметры. Данная статья отражает опыт ознакомления с данной методикой диагностики. В статье приведены не только реальные данные динамического мониторинга нескольких объектов, но и дана критическая оценка действующих норм с точки зрения их практической применимости. Материал адресован всем специалистам, кто сталкивается с данной задачей как с точки зрения заказчика, так и исполнителя динамических измерений.

Ключевые слова: динамический мониторинг зданий, декремент колебаний, период колебаний, обследование зданий.

Введение

На сегодняшний день в России основным документом, регламентирующим процедуры обследования и мониторинга технического состояния зданий и сооружений, является ГОСТ 31937-2011 [1]. Помимо общих правил и рекомендаций по проведению мониторинга вообще, ГОСТ [1] описывает необходимость измерения динамических параметров зданий. Первичное измерение данных параметров (периодов или частот колебаний, а также декрементов), зафиксированное в итоговых документах по обследованию, позволит в дальнейшем проводить интегральную оценку технического состояния здания довольно оперативно.

Так в форме заключения по обследованию технического состояния (Приложение Б ГОСТ [1]) указывается на необходимость фиксации периодов колебаний (T) в продольном (далее X) и поперечном направлениях (далее Y). В форме паспорта (Приложение Г) и заключения по этапу общего мониторинга (Приложение Л) предусмотрено измерение вышеуказанных периодов, а также

вдоль вертикальной оси (далее Z), и логарифмических декрементов (D) колебаний по указанным направлениям. Итого необходимо измерить шесть параметров обследуемого здания:

$T_x, T_y, T_z, D_x, D_y, D_z$.

На практике, с учетом того, что не каждый заказчик знает данные нормы и не каждая экспертная организация имеет измерительное оборудование, данные параметры измеряются довольно редко. Часто встречаются отчеты и заключения, составленные по форме ГОСТ [1], в которых в графах фиксации указанных параметров стоит прочерк, либо указано «измерение не проводилось». К сожалению, и те организации, которые обладают измерительными приборами, во многих случаях не имеют возможности углубиться в суть процесса измерения, возможные ошибки и прочие имеющиеся нюансы. Таким образом, процесс измерения сводится к записыванию цифр, которые отображает прибор, и переноса их в графы заключения. Это связано как с отсутствием времени на полноценный анализ методики измерения, так и с весьма поверхностными указаниями в нормах. Также можно отметить отсутствие курсов повышения квалификации или тренингов, на которых можно обучиться данному виду измерений.

Данная статья является попыткой частичного устранения указанной проблемы и адресована всем специалистам, кто сталкивается с вопросом динамических измерений, как с точки зрения заказчика, так и исполнителя данной работы.

Применение результатов измерения динамических параметров

Перед рассмотрением вопросов «Зачем измерять динамические параметры?» и «Как использовать их результаты?», необходимо отметить, что имеется нормативный документ, описывающий не только, что нужно измерять, но и как. Этим стандартом является ГОСТ 54859-2011 [2]. Именно этот документ содержит правила выполнения измерений, условия и расположение датчиков измерительного комплекса и прочие важные указания.

Итак, для каких целей можно использовать динамические параметры зданий. На рис. 1. представлена схема, укрупненно отвечающая на данный вопрос.

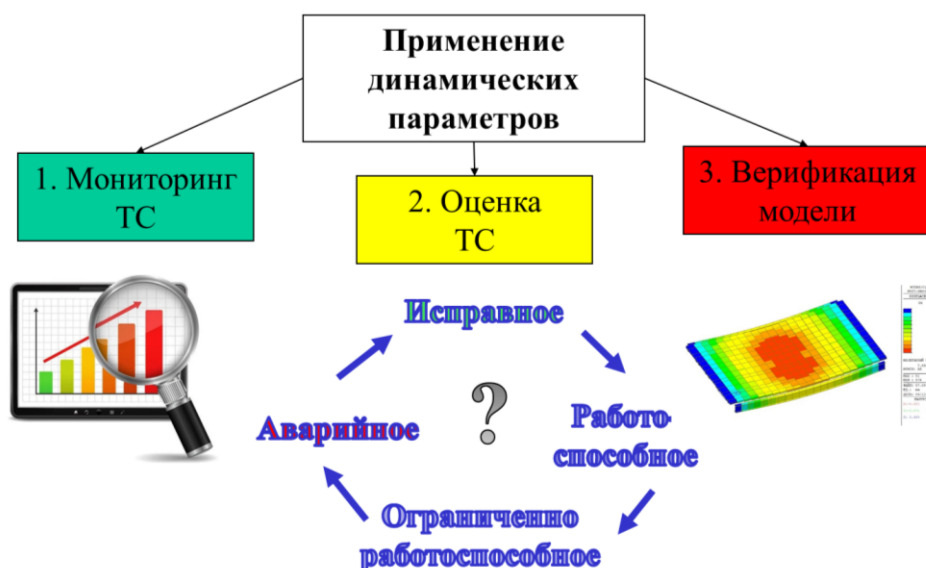


Рисунок 1 – Схема применения результатов динамических измерений

1. **Мониторинг технического состояния** является, по мнению автора, наиболее объективным и простым применением описываемого вида измерений. Суть мониторинга в данном случае, как и при использовании других видов мониторинга, например, геодезического, сводится к сравнению результатов периодических измерений с первоначальными или предшествующими.

Идея контроля основана на том, что в случае существенного изменения жесткости здания данный факт можно будет обнаружить, не прибегая к традиционному осмотру или инструментальному обследованию конструкций, в том числе к расчету. Для контроля нужно лишь установить датчик акселерометр на участок измерения (как правило, верхняя точка объекта вблизи центра масс) и сравнить результаты измерения с предыдущими. Наиболее показательным примером преимущества данного подхода перед традиционным является следующий пример. Допустим, в существующем здании эксплуатирующая организация выполнила демонтаж ненесущих диафрагм жесткости (всех или части). За счет резервов узлов сопряжения элементов и отсутствия реализации неблагоприятного сочетания нагрузок здание может эксплуатироваться после демонтажа определенное время без образования дефектов и обрушения. На поверочный расчет конструкций, особенно поэлементный, демонтаж диафрагм, отвечающих за пространственную жесткость, может никак не сказаться. При этом за счет того, что пространственная жесткость здания будет снижена, динамический мониторинг сразу обнаружит данную проблему. Аналогичные примеры можно привести с повреждениями несущих конструкций или изменением

напряженно-деформированного состояния грунтов основания. Во всех случаях, когда интегральное техническое состояние здание изменится (преимущественно жесткостные параметры) это можно будет выявить условно, не заходя внутрь.

Если обратиться к требованиям ГОСТ 31937 [1] по указанному вопросу, то можно привести следующие выдержки из норматива:

- п.6.2.2 При общем мониторинге, вместо проведения обследования технического состояния зданий в полном объеме, проводят визуальный осмотр конструкций, измеряют динамические параметры и составляют паспорт здания.
- п.6.2.3 Если по результатам приблизительной оценки категория ТС здания соответствует нормативному или работоспособному, то повторные измерения динамических параметров проводят через **2 года**.
- п. 6.2.4 Если по результатам повторных измерений динамических параметров их изменения не превышают **10%**, то следующие измерения проводят еще через **2 года**.
- п. 6.2.5 Если ... при повторном измерении динамических параметров здания результаты измерений различаются **более чем на 10%**, то такое здание (сооружение) подлежит обязательному внеплановому обследованию.

В руководящих документах также имеются и другие критерии оценки технического состояния, базирующиеся на сравнении результатов измерения динамических параметров. Например, в методике по оценке безопасности сооружений МЧС [3] приводятся критерии, представленные в табл.1.

Таблица 1 – Рекомендации по оценке изменения динамических параметров [3]

Увеличение периода собственных колебаний, %	Степень повреждения
0- 10	1 - без повреждения (легкая)
11-30	2 - умеренная
31-60	3 - сильная
61-90	4 - тяжелая
91-100	5 - катастрофическая

2. Оценка технического состояния по результатам динамических измерений подразумевает использование данных единичных измерений без сравнения с предыдущими. При этом предполагается, что для здания типовой конструкции и высоты (этажности) стандартная величина измеряемого параметра (например, периода собственных колебаний в поперечном направлении) должна быть известна. Приблизительно оценить стандартное значение можно воспользовавшись данными, указанными в Приложении Ж ГОСТ 54859 [2] или по формуле, приведенной в монографии [4]:

$$T=k \cdot H, \quad (1)$$

где T – период колебаний, с;

H – высота здания, м;

k – эмпирический коэффициент, учитывающий конструктивный тип объекта.

За простотой такого подхода, в действительности, скрывается тот факт, что каждая динамическая система (в частности, здание) является уникальной. С учетом фактического конструктивного решения не только несущих, но и ограждающих конструкций, типа фундамента, свойств грунтов основания, наличия прочих обстоятельств, фактические параметры колебаний могут отличаться от среднего «стандартного» значения на величину гораздо большую, чем указанные в нормах [1] 10%. Таким образом, техническое состояние вполне работоспособного здания может быть поставлено под сомнение на основании однократных измерений, выполненных за пару часов.

В подкрепление вышесказанного приведем цитату из книги [4]. *«Как показал опыт исследований, во многих случаях такой упрощенный подход без должного анализа конкретной ситуации может привести к серьезным ошибкам, которые, однако, идут «в запас» и могут занижить оценку состояния вполне добротного здания, но не наоборот. Поэтому надежней в современных условиях анализировать и сопоставлять частоты собственных колебаний реального объекта и его идеальной модели.»*

3. Верификация модели, о которой идет речь в конце приведенной цитаты является решением обратной задачи в комплексной оценке состояния объекта. Речь идет о том, что фактически измеренные значения динамических параметров можно сравнивать не со «стандартными» значениями, а с теми же параметрами, полученными в результате модального анализа компьютерной модели здания. Такой анализ можно провести во многих современных расчетных ком-

плексах, таких как SCAD Office, ЛИРА, ANSYS, MIDAS и др. При этом нужно понимать, что учесть в компьютерном образе все особенности (граничные условия) реального объекта не просто, а для сложных, в частности, бескаркасных объектов, практически невозможно. Поэтому особенность подхода заключается в том, что более правильным является адаптация (верификация) идеализированной модели по измеренным динамическим параметрам реального объекта, а не наоборот.

В любом случае, сравнение, производимое данным способом, требует построения модели конкретного здания, что является достаточно трудоемкой задачей, а соответственно требует времени и финансовых затрат.

Результаты экспериментальных измерений

Для анализа предлагаемого ГОСТ [1,2] метода мониторинга был проведен кратковременный мониторинг шести многоэтажных зданий, основные параметры которых отображены в табл. 2.

Таблица 2 – Описание исследуемых зданий

№	Назначение	Конструкция	Год постройки	Кол-во секций	Этажность	Высота, м
1	Жилое	Монолитное	2014	2	12	36
2	Жилое	Монолитное	2006	3	17	52
3	Жилое	Монолитное	2007	1	20	64
4	Жилое	Монолитное	2010	2	20	61
5	Обществ.	Монолитное	2010	3	9	37
6	Жилое	Панельное	1973	10	9	30

Мониторинг выполнялся в ходе 2-3 циклов измерений (включая первичный) в период июль – октябрь 2017 г.

Для измерений использованы 2 прибора российского производства:

- Вибран 3.1 (НПП «Интерприбор», Челябинск);
- ПРДП-СМ (производитель неизвестен).

В табл. 3 приведены результаты измерений вдоль наименее жесткого - поперечного направления для всех зданий, а также «стандартные» значения периодов колебаний, определенные по указаниям [2].

Таблица 3 – Результаты измерений в направлении Y

	№ Объекта					
	1	2	3	4	5	6
	Период колебаний в направлении Y, с					
1 измерение	0,64	0,94	1,35	0,72	0,65	0,52
2 измерение	0,64	0,94	1,35	0,72	0,65	0,52
3 измерение	0,63	0,94	1,35	-	-	0,53
По указаниям ГОСТ [2]	0,61- 0,93	0,81- 1,22	1,01- 1,51	1,01- 1,51	0,91- 0,93	0,28- 0,44
По формуле (1)	0,76	1,09	1,34	1,28	0,78	0,45

По результатам, представленным в таблице, можно сделать следующие выводы. Кратковременный мониторинг показал стабильность измеряемого параметра во всех зданиях, отклонения не превышают 2%. В то же время, три из шести объектов имеют период колебаний вне пределов, указанных ГОСТ [2], а при сравнении со значениями, рассчитанными по формуле (1) отклонение достигает 43% (объект №4) и только в одном случае не превышает 10% (объект №3). С другой стороны, в пяти случаях из шести фактические периоды меньше «стандартных» значений, что косвенно свидетельствует о большей жесткости зданий.

Для примера, на рис.2 приведен спектр частот, измеренных на объекте №3. Вверху рисунка представлены значения периода ($T \approx 1,33$ с) и декремента колебаний ($D \approx 0,28$).

