

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
VII международной
научно-практической конференции**

13-14 октября 2016 года

**Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2017**

УДК 620.1
О-25

Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения:
Материалы VII международной научно-практической конференции.
13-14 октября 2016 года. – СПб. Изд-во Политехн. ун-та, 2017. – 310 с.

Редакционная коллегия:

Доктор технических наук, профессор,
директор Инженерно-строительного института, заведующий кафедрой
«Строительство уникальных зданий и сооружений» *Н. И. Ватин*
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительство
уникальных зданий и сооружений» *А. В. Улыбин*
Инженер НИИМТ ОНТИ СПбПУ *О. Ю. Сударь*

Составитель *А. В. Улыбин*

Компьютерная верстка *О. Ю. Сударь*

© Санкт-Петербургский политехнический
университет Петра Великого, 2017

СОДЕРЖАНИЕ

Азизов З. К., Карсункин В. В. Фатхутдинова К. Х. Изучение опасных инженерно-геологических процессов на территории города Ульяновска и их корреляция с деформациями зданий.....	6
Аманбаев А. А. Влияние качества результатов обследования на эффективность ремонта железобетонной конструкции.....	15
Архипов А. Г. Диагностика состояния грунтов основания и фундаментов обследуемых зданий и сооружений методом межскважинного прозвучивания.....	20
Богомолова Е. В. Микологические методы в обследовании объектов культурного наследия.....	30
Богомолова Е. В., Санеева И. В. Микологические риски при проведении строительных, ремонтных и реставрационных работ в исторических и современных зданиях.....	38
Бьядовский Д. А., Истомина А. А. Обследование площадки под размещение быстровозводимых модульных каркасно-тентовых конструкции для обустройства в полевых условиях формирований различного назначения... ..	44
Ведяков И. И., Гукова М. И., Фарфель М. И., Коняшин Д. Ю. Обследование и мониторинг в процессе реконструкции большой спортивной арены стадиона «Лужники» к чемпионату мира по футболу в 2018 году.....	52
Ведяков И. И., Гукова М. И., Яровой С. Н. Эксплуатационная пригодность и надежность металлических дымовых труб после длительного срока эксплуатации.....	70
Веселов В. В. Эксплуатационная надежность железобетонных каркасов зданий по серии ИИ-04.....	82
Волобуев С. В., Богомолова Е. В. Биоповреждение деревянных каркасных домов плесневыми и дереворазрушающими грибами.....	88
Горьев А. С. Опыт обследования кирпичного облицовочного слоя фасада здания методами бесконтактных измерений.....	93
Григорьев Ю. С., Фатеев В. В. Результаты обследования и варианты реконструкции здания пивоваренного завода купцов Ермолаевых в Нижнем Новгороде.....	105

Жаданов В. И., Аркаев М. А., Афанасьев В. Е. Исследование напряженно-деформированного состояния древесины при ее смятии в отверстиях крестообразными витыми нагелями.....	120
Зимин С. С., Беспалов В. В., Скрипченко И. В. Влияние распалубок на напряженное состояние каменных сводов.....	133
Зубков С. В., Улыбин А. В. Опыт определения деформационных характеристик кирпичной кладки методом плоских домкратов.....	145
Кулижников А. М., Еремин Р. А., Украинченко Д. А., Лисов С. В. Опыт георадарного обследования насыпей на просадочных, набухающих и засоленных грунтах.....	153
Курлапов Д. В. Обследование и усиление фундаментных плит, армированных композитной арматурой.....	163
Лаптев Е. А., Улыбин А. В. Несущая способность перекрытий по стальным балкам с накатом в виде сводиков.....	171
Матинян А. А. Ультразвуковое прозвучивание стыков панелей стен в грунте в ограждающих конструкциях котлованов зданий.....	188
Ненашев В. С., Снегирев Н. И. Опыт применения неразрушающих методов при оценке прочности материалов кирпичной кладки XVI века.....	194
Нугужинов Ж. С., Курохтин А. Ю., Жолмагамбетов С. Р., Копаница Д. Г. Комплексный подход к оценке технического состояния кирпичной кладки.....	202
Пахотина К. Г., Пахотин Г. К. Изменение свойств грунтов основания эксплуатируемых зданий и сооружений.....	207
Савин С. Н. Проведение динамического анализа при реконструкции и капитальном ремонте зданий и сооружений.....	215
Саркисян А. А. Итоги обследования 37-этажного здания, расположенного на склоне берега Волги.....	223
Семенов А. А., Порываев И. А., Шамилова Э. Р., Семенов С. А. Влияние ослабления сечения центрально сжатой стойки на общую устойчивость.....	238
Скрипченко И. В., Беспалов В. В. Диагностика и интерпретация причин образования повреждений в сводчатой конструкции.....	247
Соболь И. С., Ильин А. В. Государственное регулирование экспертной деятельности в области промышленной безопасности.....	255