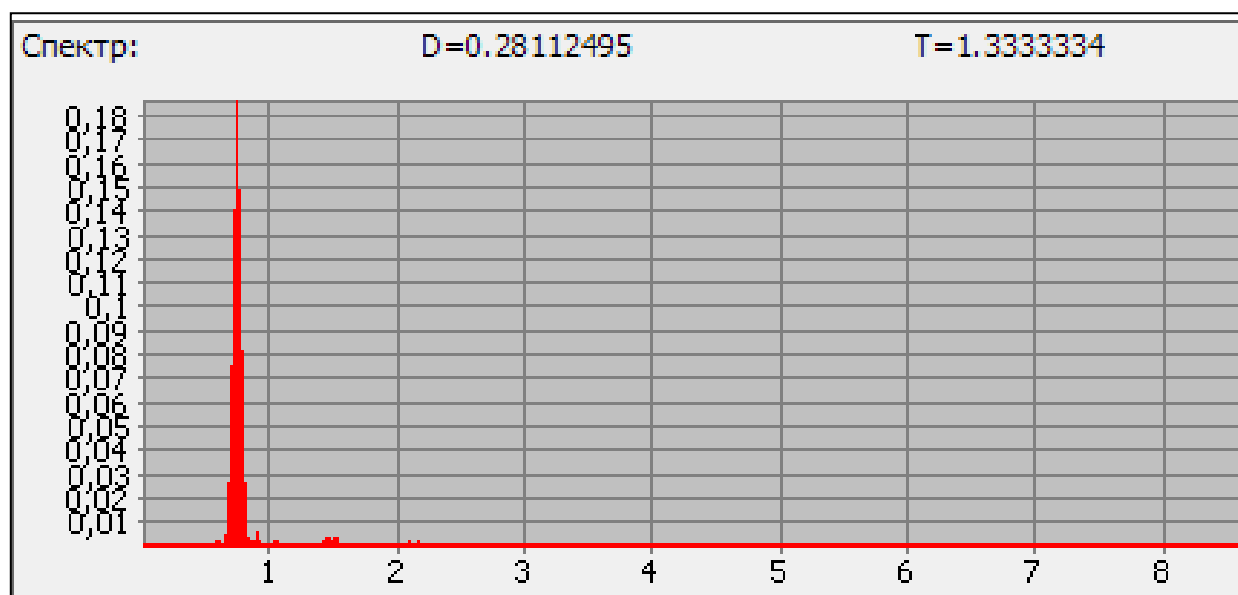


Рисунок 2 - Спектр частот, измеренных на объекте №3

При измерении того же параметра в более жестком – продольном направлении X результаты не характеризуются таким же постоянством (табл.4), что обусловлено наличием различных частот в спектре.

Таблица 4 – Результаты измерений в направлении X

	№ Объекта					
	1	2	3	4	5	6
	Период колебаний в направлении X, с					
1 измерение	0,51	0,67	0,77-0,84	0,66-0,7	0,58	0,3-0,44
2 измерение	0,51	0,67	0,77-0,82	0,58-0,7	0,58	0,34-0,46
3 измерение	0,52	0,67	0,82	-	-	0,28-0,48

В качестве примера на рис. 3 приведен спектр колебаний, измеренных на объекте №6. На рисунке видно, что частот с большой амплитудой достаточно большое количество, что при различных измерениях приводит к изменению получаемого параметра в достаточно большом диапазоне, превышающем 10% (см. табл.3).

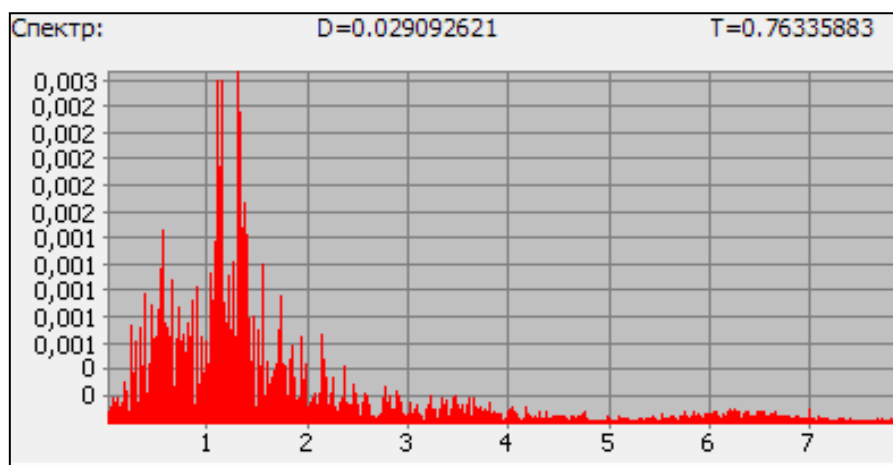


Рисунок 3 - спектр колебаний, измеренных на объекте №6

Результаты измерения периода колебаний в вертикальном направлении характеризуются еще большим разбросом, который даже в пределах одного измерения (измерение на одну дату без перемещений датчика) не позволяет отделить реальный результат от случайного. В табл. 5 приведены результаты измерений в направлении Z, выполненные прибором Вибран-3.1. На рис. 4 приведен характерный спектр частот в направлении Z по объекту №6.

Таблица 5 – Результаты измерений в направлении Z

	№ Объекта					
	1	2	3	4	5	6
	Период колебаний в направлении Z, с					
1 измерение	0,51-0,54	0,32-0,44	0,38-1,3	0,7	0,65-1,1	0,1-0,25
2 измерение	0,51-1,9	1,85-1,91	1,22-1,91	0,21-0,7	0,64	0,1-0,22
3 измерение	0,17-0,32	0,1-0,35	0,41-0,96	-	-	0,1-0,25

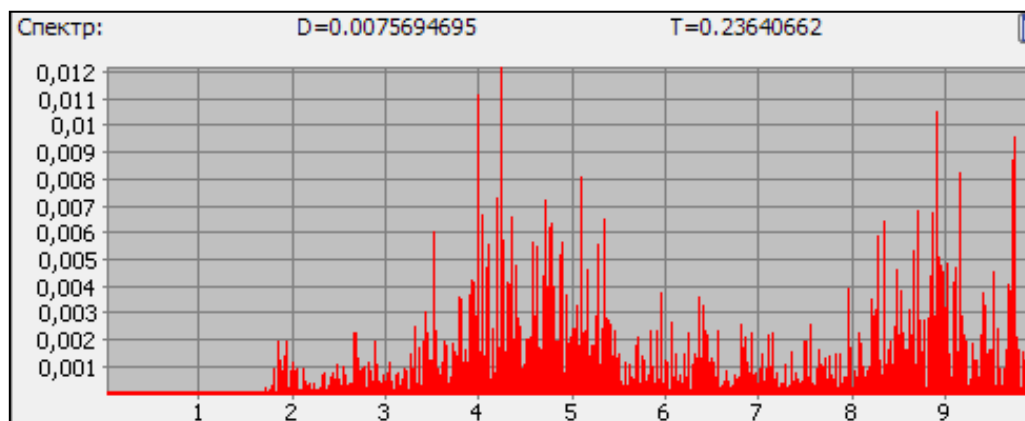


Рисунок 4 - Характерный спектр частот в направлении Z по объекту №6

По поводу результатов измерения декрементов колебаний, выполненных обоими приборами, можно констатировать следующее. На всех исследованных объектах, во всех трех направлениях значения декрементов значительно отличались даже в пределах одного измерения. Данное отличие иногда достигало 3 и более раз. По проведенным измерениям складывается впечатление, что декремент, вычисленный по указаниям ГОСТ [2] для такого сложного объекта как здания является скорее случайной величиной, нежели константой, которую можно использовать как базовый параметр мониторинга.

Выводы

В качестве выводов по результатам проведенного довольно выборочного и кратковременного мониторинга можно отметить следующее.

1. Метод динамического мониторинга для зданий (сооружений) может быть применен как интегральный метод оценки изменения их состояния.
2. При этом в ГОСТ необходимо ввести либо ограничения, либо четкие указания по его применимости для зданий различной конструкции, объемно-планировочного решения, высоты и пр.
3. Использование в качестве измеряемых показателей периода основного тона вертикальных колебаний (Z), а также декрементов колебаний по всем осям представляется сомнительным.
4. Оценка технического состояния зданий по однократным измерениям параметров колебаний без дополнительных исследований (визуального обследования, построения модели, инструментального контроля и пр.) и без сравнения с выполненными ранее измерениями должна быть запрещена.

Послесловие

Автор выражает искреннюю благодарность за предоставление оборудования для реализации описанного в данной статье эксперимента генеральному директору ООО «НПП «Интерприбор» Губайдуллину Герману Асфовичу и директору ООО «РостПроект» Измestьеву Антону Ивановичу.

Описанный в данной статье эксперимент является лишь началом серии экспериментов по изучению практического применения метода динамического мониторинга в той постановке задачи, которую трактует ГОСТ. Автор будет признателен за любые отзывы, дополнения, пожелания, советы и замечания по

поводу вышеописанного материала. Со всей имеющейся информацией просьба обращаться по адресу электронной почты ulybin@mail.ru или по телефону (812) 657-12-53.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния
2. ГОСТ 54859-2011 Здания и сооружения. Определение параметров основного тона собственных колебаний
3. Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений. МЧС России. М., 2003, 85 с.
4. С.Н. Савин, И.Л. Данилов, Сейсмобезопасность зданий и территорий / под общ. ред. О.М. Латышева.-Спб.: Санкт-Петербургский университет ГПС МЧС России, 2014.-216 с.

THE MEASUREMENT OF PERIODS AND DECREMENTS OF MULTI-STOREY BUILDINGS' OSCILLATIONS

Ulybin Aleksey Vladimirovich, Ph.D. (Eng), CEO
(LLC «OZIS-Venture», Saint-Petersburg)

ABSTRACT

Modern Russian documents on survey and monitoring of buildings state obligatory measuring of buildings' dynamic parameters during their surveying. At the same time, the most part of engineering community knows neither how to measure or how to use these parameters. The article presents the experience of acquaintance with this diagnostic technique. The article presents not only actual data of dynamic monitoring of several objects, but also gives a critical assessment of the current standards in terms of their practical applicability. The material is aimed at all specialists who deal with this problem both from the point of view of customer and performer of dynamic measurements.

Keywords: dynamic monitoring of buildings, decrement of oscillations, oscillation period, building survey.

ЭКСПЛУАТАЦИОННАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С НЕИСПРАВНОСТЯМИ, ВЫЯВЛЕННЫМИ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ

Уткин Владимир Сергеевич, д.т.н., профессор
Соловьев Сергей Александрович, аспирант
(Вологодский государственный университет, Вологда)

АННОТАЦИЯ

В работе предложен метод расчета надежности железобетонной балки по результатам обследований и испытаний как последовательной механической системы в понятиях теории надежности. Подробно описаны методы расчета надежности железобетонных балок по критерию прочности рабочей арматуры в сечении с нормальной трещиной и по критерию прочности поперечной арматуры в сечении с наклонной трещиной, а также приведены ссылки на методы расчета надежности железобетонной балки по другим критериям работоспособности. Предложенные методы расчетов надежности могут быть использованы при обследовании других несущих элементов зданий и сооружений для количественной оценки их механической безопасности (безопасности эксплуатации). Методы расчета надежности несущих элементов зданий и сооружений позволят предупредить разрушения, аварии и катастрофы в строительных конструкциях.

Ключевые слова: надежность, железобетонные балки, трещины, безопасность эксплуатации, обследование.

С 2014 года действует Межгосударственный стандарт ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния», который «является нормативной основой для контроля степени механической безопасности» зданий и сооружений. Железобетонные балки являются распространенными несущими элементами в зданиях и сооружениях, от эксплуатационной безопасности которых в большей степени зависит эксплуатационная безопасность всей конструкции. Неисправности, выявленные в железобетонных балках в результате обследований и испытаний, влияют на уровень безопасности их эксплуатации, на срок службы эксплуатации и на эксплуатационные расходы. За некоторыми неисправностями балок устанавливается мониторинг, выявляется их влияние на эксплуатационную безопасность, определяется значение надежности работы балки по всем критериям работоспособности, по

результатам чего устанавливается техническое состояние балок по количественным показателям неисправностей и выдается прогноз на работоспособность балок и меры, направленные на поддержание рабочего состояния на необходимом (заданном) уровне надежности. Не рассматривая комплекс мероприятий, направленных на обеспечение работоспособного состояния железобетонных балок, рассмотрим наиболее характерные неисправности железобетонных балок, влияющие на безопасность (надежность) их работы и остаточный ресурс. Железобетонную балку можно рассматривать как условную механическую систему в понятиях теории надежности, в которой условными элементами являются прочность арматуры и бетона, жесткость, характеризуемая линейными и угловыми перемещениями, ширина раскрытия трещины, длина трещины и т.д. Отказ балки по любому из этих элементов ведет к отказу всей системы (балки), что соответствует условной последовательной механической системе в понятиях теории надежности. В процессе эксплуатации балки происходит снижение ее несущей способности в результате старения и коррозии арматуры, образования трещин в бетоне, деградации опорных закреплений, что выявляется в результате обследования балки и испытаний арматуры и бетона. В качестве меры ее эксплуатационной безопасности используется надежность. Согласно Межгосударственному стандарту ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований» определяется как «свойство строительного объекта выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации».

Распространенным видом неисправностей в железобетонных балках являются нормальные к продольной оси балки трещины в растянутой зоне бетона, как показано на рис. 1. При наличии такого рода неисправности следует провести расчет надежности (безопасности) эксплуатации балки по всем критериям работоспособности балки с учетом влияния трещин и других неисправностей на надежность. Известно, что с ростом ширины раскрытия нормальной трещины увеличиваются напряжения в растянутой рабочей арматуре и снижается жесткость (увеличивается прогиб) балки, а развитие длины трещины до ее критического значения может привести к разрушению балки в соответствии с теорией механики разрушения.

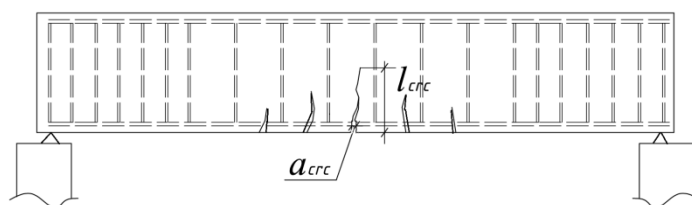


Рисунок 1 – Вид железобетонной балки с неисправностями в виде серии нормальных трещин

Рассмотрим проблему расчета надежности железобетонных балок по критерию прочности рабочей арматуры в сечении с нормальной трещиной, а расчет надежности по другим критериям работоспособности (для последующей оценки надежности балки как последовательной механической системы) приведены в виде ссылок на работы авторов по расчетам надежности по всем критериям работоспособности балки.

В качестве математической модели предельного состояния балки по критерию прочности арматуры при наличии нормальных трещин примем условие:

$$\tilde{\sigma}_s \leq \tilde{\sigma}_{np,s}, \quad (1)$$

где $\tilde{\sigma}_s$ – напряжение в рабочей арматуре в сечении с трещиной, которое является случайной величиной, что отмечено волнистой линией над символом, Па;

$\tilde{\sigma}_{np,s}$ – предельное напряжение стали арматуры при растяжении, определяемое экспериментально по результатам испытаний образцов арматуры балки [1], Па.

В СП 63.13330.2012. ширина раскрытия трещин определяется по формуле $a_{crc} = \sigma_s \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s l_s / E_s$. Предлагается в расчетах надежности балки по условию (1) использовать данную формулу для определения напряжения σ_s в сечении с трещиной по результатам измерений ее ширины раскрытия трещин a_{crc} и с учетом изменчивости других контролируемых параметров. В этом случае σ_s является случайной величиной и определяется по формуле:

$$\tilde{\sigma}_s = \tilde{a}_{crc} E_s / \phi_1 \phi_2 \phi_3 \tilde{\psi}_s \tilde{l}_s, \quad (2)$$

где l_s – расстояние между нормальными трещинами в растянутой зоне бетона балки, м;

E_s – модуль упругости стали арматуры, Па.

По СП 63.13330.2012 $\varphi_1 = 1,4$ при продолжительном действии нагрузки, $\varphi_2 = 0,5$ для арматуры периодического профиля и $\varphi_2 = 0,8$ для гладкой арматуры; $\varphi_3 = 1$ для изгибаемых элементов; $\psi_s = 1$, если $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$; $\psi_s < 1$ при $a_{crc} > a_{crc,ult}$. По СП (при $a_{crc} > a_{crc,ult}$) $\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M}$, где $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}$ или $M_{crc} = \sigma_{bt} W_{pl}$; $R_{bt,ser}$ - расчетное сопротивление бетона при растяжении; σ_{bt} - предельное сопротивление бетона растяжению; W_{pl} - упругопластический момент сопротивления; M - изгибающий момент в сечении балки с трещиной, например для прямоугольного поперечного сечения балки с размерами $b \times h$ по СП $W_{pl} = 1,3 W_{red}$, $W_{red} = bh^2 / 6$ и определяется без учета арматуры. Предлагается при определении ψ_s , вместо $R_{bt,ser}$ принимать σ_{bt} , которое можно определить, например, по известной эмпирической формуле Фере $\sigma_{bt} = 0,233 \sqrt[3]{R_b}$, где оперативную прочность бетона балки R_b при сжатии можно определить неразрушающими методами [2]. Таким образом, ψ_s при $a_{crc} > a_{crc,ult}$ следует рассматривать случайной величиной, а при ограниченной статистической информации о R_b (и соответственно σ_{bt}) рассматривать ψ_s нечеткой переменной. В формуле $\tilde{\psi}_s = 1 - 0,8 \tilde{M}_{crc} / M$ можно принять $\tilde{M}_{crc} = \tilde{\sigma}_{bt} W_{pl}$ [3]. Изгибающий момент M предлагается вычислять теоретически и в связи с этим считать детерминированной величиной.

Условие (1) с учетом (2) при $\psi_s = 1$, если $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$, можно представить в виде:

$$\tilde{a}_{crc} E_s / \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \tilde{l}_s \leq \tilde{\sigma}_{np,s}, \quad (3)$$

а при $a_{crc} > a_{crc,ult}$, в виде:

$$\tilde{a}_{crc} E_s / \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \tilde{\psi}_s \tilde{l}_s \leq \tilde{\sigma}_{np,s}, \quad (3')$$

По [4] $a_{crc} > 0,5$ мм свидетельствует о перегрузке конструкции.

Рассмотрим вариант расчета надежности индивидуальной балки возможным методом [5] по критерию прочности арматуры по (1) в сечении балки с трещиной наибольшей ширины раскрытия при $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$ по СП $\psi_s = 1$. Введем обозначения $\tilde{a}_{crc} = X$, $\tilde{l}_s = Y$, $\tilde{\sigma}_{np,s} = Z$, $\psi_s = 1$, $\varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 / E_s^{\text{sec}} = k$. Представим (3') в виде:

$$X / Y \cdot Z \leq k, \quad (4)$$

где k – детерминированная величина, 1/Па;

X , Y , Z примем нечеткими переменными в силу ограниченности объема статистической информации о них из одной балки.

Расчет надежности железобетонной балки по математической модели (4) возможным методом [5] с использованием принципа обобщения Л.Заде из теории нечетких множеств [6]. Нечеткие переменные в (4) будем описывать наиболее распространенной в расчетах надежности элементов строительных конструкций функцией распределения возможностей $\pi_X(x)$, с аналитическим видом:

$$\pi_X(x) = \exp \left[- \left(\frac{x - a_x}{b_x} \right)^2 \right], \quad (5)$$

где $a_x = 0,5 \cdot (X_{\max} + X_{\min})$;

$b_x = (X_{\max} - X_{\min}) / \sqrt{-\ln \alpha}$,

$X_{\max}$ и $X_{\min}$ – наибольшее и наименьшее значение во множестве значений $\{x\}$ нечеткой переменной X , полученных из результатов измерений;

$\alpha \in [0;1]$ – уровень среза (риска), значением которого задаются.

В соответствии с принципом обобщения Л. Заде в теории нечетких множеств, формируем из (4) нечеткую функцию G от нечетких аргументов X , Y , Z в виде:

$$G = X / Y \cdot Z \leq k. \quad (6)$$

Нечеткая функция G характеризуется функцией распределения возможностей $\pi_G(g)$ с условной «средней» $a_g = a_x / a_y a_z a_t$ и с левой $g \leq a_g$ и правой $g > a_g$ ветвями, а обратная функция g от G будет определяться через обратные функции x , y , z от X , Y , Z , которые имеют вид обратной функции от $\pi_X(x)$, описанной выше. Для левой ветви функции $\pi_G(g)$ имеем:

$$g_{лев} = (a_x - b_x \beta) / (a_y + b_y \beta)(a_z + b_z \beta), \quad (7)$$

для правой ветви

$$g_{пр} = (a_x + b_x \beta) / (a_y - b_y \beta)(a_z - b_z \beta), \quad (7')$$

где $\beta = \sqrt{-\ln \pi_G(g)} = \sqrt{-\ln \alpha^*}$. Перед « b » ставят знак минус, если от этой величины значение левой ветви в (7) возрастает, а в (7') все наоборот. При $g = a_g = a_x / a_y a_z a_t$ имеем $\pi_G(g) = 1$ или $\beta = 0$. По (7') при выполнении $a_g \leq k$ зна-

чение возможности безотказной работы балки принимается $R=1$. Возможность отказа Q (для правой ветви функции $\pi_G(g)$) найдем по значению β , полученного из (7') при $g_{np}=k$, которое соответствует наименьшей расчетной надежности. По результатам решения (7'), при $g_{np}=k$ находят $\beta_{\min}$ по абсолютному значению и возможность отказа по критерию прочности арматуры $Q = \exp(-\beta_{\min}^2)$. В [5] нечеткая переменная характеризуется возможностью R и необходимостью N . Необходимость N безотказной работы балки будет $N=1-Q$. Надежность железобетонной балки по критерию прочности рабочей арматуры в сечении с трещиной характеризуется интервалом $[N; R=1]$ или в вероятностных показателях $[P; \bar{P}]$, где $\underline{P}$ и $\bar{P}$ - нижнее и верхнее значение вероятности безотказной работы.

Надежность железобетонной балки как последовательной механической системы определяется в возможностном методе по [7] интервалом

$$[N_{i, \min}; R_{i, \min}], i=1, \dots, n.$$

Метод расчета надежности железобетонных балок по критерию прогиба приведен в работе [7], по критерию ширины раскрытия нормальных трещин в [8], по критерию длины трещины в [9].

В качестве еще одного примера расчета надежности по результатам обследований с измерениями контролируемых параметров, рассмотрим расчет надежности балки по критерию ширины раскрытия наклонных трещин [10, 11].

В качестве математической модели предельного состояния примем условие:

$$\tilde{\sigma}_{sw} \leq \tilde{\sigma}_{np,sw}, \quad (8)$$

где $\tilde{\sigma}_{sw}$ - напряжение в поперечной арматуре (хомутах) в сечении с наклонной трещиной, определяемое по результатам измерения параметров, от которых зависит $\tilde{\sigma}_{sw}$, как будет показано ниже, и в связи с этим является случайной величиной, что отмечено волнистой линией над символом, Па;

$\tilde{\sigma}_{np,sw}$ - предельное напряжение стали поперечной арматуры при растяжении, определяемое экспериментально по результатам испытаний образцов арматуры балки, число которых по [1] должно быть не менее двух, Па.

Расчет ширины раскрытия наклонных трещин, измеряемой вдоль хомутов, определяется по формуле:

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0.6\sigma_{sw}d_w\eta}{E_s(d_w/h_0) + 0,15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)}, \quad (9)$$

параметры и их значения приведены в [3].

Измерение деформаций в арматуре на участке раскрытой трещины практически невозможно в связи с ограниченной шириной трещины a_{crc} и в связи с практическим отсутствием способов определения напряжения σ_{sw} в сечении с трещиной. В связи с этим предлагается в расчетах надежности балки по условию (8) для определения напряжения σ_{sw} в сечении железобетонной балки на участке ширины наклонной трещины использовать формулу (9) по результатам многократных (но ограниченных по числу) измерений ширины раскрытия $\tilde{a}_{crc}$ и модулей упругости $\tilde{E}_s$ и $\tilde{E}_b$ с учетом их изменчивости, а также с учетом других детерминированных параметров в (9). В этом случае $\tilde{\sigma}_{sw}$ будет случайной величиной, и определяться по формуле (после математических преобразований с учетом [3]):

$$\tilde{\sigma}_{sw} = \frac{\tilde{a}_{crc} \cdot [\tilde{E}_s(d_w/h_0 + 0,3\mu_w) + 0,15\tilde{E}_b]}{0.6\varphi_l d_w \eta}. \quad (10)$$

Математическую модель предельного состояния (8) с учетом (10) можно записать как:

$$\frac{\tilde{a}_{crc} \cdot [\tilde{E}_s(d_w/h_0 + 0,3\mu_w) + 0,15\tilde{E}_b]}{0.6\varphi_l d_w \eta} \leq \tilde{\sigma}_{np,sw}. \quad (11)$$

Учитывая ограниченность результатов измерений случайных величин в (11), расчет надежности будем строить на основе и теории нечетких множеств [6]. Для сокращения записи и для большей связи с теорией возможностей введем обозначения случайных величин, а в терминах теории возможностей нечетких переменных в виде: $\tilde{a}_{crc} / 0.6\varphi_l d_w \eta = X$, $0,15\tilde{E}_b = Y$, $\tilde{\sigma}_{np,sw} = Z$, $\tilde{E}_s(d_w/h_0 + 0,3\mu_w) = T$. Тогда математическую модель (11) можно представить в виде:

$$\frac{X(T+Y)}{Z} \leq 1. \quad (12)$$

Нечеткие переменные в (12) будем функцией распределения возможностей (5).

В соответствии с принципом обобщения Л. Заде в теории нечетких множеств [7], формируем из (12) нечеткую переменную G как функцию от нечетких аргументов X, Y, Z, T в виде:

$$G = \frac{X(T+Y)}{Z} \leq 1. \quad (13)$$

Расчет надежности балки проводится аналогично вышеизложенному алгоритму.

Выводы

1. Рассмотрен метод расчета надежности железобетонных балок с неисправностями как последовательной механической системы в понятиях теории надежности;
2. Приведен метод расчета надежности железобетонных балок по критерию прочности рабочей арматуры в сечении с нормальной трещиной на стадии эксплуатации;
3. Алгоритм расчета надежности может быть использован для расчета надежности других несущих элементов строительных конструкций.
4. Предложенные методы учета неисправностей в железобетонных балках в расчетах надежности несущих элементов зданий и сооружений позволяет предупредить разрушения, аварии и катастрофы в строительных конструкциях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бедов А.И., Сапрыкин В.Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: Изд-во АСВ, 1995. 192 с.
2. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений. М.: АСВ, 2004. 240 с.
3. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции (Общий курс). М.: Стройиздат, 1991. 767 с.
4. Добромыслов А.Н. Диагностика повреждений зданий и инженерных сооружений. М.: АСВ, 2007. 256 с.
5. Уткин В.С., Уткин Л.В. Расчет надежности механических систем при ограниченной статистической информации. Монография. Вологда: ВоГТУ, 2008. 188 с.
6. Zadeh L. A. Fuzzy sets // Information and Control. 1965. No. 3. pp. 338-353.
7. Соловьев С.А. Мониторинг надежности железобетонных балок по критерию прогиба // Вузовская наука – региону: материалы XV Всероссийской научной конференции с международным участием. 2017. С. 48-50.

8. Уткин В.С., Соловьев С.А. Определение остаточной несущей способности и надежности железобетонных балок по критерию ширины раскрытия трещин // Бетон и железобетон. 2016. №1. С. 20-25.
9. Utkin V.S., Solovyev S.A. Reliability analysis of existing reinforced concrete beams on normal crack length criterion // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. No. 2. pp. 56-63.
10. Уткин В.С., Соловьев С.А. Расчет надежности железобетонных балок по раскрытию трещин в бетоне при аварийных воздействиях // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия: сборник докладов Международной научной конференции. НИУ МГСУ. 2016. С. 472-477.
11. Уткин В.С., Соловьев С.А. Расчет надежности железобетонных балок по критерию прочности поперечной арматуры при образовании наклонных трещин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. №5. С. 34-42.

OPERATIONAL SAFETY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH DEFECTS DETECTED DURING INSPECTION

Utkin Vladimir Sergeevich, Doctor of technical sciences, Professor
Solovyev Sergey Aleksandrovich, postgraduate student
(Vologda state university, Vologda)

ABSTRACT

The article describes the methods of reliability analysis of reinforced concrete beams as the sequential mechanical system in terms of reliability theory by the results of inspections and tests. The article describes in details methods of reliability analysis of reinforced concrete beams by the strength criterion of the rebar in the cross-section with the normal crack and the criterion of strength of shear reinforcement in cross-section with an shear crack, and article also provides links to methods of reliability analysis of reinforced concrete beams by different criteria of limit state. The methods of reliability analysis of structural elements can be used to quantify their mechanical safety (reliability). Methods of reliability analysis of structural elements allows to preclude failures, accidents and disasters in structures.

Keywords: reliability, reinforced concrete beam, cracks, safety, inspection.

ОПЫТ ОБСЛЕДОВАНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ПОКРЫТИЙ ДВОРЦА СПОРТА В ХАРЬКОВЕ

Яровой Сергей Николаевич¹, к.т.н., профессор

Дорофеев Евгений Юрьевич², начальник отдела

(¹Харьковский национальный университет строительства и архитектуры,

²Научно производственное предприятие «Спецгеопарк», г. Москва)

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт обследования большепролетных конструкций основного зала и тренировочного катка Дворца спорта в городе Харькове после длительного срока эксплуатации. Представлены конструктивные особенности металлических ферм и балок пролетных строений. Описаны дефекты и повреждения несущих конструкций, утеплителя и гидроизоляционного ковра. Приведены результаты расчетов различных вариантов замены кровли, рекомендации по ремонту и дальнейшей нормальной эксплуатации большепролетных покрытий.

Ключевые слова: обследование большепролетного покрытия, металлические балки и фермы, ремонт гидроизоляционного ковра.

В 1978 году в городе Харькове был введен в эксплуатацию «Ледовый дворец спорта». В состав «Ледового дворца спорта» входят три искусственных катка – основной каток для проведения различных спортивных соревнований с трибунами на четыре тысячи мест, ледовый каток для проведения тренировок хоккеистов и фигуристов и ледовая площадка для тренировки детей. Все три ледовые арены объединены в единый Дворец спорта административно-бытовыми помещениями (рис. 1).



Рисунок 1 - План Дворца спорта

Основной зал Дворца спорта (блок 1) предназначен для проведения массовых мероприятий, и представляет большепролетное здание прямоугольной в плане формы пролетом 50 м и длиной 98 м (рис. 2).

Зал перекрыт металлическими фермами пролетом 50 м с двояковыпуклыми нижними и верхними поясами, типа Дебиа (рис. 3.б). Система решетки ферм - треугольная со стойками и шпренгелями. Металлические фермы установлены на оголовки сборных железобетонных колонн. Шаг колонн 6.0 м, сечение – 400х600 мм.

Горизонтальные поперечные связи по верхним и нижним поясам ферм, вертикальные связи между фермами установлены в крайних осях, четыре горизонтальные продольные связи по верхним поясам ферм установлены по крайним рядам и посередине пролета.

Покрытие зала выполнено из асбестоцементных утепленных плит длиной 2250 мм, толщиной 120 мм, уложенных на металлические прогоны из двутавра №22. Снизу асбестоцементные плиты утеплены минераловатными плитами, уложенными на металлическую сетку ячейкой 200х200 мм из арматуры диаметром 4 мм. Сверху по асбестоцементным плитам выполнено гидроизоляционное покрытие из нескольких слоев рубероида.



Рисунок 2 - Общий вид основного зала Дворца спорта

В результате обследования в металлических стропильных фермах и связях по покрытию выявлены следующие основные дефекты: местные погиби стоек и раскосов ферм на участке длиной до 150 мм, выгиб – до 50 мм (рис 3.б); разрушение защитного лакокрасочного покрытия на элементах металлической фермы, поверхностная коррозия элементов (рис 3.а).

а)



б)



**Рисунок 3 - Местная погибь раскоса фермы (а);
поверхностная коррозия элементов ферм (б)**

В процессе эксплуатации кровли во время ремонтных работ по существующему коврау наклеивались новые слои гидроизоляции. Несколько лет тому назад сверху по гидроизоляционному коврау были уложены металлические балки и закреплен металлический профилированный настил. В уровне ендов и во-

доприемных воронок сверху гидроизоляционного ковра уложена металлическая кровельная сталь.

При обследовании установлены интенсивные протечки кровли, особенно в районе водоприемных воронок. Многослойный рубероидный ковер потерял свои гидроизоляционные свойства, металлический профилированный настил, уложенный сверху на гидроизоляционном ковре, не обеспечивает герметичность кровли.

Во время обследования кровли были выявлены многочисленные дефекты и повреждения: гидроизоляционный ковер состоял из 11 слоев рубероида, где рубероид и мастика практически полностью разрушены (рис. 4.а); недостаточный нахлест профилированных листов кровли друг на друга (менее 50 мм), смежные листы между собой соединены одним или двумя саморезами (рис. 5.б).

а)



б)



Рисунок 4 - Гидроизоляционный ковер и мастика разрушены (а); недостаточный нахлест профилированных листов кровли (б)

При обследовании минераловатного утеплителя и стеклоткани на нижней поверхности асбестоцементных плит были выявлены многочисленные следы протечек на поверхности (рис. 5.а), на участках вокруг водоприемных воронок минераловатные плиты разрушены (рис. 5.б).

а)



б)



Рисунок 5 - Следы протечек на стеклоткани и утеплителе (а); разрушение стеклоткани и утеплителя (б)

Гидроизоляционное рулонное покрытие и покрытие из металлических профилированных листов было признано непригодным для нормальной эксплуатации (категория III).

Для устранения протечек кровли заказчиком был предложен вариант устройства резинобитумного мембранного покрытия. При ветровом воздействии возможен отрыв мембранного покрытия и его необходимо крепить к несущим конструкциям покрытия. Так как армоцементные плиты покрытия не смогут воспринять усилие выдергивания анкеров крепления мембраны, был предложен вариант устройства по армоцементным плитам монолитного железобетонного покрытия, толщиной 50 мм и крепления к нему мембранного покрытия.

По программе SCAD было выполнено несколько вариантов расчета ферм покрытия, в том числе и с монолитной железобетонной плитой по армоцементным плитам [1, 2, 3]. Результаты проверочных расчетов показали, что при устройстве монолитной железобетонной плиты по армоцементным плитам и мембранным покрытием (и учетом снеговых нагрузок по действующим нормам) напряжения в верхнем поясе фермы покрытия превышают допустимые напряжения на 13%, а напряжения в нижнем поясе фермы покрытия достигают 99% допустимых напряжений.

По результатам визуального и инструментального обследования, проверочных расчетов было принято решение усилить накладками в местах погибей раскосы и стойки [6], восстановить антикоррозийную защиту металлоконструкций покрытия [4], демонтировать металлических профилированный лист

на покрытии, снять все слои гидроизоляционного ковра и устроить новое гидроизоляционное покрытие современными наплаваемыми гидроизоляционными материалами.

Здание тренировочного катка представляет собой одноэтажный большепролетный зал, прямоугольной в плане формы, размерами 38.0х69.0 м (блок 2 на рис. 1 и рис.6).



Рисунок 6 - Общий вид здания тренировочного катка

Несущими элементами покрытия являются металлические сварные трехпролетные балки двутаврового сечения переменной высоты по длине (рис. 7).



Рисунок 7 - Внутренний общий вид ледового катка

Средний пролет балок – 30.0 м, два крайних – по 4.00 м, шаг балок - 3.0 м. Отметка горизонтального участка нижнего пояса балки – 7.20 м, отметка верхнего пояса балки в коньке – 8.40 м. По краям консольные участки балок заанкерены при помощи металлических колонн к железобетонным фундаментам, что значительно уменьшает изгибающий момент в среднем пролете. Толщина нижнего и верхнего поясов балок – 16 мм, ширина верхнего пояса – 250 мм, толщина стенки балки – 10 мм.

Металлические балки покрытия опираются на двухветвевые V-образные сборные железобетонные колонны. Расстояние между ветвями колонн в уровне оголовков - 3.0 м. Шаг колонн у основания - 6.0 м. Края балок покрытия заанкерены при помощи металлических растянутых колонн в монолитные железобетонные фундаменты.

Покрытие тренировочного катка выполнено из сборных железобетонных ребристых плит размером 3.0х3.0 м. Во многих плитах покрытия устроены проемы, размером 1.8х1.6 м, для установки зенитных фонарей. Плиты опираются на верхний пояс металлических балок покрытия. На покрытии установлены многочисленные аэрационные фонари.

В результате обследования металлических балок и связей по покрытию выявлено разрушение защитного лакокрасочного покрытия на большей части поверхности конструкций, коррозионный износ полки и стенки балок покрытия, связей и распорок по покрытию - до 5% (рис. 8.а и 8.б).

а)



б)



Рисунок 8 - Разрушение защитного лакокрасочного покрытия, поверхностная коррозия распорок (а); коррозионный износ верхней полки балки до 5% (б)

При обследовании сборных железобетонных плит покрытия были выявлены следующие дефекты и повреждения:

- разрушение защитного слоя бетона в полках плит с оголением и коррозией арматурной сетки (рис. 9.а);

- сколы бетона в ребрах плит с оголением рабочей арматуры (рис. 9.б);
- коррозионные трещины в ребрах плит покрытия шириной раскрытия до 2 мм, с коррозионным износом рабочей арматуры ребер до 3%;
- отверстия в полках механического характера диаметром до 300 мм.

а)



б)

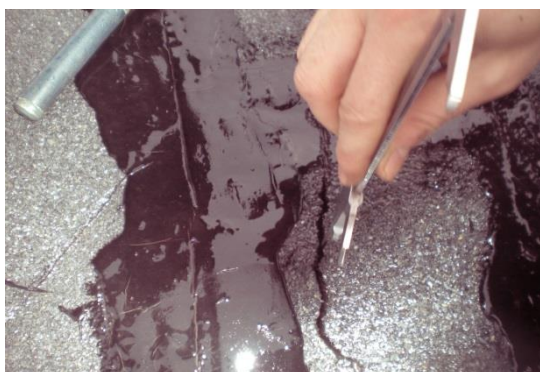


Рисунок 9 - Разрушением защитного слоя бетона с оголением и коррозией арматуры: а) в полках плит; б) в продольных ребрах плит

При обследовании гидроизоляционного покрытия кровли были выявлены основные дефекты и повреждения:

- гидроизоляционный ковер состоит из 9-ти рубероида, нижние слои и мастика полностью разрушены;
- сквозные трещины и разрывы гидроизоляционного ковра (рис. 6.а);
- протечки гидроизоляционного ковра вокруг зенитных фонарей (рис. 10.а);
- трещины в пластике зенитных фонарей, затемнение пластика зенитных фонарей (рис. 10б).

а)



б)



Рисунок 10 - Сквозные трещины в гидроизоляционном ковре (а); трещины в пластике зенитных фонарей, затемнение пластика зенитных фонарей (б)

Для определения усилий, напряжений и перемещений несущих металлических балок покрытия тренировочного катка был произведен расчет с учетом фактического технического состояния и действующих нагрузок на момент обследования по программно-вычислительному комплексу StructureCAD с использованием действующих нормативных документов [1, 2, 3]. Результаты расчетов показали, что несущая способность балок покрытия здания тренировочного катка обеспечена.

На основании визуального и инструментального обследований, проверочных расчетов техническое состояние металлических балок и связей по покрытию, сборных железобетонных плит покрытия признано удовлетворительным (категория II). Гидроизоляционный ковер, утеплитель и зенитные фонари покрытия находятся в непригодном для нормальной эксплуатации состоянии (категория III) [5].

По результатам обследования был разработан проект по замене пластиковых зенитных фонарей, демонтажу существующего и устройству утепленного покрытия с использованием современных наплавляемых гидроизоляционных материалов.

В настоящее время работы по ремонту двух большепролетных покрытия дворца спорта выполнены, что обеспечивает дальнейшую безопасную эксплуатацию большепролетных конструкций покрытия дворца спорта.

ЛИТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.6-163.2010. Стальные конструкции. Нормы проектирования. 2010. 130 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. 2006. 72 с.
3. ДСТУ В.1.2-3:2006. Прогибы и перемещения. Требования по проектированию. 2006. 65с.
4. СНиП 3.04.03-85. Защита строительных конструкций от коррозии.1985. 97с.
5. Нормативные документы по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации зданий и сооружений. Госстрой Украины. Киев. 2003. 85с.
6. Ведяков И.И., Гукова М.И., Яровой С.Н.. Сложные варианты усиления стропильных ферм конструкций покрытий производственных зданий / Строительная механика и расчет сооружений. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 2016. - №1. – С. 70-76.

7. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. М.: Изд-во «Ассоциация строительных вузов». 2006.450с.
8. Яровой С.Н. Надежность и эксплуатационная пригодность большепролетного покрытия Дворца спорта после длительного срока эксплуатации // Сборник «Труды ХНУБА». №4 (том 86). 2016.
9. EN 1991-1-4. Eurocode 1: Action on structures – Part 1-4 General actions – Wind action. –Brussels: CEN, 2002.
10. Steel Structures Design. USA. New Publication. Williams A.2010.

EXPERIENCE OF SURVEY AND OPERATIONAL ATTITUDE OF MORE-PROMOTIONAL COVERINGS OF THE BASIC HALL AND TRAINING SURFACE OF SPORTS POOL IN THE KHARKOV CITY

Yarovoj S.N.¹, PhD., Prof.,

Dorofeev G.Y.², Head of department

(¹Kharkov National University of Construction and Architecture,

²Scientific production enterprise Spetsgeopark, Moscow)

ABSTRACT

The article describes the experience of examining the span structures of the main hall and the training roll of the Sports Palace in the city of Kharkov after a long period of operation. The structural features of metallic farms and beams of span structures are presented. Defects and damage of bearing structures, insulator and waterproofing carpet are described. The results of calculations of different variants of replacement of a roof, recommendations for repair and further normal operation of long-span coatings are given.

Keywords: inspection of the long-span coating, metal beams and trusses, repair of the waterproofing carpet.

ОБСЛЕДОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ДЫМОВЫХ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ ТРУБ И ИХ НЕСУЩИХ БАШЕН

Яровой Сергей Николаевич, к.т.н., профессор
(Заместитель директора по научной работе института
«Харьковский Промстройинипроект», Харьков)

АННОТАЦИЯ

Дымовые и вентиляционные трубы, несущие башни являются неотъемлемой частью промышленных предприятий и представляют собой сложные и дорогостоящие высотные инженерные сооружения, подвергающиеся значительным ветровым, температурным, коррозионным, эксплуатационным и другим воздействиям. Обследование дымовых труб и несущих башен, определение их долговечности и остаточного ресурса, обеспечение дальнейшей безопасной эксплуатации является актуальной задачей. В статье приведен анализ и классификация выявленных дефектов и повреждений, определены их предельно допустимые значения в зависимости от категории опасности и от категории технического состояния конструкций. Полученные результаты позволяют определять реальное техническое состояние высотных сооружений и безопасную эксплуатацию.

Ключевые слова: обследование, металлические дымовые и вентиляционные трубы; дефекты и повреждения; безопасная эксплуатация.

Дымовые и вентиляционные трубы, их несущие башни являются неотъемлемой частью промышленных предприятий, сложными и дорогостоящими высотными инженерными сооружениями, которые подвергаются значительным ветровым, температурным, коррозионным, сейсмическим и другим воздействиям. Они являются конечным звеном многих важных технологических процессов и выход их из эксплуатации, как правило, приводит к остановке всего технологического процесса, остановке производства и большим финансовым потерям.

Изначально трубы служили только для создания тяги, обеспечивающий нужный режим горения или вентиляции, что позволяло ограничиваться трубами малой высоты (рис.1). В дальнейшем с развитием промышленности возникли более жесткие требования по защите окружающей среды от выброса в атмосферу вредных промышленных отходов.



Рисунок 1 - Металлические дымовые трубы высотой 22.00 м компрессорной станции «Заднепровская» магистрального газопровода.

Для снижения негативного воздействия дымовых и вентиляционных газов на состояние воздушного бассейна, стали использовать вывод предварительно очищенных газов от производственных предприятий на большую высоту. Это позволяло рассеивать их на значительную высоту и тем самым снизить концентрацию до безопасного уровня. Для обеспечения надежности и устойчивости высоких дымовых и вентиляционных металлических труб вокруг труб стали возводить металлические башни (рис. 2). Металлические башни воспринимают большинство нагрузок, действующих на трубы.



Рисунок 2 - Общий вид металлической башни высотой 180 м цеха Аммиак ОАО «Акрон», г В. Новгород

Металлические дымовые и вентиляционные трубы, металлические башни вокруг них находятся под непрерывным воздействием ветровых нагрузок, вызывающих заметные колебания и связанные с ними знакопеременные напряжения. Кроме того, эксплуатационные условия дымовых труб таковы, что внутренние поверхности находятся под влиянием высокотемпературных агрессивных газовых потоков, снижающих расчетное сопротивление металлов, а наружные поверхности - под коррозионным воздействием окружающей среды.

Многие промышленные предприятия металлургической, горнорудной, химической, газовой, энергетической и других отраслей промышленности построены во времена интенсивного развития промышленности (в 50-80-тые годы XX столетия) и эксплуатируются длительный период, вплоть до настоящего времени. Большинство из находящихся в эксплуатации дымовых и вентиляционных труб этих предприятий работают на протяжении 50-70 лет при расчетном сроке 50 лет. По мере увеличения сроков эксплуатации все острее встает вопрос обеспечения надежности и долговечности труб.

За время эксплуатации происходит накопление дефектов и повреждений, которые образуются, в основном, из-за динамического ветрового воздействия, агрессивных компонентов рабочей среды, высокотемпературных и механических воздействий. При образовании существенных дефектов и повреждений происходит интенсификация разрушения несущего ствола дымовой трубы и несущей башни в целом. Это может привести к тяжелым последствиям для производства и рабочего персонала, жизнеобеспечения населения и территории в случае отключения жизненно важных производств.

Оценка технического состояния элементов конструкций металлических труб и башен на основании результатов обследования после длительных сроков эксплуатации, прогнозирование его в дальнейшей эксплуатации является очень актуальной задачей. На основании полученных результатов возможно регулирование технического состояния металлических дымовых и вентиляционных труб, металлических башен.

В литературе практически отсутствуют данные о повреждаемости металлических дымовых труб и несущих башен. Также отсутствуют статистические данные по дефектам и повреждениям конструкций этих высотных сооружений.

Для сбора данных о повреждаемости металлических дымовых труб и несущих башен была проведена статистическая обработка дефектов и поврежде-

ний на основании заключений о техническом состоянии и экспертиз промышленной безопасности. Заключения о техническом состоянии и экспертизы промышленной безопасности металлических дымовых и вентиляционных труб, несущих металлических башен выполнены авторами совместно с сотрудниками Центрального научно-исследовательского института строительных конструкций им. В.А. Кучеренко «ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко» (г. Москва), научно-производственного консорциума «НПК Изотермик» (г. Москва), института «Харьковский Промстройиниипроект» (г. Харьков).

Были выполнены обследования технического состояния и экспертизы промышленной безопасности более ста металлических дымовых и вентиляционных труб и более 20-ти металлических несущих башен. Проведен анализ полученных данных всей совокупности основных дефектов и повреждений металлических дымовых труб и несущих башен.

Основными дефектами и повреждениями металлических дымовых труб являются:

- разрушение защитного лакокрасочного покрытия более чем 30% площади всей поверхности ствола (растрескивание, шелушение, расслоение и отсутствие антикоррозионного покрытия) (тип дефекта 1, рис. 5);
- трещины в основном металле, швах и околошовной зоне (тип дефекта 2, рис. 4);
- подрезы, непровары, шлаковые включения и поры сварных соединений элементов труб (тип дефекта 3, рис. 4);
- коррозионные износ стенки ствола трубы (равномерный) более 10% толщины стенки (рис. 3, тип дефекта 4 на рис. 4);
- локальные и язвенные (включая прогары) коррозионные повреждения стенки ствола трубы более 10% (тип дефекта 5, рис. 4);
- ослабление или повреждение болтовых соединений (включая анкерные болты) (тип дефекта 6, рис. 4);
- повреждение ребер, траверс и плит опорных узлов трубы (тип дефекта 7, рис. 4);
- повреждение элементов металлических опор под трубу (тип дефекта 8, рис. 4);
- потеря устойчивости ствола трубы (тип дефекта 9 на рис. 4);

- трещины в бетоне фундамента под трубой, разрушение защитного слоя бетона с оголением и коррозией арматуры (тип дефекта 10, рис. 4).



**Рисунок 3 - Коррозионный износ дымовой трубы
факельной установки более 10%**

Количество металлических дымовых труб в процентах из общей выборки, в которых выявлены дефекты и повреждения стволов определенных типов, показаны на рис. 4.

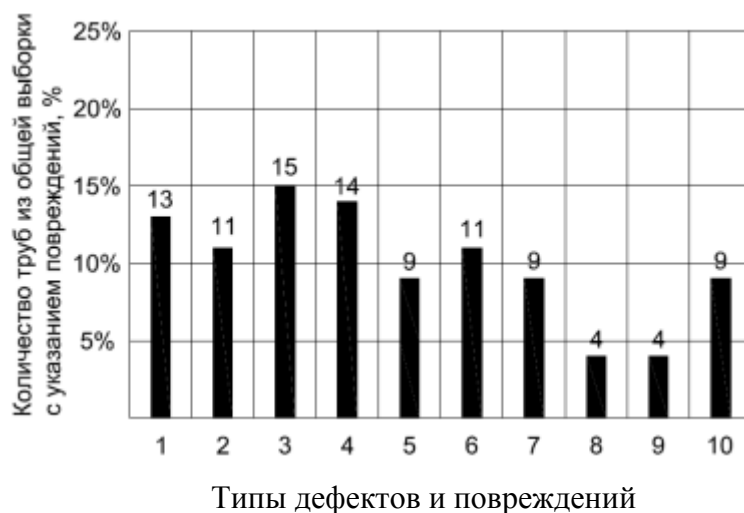


Рисунок 4 - Повреждаемость металлических стволов дымовых труб

Основными дефектами и повреждениями футеровки металлических дымовых труб являются:

- вертикальные и наклонные трещины в футеровке (тип дефекта 1, рис. 7);
- локальные разрушения футеровки (рис. 5, тип дефекта 2, рис. 7);
- выпучивание кладки футеровки (рис. 6, тип дефекта 3, рис. 7);
- повреждение или отсутствие теплоизоляции (тип дефекта 4, рис. 7);
- повреждение слезниковых уступов (тип дефекта 5, рис. 7);
- зазоры между звеньями футеровки (тип дефекта 6, рис. 7).



Рисунок 5 - Разрушение кладки футеровки и теплоизоляции трубы



Рисунок 6 - Выпучивание (потеря устойчивости) кладки футеровки дымовой трубы

Количество металлических дымоходов в процентах из общей выборки, в которых выявлены дефекты и повреждения футеровки определенных типов, показаны на рис. 7.



Рисунок 7 - Повреждаемость футеровки металлических дымоходов

Основными дефектами и повреждениями металлических решетчатых башен являются:

- разрушение защитного лакокрасочного покрытия более чем 30% площади поверхности элементов решетки (растрескивание, шелушение, расслоение и отсутствие антикоррозионного покрытия) (рис. 8, тип дефекта 1 на рис. 10);
- элементы решетки вырезаны при эксплуатации (тип дефекта 2, рис. 10);
- местные погиби элементов решетки башни (тип дефекта 3, рис. 10);
- коррозионный износ элементов бани, превышающий 10% сечения (тип дефекта 4, рис. 10);
- межщелевая коррозия элементов башни (тип дефекта 5, рис. 10);
- трещины в сварных швах, разрушение сварных швов крепления элементов решетки (тип дефекта 6, рис. 10);
- повреждение упоров из плоскости дымовой трубы, большие зазоры между трубой и упорами (тип дефекта 7 на рис. 10);
- потеря устойчивости фасонки опорных раскосов башни (рис. 9, тип дефекта 8, рис. 10);
- деформация несущих и ограждающих элементов башни, деформация анкерных болтов (тип дефекта 9, рис. 10);
- трещины в бетоне фундаментов, разрушение бетона омоноличивания несущей металлической балки под башню (тип дефекта 10, рис. 10).



Рисунок 8 - Коррозионный износ элементов несущей башни до 10%



Рисунок 9 - Потеря устойчивости фасонки опорного раскоса башни

Количество выявленных дефектов и повреждений определенных типов элементов металлических несущих башен показаны на рис. 10.

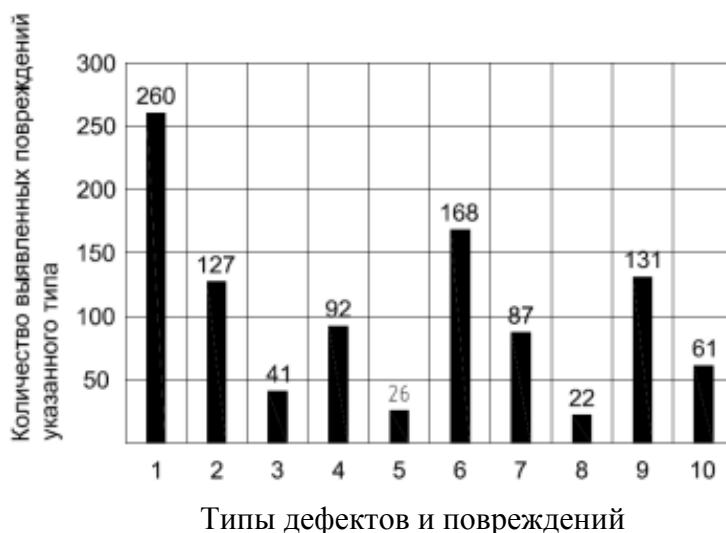


Рисунок 10 - Повреждаемость несущих конструкций вытяжных башен

На протяжении жизненного цикла в металлических дымовых трубах и башнях зарождается и развивается большинство дефектов и повреждений. В процессе развития дефекты и повреждения могут переходить из одной категории опасности в другую (из категории «В» в категорию «Б» и далее в «А»), изменяя техническое состояние конструкций. Категории технического состояния конструкций, как правило, изменяются от нормального (категория I) до удовлетворительного (категория II), и в дальнейшем до ограниченно работоспособного (категория III) и аварийного (категория IV).

В настоящее время разработан стандарт саморегулирующей организации СТО СРО ЭТМП -03-2016 «Методика обследования технического состояния промышленных дымовых и вентиляционных труб» [4]. В данном стандарте на основании данных результатов обследований металлических дымовых труб и несущих башен [9, 10], анализа нормативных документов [2, 3, 8], определены предельные допустимых значения дефектов и повреждений в зависимости категории их опасности и от категории технического состояния конструкций.

Анализ дефектов и повреждений металлических дымовых труб и несущих башен, определение их предельно допустимых значений для каждого технического состояния конструкций позволяет оценить остаточный ресурс и долговечность конструкций после длительного срока эксплуатации и продлить сроки эксплуатации.

Полученные данные о техническом состоянии металлических дымовых и вентиляционных труб по результатам технической диагностики дают возможность оценить надежность и долговечность после длительного срока эксплуатации, разработать рекомендации по ремонту и дальнейшей нормальной эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Дымовые трубы. Теория, практика конструирования и сооружения / Под редакцией С.В. Сатьянова. М.: Стройиздат., РФ, 2001. – 150.
2. Защита строительных конструкций от коррозии. Свод правил / СП 28.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. М.: - Минрегионразв., РФ, 2012.- 123с.
3. Металлические конструкции / Г.С. Ведеников и коллектив авторов.- М.: Стройиздат, 1998.-758с.
4. Методика обследования технического состояния промышленных дымовых и вентиляционных труб. Стандарт саморегулирующей организации / СТО СРО ЭТМП 03-2016. М.: -Энерготеплометаллургпроект., РФ, 2016.-86.
5. Нагрузки и воздействия. Свод правил / СП 20.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М.: - Минрегионразв., РФ, 2011.-81с.
6. Промышленные дымовые и вентиляционные трубы. Справочник проектировщика / Ф.П. Дужих, В.П. Осоловский, М.Г. Ладыгичев. М.:Теплотехник, РФ, 2004. – 233.
7. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. Свод правил СП 13-102-2003.-М., - Минрегионразв., РФ, 2003.-81с.

8. Стальные конструкции. Свод правил СП 16.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.-М.: -Минрегионразв., РФ, 2011.-172.
9. Яровой С.Н. Надежность и жизнеспособность металлических дымовых труб компрессорных станций магистрального газопровода «Кременчуг-Ананьев-Черновцы-Богородчаны» после длительного срока эксплуатации / С.Н. Яровой, А.И. Горовый // Расчет и проектирование металлических конструкций. Сб. научн. тр. М.: - МГСУ. 2013.-с.251-256.
10. Яровой С.Н. Эксплуатационная пригодность металлических дымовых труб печей цеха №1 ОАО «Тагмет» после длительного срока эксплуатации / И.И.Ведяков, М.И. Гукова, С.Н. Яровой // Строительная механика и расчет сооружений. Научно-технический журнал. №2. М.: -ЦНИИСК им. Кучеренко, 2016. – с.7-12.
11. EN 1991-1-4. Eurocode 1: Action on structures – Part 1-4. General actions . Wind action. / Brussels: CEN, 2002. –p.151.
12. ISO 4354: 1997. Wind action on structures / Swizerland, 1997. –p.143.
13. Zuransky J.A. Obcizenia wiatrem budowa i konstrukcji / J.A.Zuransky/ -Warszawa, 1978. -240p.

EXAMINATION OF METAL SMOKE AND VENTILATION PIPES AND THEIR BEARING TOWERS

Yarovoj S.N., Ph.D., Prof.

(Deputy Director for Scientific Work of the Institute «Kharkiv
Promstroyniiproekt»)

ABSTRACT

Smoke and ventilation pipes, bearing towers are an integral part of industrial enterprises and are complex and expensive high-altitude engineering structures that are subject to significant wind, temperature, corrosive, operational and other impacts. Examination of chimneys and load-bearing towers, determination of their durability and remaining life, ensuring further safe operation is a task of current. The article gives analysis and classification of the revealed defects and damages, their maximum permissible values are determined depending on the hazard category and on the category of technical condition of the structures. The obtained results will allow determine the actual technical condition of high-rise structures and safe operation.

Keywords: inspection, metal smoke and ventilation pipes; defects and damages; safe operation.

ОБСЛЕДОВАНИЕ И МОНИТОРИНГ КОНСТРУКЦИЙ ВИСЯЧЕГО ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЯ ККЗ «УКРАИНА», г. ХАРЬКОВ

Яровой Юрий Николаевич, к.т.н., профессор

Лукашенко Олег Эдуардович, к.т.н., доцент

Перепелица Екатерина Александровна, аспирант

(Харьковский национальный университет строительства и архитектуры,

Харьков)

АННОТАЦИЯ

В статье представлены результаты обследования конструкций висячих покрытий на примере здания ККЗ «Украина». Сроки эксплуатации большого количества зданий с висячими покрытиями составляет более 40 лет. В течение столь длительного срока эксплуатации конструкции претерпевают физический износ, который приводит к снижению их несущей способности. Одним из условий обеспечения безопасного функционирования указанных зданий является проведение обследования технического состояния и мониторинг физических и геометрических параметров конструкций. Как правило, к особенностям работ по обследованию висячих конструкций следует отнести весьма ограниченный доступ к узлам, вантам, анкерным устройствам. Поиск оптимальных методов решения этих проблем является актуальной научно-исследовательской и практической задачей. В статье даны описания конструктивных решений покрытия здания, представлены методологические решения, принятые при обследовании и результаты, полученные в ходе проведения работ. Часть статьи посвящена обобщению результатов мониторинга величины прогиба покрытия здания, полученным в течение года непрерывных наблюдений. По результатам обследований и мониторинга конструкций покрытия представлены выводы об их техническом состоянии.

Ключевые слова: обследование зданий, мониторинг технического состояния, висячие покрытие, прогиб конструкций покрытия, ванты, армоцементная оболочка, опорный контур.

Введение

Со середины прошлого столетия в строительстве стали широко применяться висячие и вантовые конструкции. Особенностью висячих конструкций покрытий является то, что несущие элементы, воспринимающие нагрузки (тросы, кабели, сетки, мембраны) испытывают только растягивающие усилия. Основной элемент расчетной схемы конструкций — гибкие нити мембраны, которые обладают весьма малой (пренебрегаемой в расчетах) изгибной жесткостью [1].

Срок эксплуатации зданий с висячими покрытиями преимущественно составляет более 30-50 лет. Конструкции висячих покрытий требуют периодического визуального и инструментального обследования и оценки действительного технического состояния.

В целях обеспечения безопасного функционирования, контроля технического состояния и своевременного принятия мер по устранению возникающих негативных факторов, ведущих к ухудшению этого состояния в соответствии с [2] следует проводить мониторинг технического состояния зданий и сооружений.

Опыт строительства сооружений с использованием висячих систем описан в работах Кирсанова Н.М. [1], Дмитриева Л.Г. [3], Трущева А.Г. [4].

Вопросам обследования и мониторинга висячих и большепролетных покрытий посвящены статьи [5-7].

Целью работы является определение действительного технического состояния конструкций покрытия здания ККЗ «Украина», разработка технических решений и рекомендаций по обеспечению дальнейшей нормальной и безопасной эксплуатации, обобщение опыта обследования и принципов методологических решений при обследовании висячих покрытий зданий.

Для достижения цели выполнено натурное обследование и инструментальное исследование несущих конструкций покрытия здания, выполнен мониторинг прогиба конструкций покрытия в течение года непрерывных наблюдений, выполнены поверочные расчеты несущей способности вант покрытия, проведен анализ технического состояния конструкций висячего покрытия здания.

Здания с конструктивными решениями в виде висячего покрытия в г. Харьков

В г. Харьков расположен ряд зданий с конструктивными решениями в виде висячего покрытия:

1. Плавательный бассейн «Пионер». Прямоугольное в плане здание с цилиндрическим покрытием. Цилиндрическое покрытие выполнено с помощью жестких нитей, которые представляют собой изогнутые сварные балки. В растянутые балки введены три шарнира. В покрытии использована алюминиевая несущая мембрана, натягаемая с помощью натяжного устройства, расположенного в нижнем конце пролета. Общий вид здания представлен на рис. 1.



Рисунок 1 – Плавательный бассейн «Пионер» в г. Харьков

2. Харьковский государственный цирк. Покрытие относится к типу седловидных с одной осью симметрии. Анкерная конструкция представляет собой железобетонное кольцо, изогнутое в пространстве таким образом, что несущие тросы передают усилия вдоль осей наклона каждого сечения. Кривизна покрытия, резко выраженная по скату, в перпендикулярном направлении незначительна. Общий вид здания представлен на рис. 2.



Рисунок 2 – Харьковский государственный цирк

3. Крытый рынок (Салтовский район) в г. Харьков. Покрытие осуществлено в виде висячей однопоясной круглой в плане оболочки положительной гауссовой кривизны с радиальным расположением тросов, сборно-монолитным железобетонным наружным и металлическим внутренним кольцами. Общий вид здания представлен на рис. 3.

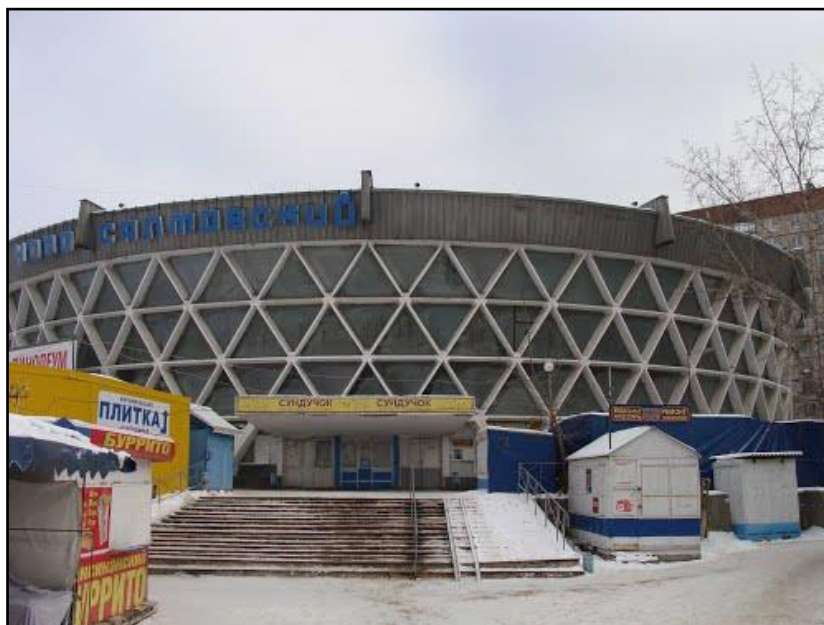


Рисунок 3 – Крытый рынок (Салтовский район) в г. Харьков

4. Киноконцертный зал «Украина» в г. Харьков. Общий вид здания представлен на рис. 4.



Рисунок 4 – Киноконцертный зал «Украина» в г. Харьков

Конструктивная схема здания ККЗ «Украина»

Здание ККЗ «Украина» введено в эксплуатацию в 1963 г. Авторы проекта – архитекторы В.С. Васильев, Ю.А. Плаксиев, инженер – Л.Б. Фридган.

В плане зал представляет собой площадь, ограниченную двумя параболическими кривыми с общим основанием 48 м и стрелками 30,6 м и 14,4 м. Покрытие здания представляет собой поверхность гиперболического параболоида, ограниченную двумя параболическими кривыми. План здания представлен на рис. 5.

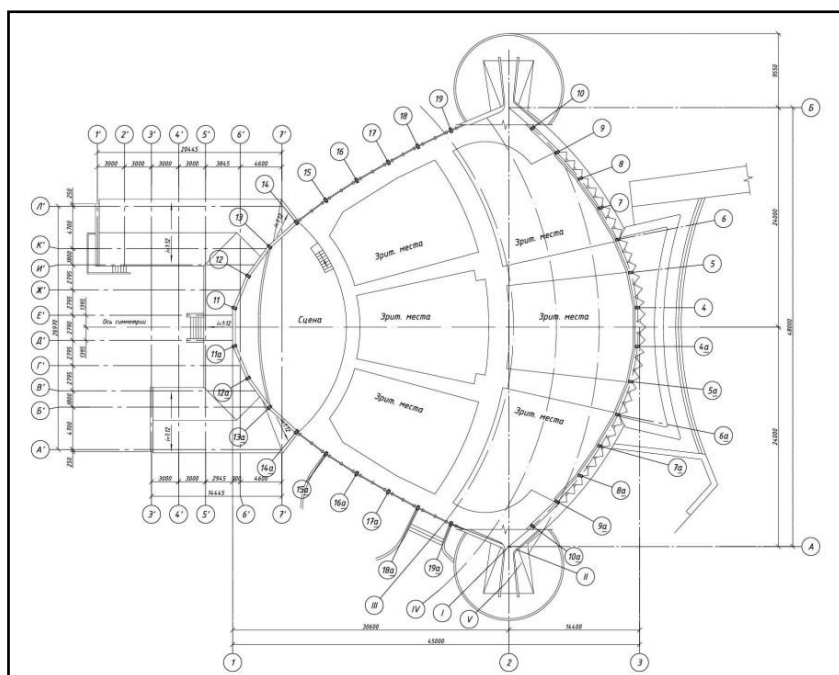


Рисунок 5 – План здания ККЗ «Украина»

Описание конструктивной схемы здания ККЗ «Украина» приведено в работе Фридгана Л.Б. [8]. Покрытие выполнено в виде армоцементной оболочки совместно работающей с несущей системой из сетки высокопрочных вант, закрепленных на замкнутом опорном контуре. Опорный контур состоит из двух наклонных пересекающихся монолитных железобетонных двухшарнирных арок параболического очертания. Одна арка имеет угол наклона к горизонту 12° и стрелку подъема 31,275 м, другая соответственно 45° и 26,365 м. Крутая арка (45°) на момент строительства представлена на рис. 6, пологая арка (12°) – на рис. 7. Фото с процесса строительства здания ККЗ «Украина» представлены в [9].

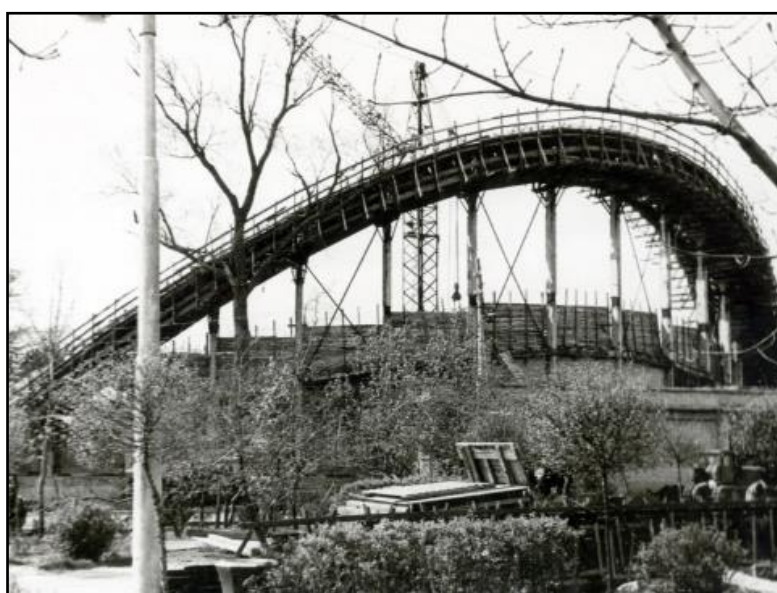


Рисунок 6 – Процесс возведения крутой арки (45°)

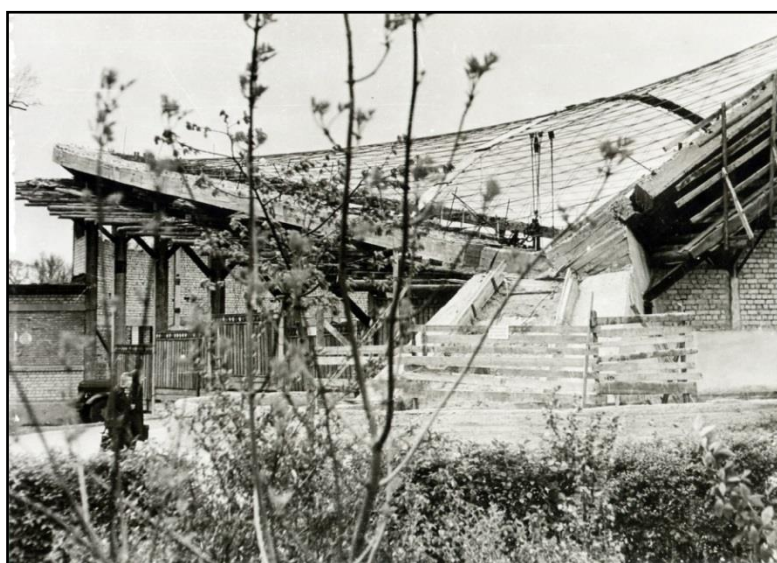


Рисунок 7 – Висячее покрытие, пологая арка (12°)

Контур опирается на сборные железобетонные стойки. Основные фундаменты арок – полые железобетонные с засыпкой инертными материалами для пригрузки. Фундаменты контурных стоек под пологой аркой (12°) – отдельно стоящие, под крутой аркой (45°) – ленточные.

Несущие ванты покрытия располагаются параллельно продольной оси здания, натягающие – в перпендикулярном направлении. В качестве несущих вант покрытия использованы пучки из 16 параллельных проволок $\varnothing 5$ мм с обычными гильзовыми анкерами, которые крепятся к вынесенным из бетона арок металлическим тросам. Нормативное сопротивление стали тросов составляет 17000 кг/см^2 . Натягающие ванты – стальные, $\varnothing 9$ мм. Проектное натяжение натягающих вант – 3,3 т. Предварительное натяжение произведено вытягиванием натягающих вант.

Вертикальные составляющие усилия в вантах покрытия, передаваемые на контур, воспринимаются за счет собственного веса арки, а также якорными тросами, закрепленными в фундаментах амфитеатра. Проектные усилия натяжения якорных тросов переменные – от 8 т до 18,5 т.

Покрытие здания выполнено из сборных армоцементных консольно-балочных плит размером 930×2020 мм, с желобами для несущих вант. Толщина плиты 25-28 мм.

Несущие ванты, натягающие ванты и армоцементные плиты в процессе монтажа представлены на рис. 8.

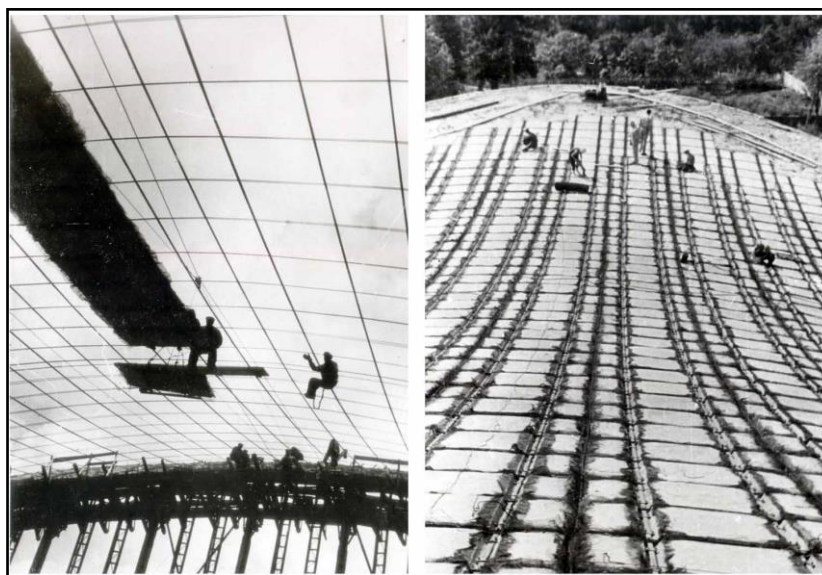


Рисунок 8 – Несущие ванты, натягающие ванты и армоцементные плиты в процессе монтажа

Омоноличивание стыков плит выполнено с помощью подвесной экранирующей опалубки на участках стыка. В местах швов внахлестку укладывались тканые сетки, выпущенные из плиты.

Результаты обследования

В 2015 году сотрудниками Харьковского национального университета строительства и архитектуры (ХНУСА) проведено комплексное обследование несущих и ограждающих конструкций покрытия здания ККЗ «Украина».

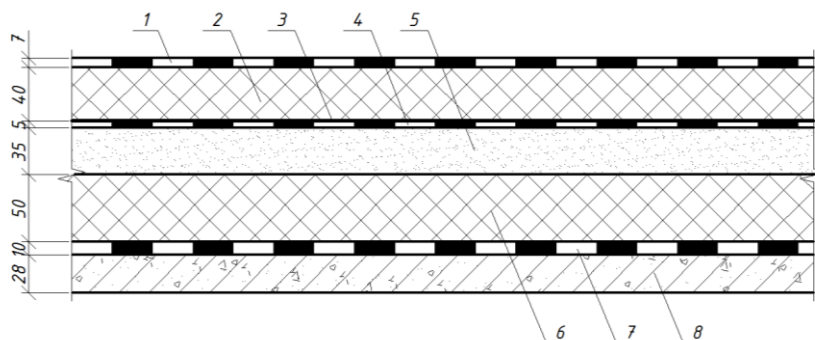
Результаты обследования представлены в работе [10].

Выполнено вскрытие шести участков кровли размерами до 1,4×1,3 м. Состав покрытия представлен на рис. 9, 10.

Установлено, что утеплитель, стяжка, армоцементные плиты находятся в увлажненном состоянии вследствие протечек кровли и конденсации атмосферной влаги в утеплителе.

По результатам теплотехнического расчета установлено, что сопротивление теплопередаче кровли не удовлетворяет требованиям нормативных документов по тепловой изоляции зданий.

Прочность армоцемента покрытия определена неразрушающим ударно-импульсным методом с помощью измерителя прочности бетона «BetonPro-CONDROL». Натурные испытания показали, что прочность армоцемента плит покрытия не ниже класса бетона по прочности на сжатие В15.



1 - Рубероидный трехслойный ковер; 2 - Плита минераловатная; 3 - Пароизоляция, один слой пленки полиэтиленовой; 4 - Два слоя рубероида; 5 - Стяжка цементно-песчаная; 6 - Плитный пенополистирол; 7 - Четыре слоя рубероида; 8 - Армоцементная плита покрытия.

Рисунок 9 – Схема состава покрытия здания



Рисунок 10 – Участок вскрытия кровли. Состав покрытия здания

Положение несущих вант на участках вскрытия кровли определено с помощью измерителя защитного слоя бетона ИЗС-10Н. Установлено, что коррозионный износ несущих вант покрытия не превышает 5%, сохранен слой антикоррозионного медного покрытия. Несущие ванты на участке вскрытия показаны на рис. 11.



Рисунок 11 - Участок вскрытия кровли. Несущие ванты покрытия

В ходе обследования выполнены работы по геодезическим измерениям геометрического профиля покрытия. Результаты измерений показаны на рис.12.

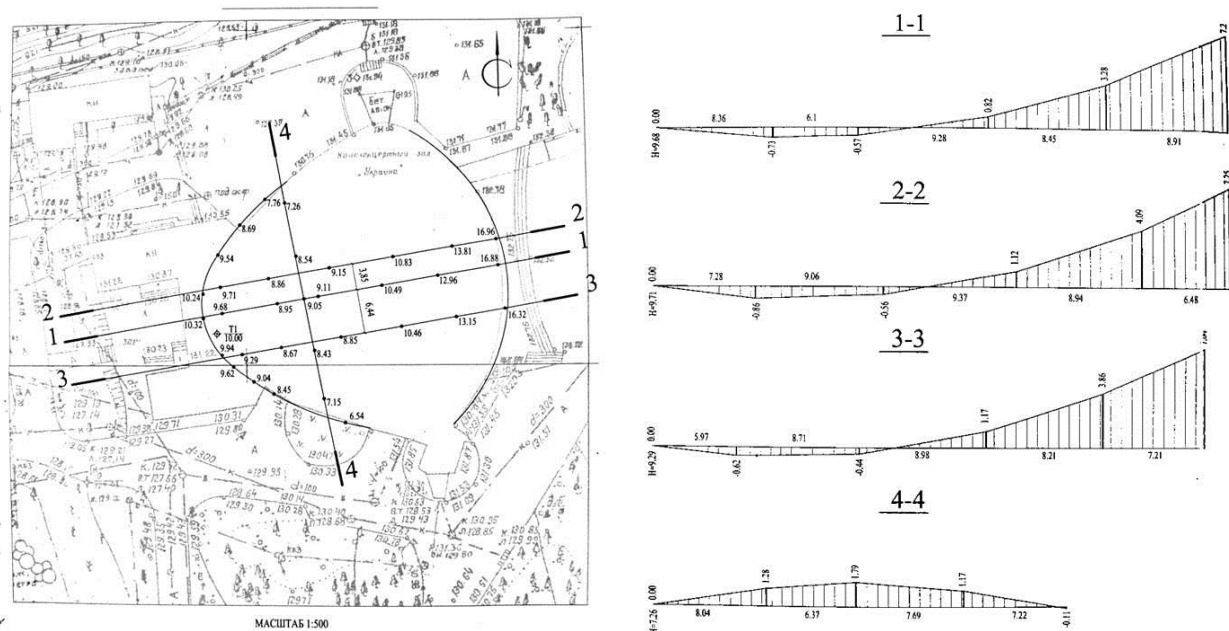


Рисунок 12 – Результаты измерений профиля покрытия

Мониторинг прогибов покрытия

В ККЗ «Украина» находится 1780 зрительских мест. В соответствии с [2] здание с одновременным пребыванием более 500 человек является уникальным.

В связи с этим в 2016 году установлена система мониторинга состояния покрытия здания, которая включает комплекс автоматизированных систем раннего выявления чрезвычайных ситуаций и оповещения людей в случае их возникновения на объекте. Условное обозначение – Комплекс АС РВО.

Комплекс АС РВО контролирует и на ранней стадии выявляет опасные изменения напряженно-деформированного состояния конструкций, которые могут привести к ухудшению технического состояния или аварии объекта.

Регламент работы Комплекса АС РВО – непрерывный и автоматизированный.

Комплекс АС РВО включает в себя:

- пульт оператора с установленным специализированным программным обеспечением;
- шкаф питания;
- датчик наклона центральной стойки арочной конструкции (инклинометр);
- датчик вертикальных прогибов и горизонтальных перемещений покрытия;
- подсистему оповещения, предназначенную для трансляции оповещений и управления эвакуацией людей.

Параллельно с работой Комплекса АС РВО выполнялся мониторинг прогиба покрытия здания ККЗ «Украина» сотрудниками ХНУСА.

Для этой цели были выбраны две реперные точки – точка на нижней поверхности покрытия приблизительно в центре зала (низ датчика вертикальных прогибов Комплекса АС РВО) и ее проекция на пол здания. С 29 июля 2016 года до 25 сентября 2017 года проводились регулярные замеры (1-2 раза в месяц) расстояния между реперными точками. Схема проведения замеров приведена на рис. 13.

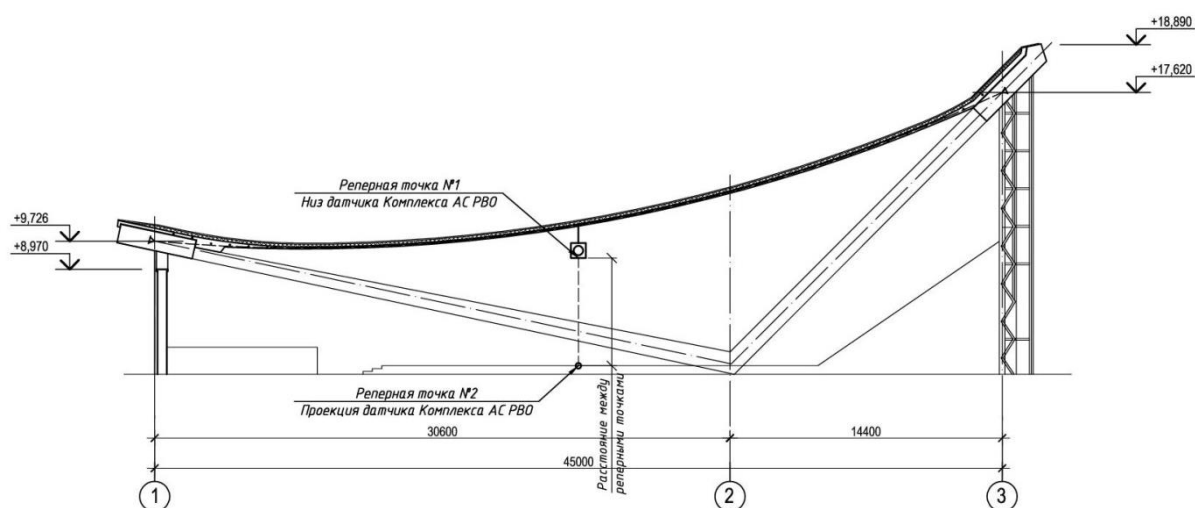


Рисунок 13 – Схема проведения замеров прогиба покрытия

Одновременно проводились измерения температуры снаружи и внутри здания, а также толщины и плотности снежного покрова в зимний период.

Результаты измерений расстояния между реперными точками и толщины снежного покрова приведены на рис. 14.

Выполнены поверочные расчеты несущих вант как гибких нитей. По результатам расчета с учетом коррозии 5% сечения предельное усилие, которое может быть воспринято пучком параллельных проволок составляет $N_{Rd}=37,98$ т. Максимальное усилие в главном тросе с учетом предварительного напряжения от нагрузок собственного веса конструкций покрытия и снега составляет $N_{Ed}=33,6$ т.

Деформации покрытия, измеренные во время мониторинга, соответствуют значениям деформаций, полученным при расчете несущих вант. При этих значениях деформаций сохраняется упругая работа несущих вант. Несущая способность покрытия обеспечена.

В ходе наблюдения не установлена явная зависимость деформаций покрытия от температуры воздуха снаружи и внутри здания. Величина прогиба покрытия здания зависит от толщины и плотности снега на покрытии. Так 15 декабря 2016 года на покрытии здания толщина снежного покрова составила 10 см (ровный слой сухого рассыпчатого снега), 15 февраля 2017 года – 30 см (ровный слой слежавшегося или мокрого снега), 21 февраля 2017 года – 23 см (неровный слой слежавшегося или мокрого снега). Очевидно, что наибольшие прогибы покрытия соответствуют максимальной толщине снежного покрова. До выпадения осадков в виде снега и после таяния снега прогибы стабилизируются и варьируются в пределах погрешности измерений.

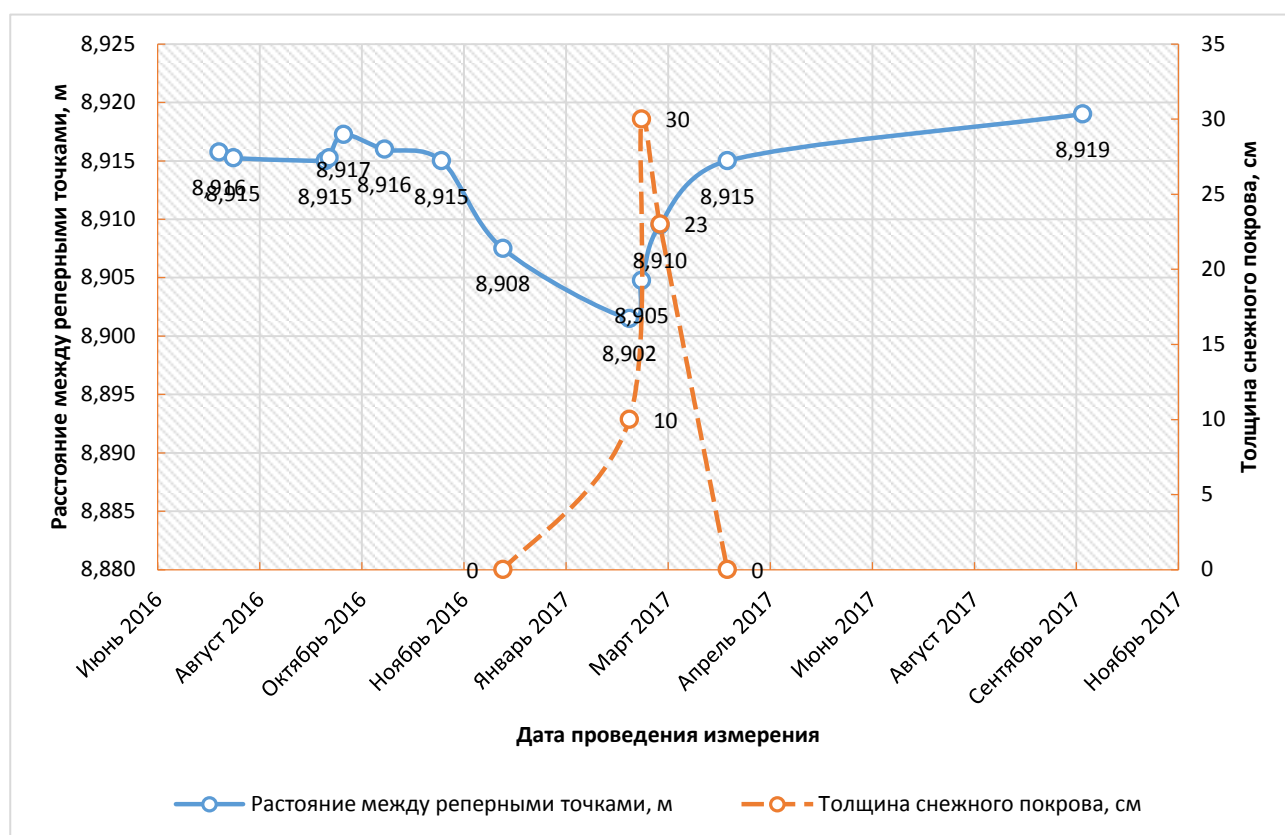


Рисунок 14 - Результаты измерений расстояния между реперными точками и толщины снежного покрова

Выводы

1. Кровля здания является неэффективной. Теплотехнические свойства кровли не соответствуют требованиям нормативных документов по тепловой изоляции зданий.

2. Различные жесткости несущих конструкций покрытия приводят к разрушениям гидроизоляционного ковра в зоне сопряжения опорного контура и вантового покрытия.

3. Эксплуатационным недостатком висячего покрытия здания является невозможность контроля натяжения несущих и напрягающих высокопрочных вант покрытия. Анкерные устройства напрягающих вант также размещены в теле арок опорных контуров. Все это существенно затрудняет оценку фактического напряженно-деформированного состояния покрытия.

4. Техническое состояние несущих конструкций покрытия ККЗ «Украины» удовлетворительное. Совместная работа армоцементной оболочки и несущей системы высокопрочных вант обеспечена.

5. Проводимый в течение года мониторинг показал, что фактическое напряженно-деформируемое состояние висячего покрытия при эксплуатации как в летний, так и в зимний периоды соответствует проектному.

6. Результаты натурных обследований, расчетов и мониторинга конструкций позволяют утверждать, что несущая способность покрытия здания обеспечена.

7. Для определения действительного технического состояния и обеспечения безопасной эксплуатации зданий с висячими покрытиями следует:

- проводить периодические натурные обследования и инструментальные исследования несущих и ограждающих конструкций покрытий;
- особое внимание при обследовании следует уделять узлам конструкций и определению степени коррозионного износа несущих элементов;
- проводить геодезическую съемку для сопоставления фактической геометрической конфигурации покрытия и проектной;
- выполнять поверочные расчеты несущей способности конструкций покрытия с учетом проектного предварительного напряжения, фактической степени коррозионного износа и геометрической конфигурации покрытия;

- выполнять мониторинг технического состояния конструкций висячих покрытий, непрерывно контролируя параметры указывающие на напряженно-деформированное состояние конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кирсанов Н.М. Висячие и вантовые конструкции. М.: Стройиздат, 1981. 158 с.
2. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М., 2014.
3. Дмитриев Л.Г. Вантовые покрытия. Расчет и конструирование. К.: Будівельник, 1974. 272 с.
4. Трущев А.Г. Пространственные металлические конструкции. М.: Стройиздат, 1983. 215 с.
5. Федотов С.Д., Улыбин А.В. Обследование вантового покрытия спортивного комплекса «Юбилейный» в г. Санкт-Петербург // Материалы VI международной научно-практической конференции «Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения». 2015. С. 179-188.
6. Березовский С., Башкевич И.В., Сидорович Е.М., Фурунжиев Р.И. Мониторинг конструкций вантового покрытия Минск-Арены в процессе эксплуатации // Архитектура и строительство Беларуси, №2, 2014. С. 68-70.
7. Фарфель М.И. Организация мониторинга покрытия большой спортивной арены олимпийского стадиона «Лужники» в процессе изготовления, монтажа и эксплуатации // Вестник НИЦ «Строительство», №7-8 (31), 2013. С.37-50.
8. Фридган Л.Б. Висячее армоцементное покрытие киноконцертного зала в г. Харькове // Висячие покрытия. Труды совещания по исследованию и внедрению висячих покрытий. М.: Гос. изд-во литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. С.236-241.
9. Из истории ККЗ «Украина» [Электронный ресурс]. URL: <http://ngeorgij.livejournal.com/108007.html> (дата обращения 05.10.2017).
10. Яровой Ю.Н., Перепелица Е.А., Чибаров Д.В. Обследование висячего покрытия ККЗ «Украина» в г. Харьков // Науковий вісник будівництва, №1 (83), 2016. С.95-100.

INSPECTION AND MONITORING OF SUSPENSION ROOF STRUCTURES OF CONCERT HALL "UKRAINE" BUILDING, KHARKIV

Yarovoj Yuriy Nikolaevich, PhD (Eng), Professor

Lukashenko Oleg Ehduardovich, PhD (Eng), Associate professor

Perepelica Ekaterina Aleksandrovna, post-graduate
(Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture, Kharkiv)

ABSTRACT

The article presents the results of a survey of suspension roof structures using the example of the concert hall "Ukraine" building. The operating life of buildings with suspension roof is more than 40 years. During such a long time of operation, the structure undergoes physical wear, which leads to a decrease in their load-bearing capacity. One of the conditions for ensuring the safe functioning of these buildings is the conduct of a technical condition survey and monitoring of physical and geometric parameters of structures. Limited access to sites, ropes, anchor devices should be attributed to the features of the work on the inspection of suspension roof structures. The search for optimal methods for solving these problems is an actual research and practical task. The article describes the constructive solutions of the building covering, presents the methodological decisions taken during the survey and the results obtained during the work. Part of the article is devoted to summarizing the results of monitoring the amount of deflection of the building cover obtained during a year of continuous observations. Conclusions on the technical condition of the coating structures are presented by the results of surveys and monitoring.

Keywords: inspection of buildings, monitoring of technical condition, suspension roof, deflection of cover structures, cables, armocement shell, supporting contour.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ: ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ

Материалы VIII международной
научно-практической конференции
13 октября 2017 года

Налоговая льгота – Общероссийский классификатор продукции
ОК 005-93, т. 2; 95 3004 – научная и производственная литература

Подписано в печать 17.11.2017. Формат 60×84/16. Печать цифровая
Усл. печ. л. 6,75. Тираж 16. Заказ 13679b.

Отпечатано с готового оригинал-макета,
предоставленного составителями,
в типографии Издательства Политехнического университета.
195251, Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29.
Тел.: (812) 550-40-14
Тел./факс: (812) 297-57-76.