Ужгеренас М. П., Приданцева Н. А. Историко-архивные исследования – ключ к пониманию результатов обследования объекта культурного наследия.....	262
Улыбин А. В. Изменение прочности промасленного бетона эксплуатируемых конструкций.....	270
Федотов С. Д., Улыбин А.В. Опыт обследования и специфика усиления кирпичных фасадов современных многоэтажных зданий.....	284
Штенгель В. Г. Влияние долговременного воздействия минеральных масел на железобетонные конструкции. Неоднозначность принятых понятий	296

ИЗУЧЕНИЕ ОПАСНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ НА ТЕРРИТОРИИ ГОРОДА УЛЬЯНОВСКА И ИХ КОРРЕЛЯЦИЯ С ДЕФОРМАЦИЯМИ ЗДАНИЙ

Азизов Загид Керимович, к.г.н., доцент

Карсункин Владимир Викторович, к.т.н., доцент

Фатхутдинова Камила Хасановна, магистрант

(Ульяновский государственный технический университет, Ульяновск)

АННОТАЦИЯ

Хозяйственная деятельность человека является причиной возникновения и развития многих инженерно-геологических явлений, которые в совокупности наносят значительный ущерб строительству и эксплуатации зданий и сооружений. Наиболее опасны на территории г. Ульяновска переработка берегов, эрозия, просадочные, карстово-суффозионные процессы и подтопление. В рамках разработанной схемы инженерной защиты г. Ульяновска от опасных геологических и гидрологических процессов осуществляются лишь отдельные инженерные мероприятия. В основном работы сосредоточены на отселении жителей из оползневой зоны. На проектирование новых зданий динамичное изменение геоэкологической обстановки также накладывает дополнительные сложности, добавляя элемент непредсказуемости в базовые параметры долговечность здания, вынуждая проектировщиков либо увеличивать «вслепую» запас прочности, либо игнорируя возникающие риски, снижать надежность проектируемых объектов.

Ключевые слова: деформации здания, инженерно-геологические процессы, грунтовые воды.

Огромное влияние на деформации зданий и сооружений на территории города Ульяновска имеют опасные геологические процессы, которые могут привести не только к деформации, но и при максимальном их проявлении вызвать полное разрушение здания. Поэтому очень важно своевременно спрогнозировать возможность появления подобных процессов и провести ряд защитных мероприятий по их предотвращению.

Геоэкологические проблемы города Ульяновска определяются, с одной стороны, природной обстановкой и с другой - планировочными решениями и их реализацией в застройке и эксплуатации городских территорий. Высокая

техногенная нагруженность площадей обуславливает активизацию опасных природно-техногенных геологических процессов и явлений, вызывающих существенные социальные, экологические ущербы и негативные ситуации на территории г. Ульяновска [1]. Этому способствуют: значительная расчлененность рельефа, изменчивость уровня режима р. Волга (Куйбышевского водохранилища) и ее основных притоков, наличие в составе четвертичных отложений неустойчивых в геодинамическом отношении просадочных лессовидных суглинков и карстующихся мергелей в составе верхнего мела, присутствие на территории города современных и древних (погребенных) эрозионных форм рельефа.

Деформации зданий и сооружений в Ульяновске обусловлены следующими опасными природно-техногенными геологическими процессами и явлениями:

1 – боковая эрозия и оползневые явления на склонах рек Волги и Свияги и их притоков, переработка берегов водохранилища.

2 – просадочно-суффозионные процессы в лессовидных суглинках в результате подъема уровня подземных вод и техногенного замачивания просадочных пород, как оснований сооружений.

3 – карстово-суффозионные процессы в районах распространения верхнемеловых мергелей.

4 – подтопление территории вследствие подъема уровня грунтовых вод, обусловленных природными и техногенными причинами.

Развитие эрозионных процессов на территории города обусловлено, прежде всего, особенностями рельефа, литологическим составом коренных и неоген-четвертичных отложений. Процессам оврагообразования во многом способствует нарушение сплошности растительного покрова, концентрация поверхностного стока и деформация склонов под действием техногенных факторов. Оползни формируются на правых склонах долин рек Волги и Свияги, их притоков и оврагов. Часто причиной их возникновения является бесконтрольная эксплуатация земельных участков, сопровождающаяся беспорядочной отсыпкой бытовых отходов, засыпка естественных выходов подземных вод, плохая организация стоков поверхностных вод. Иногда размер оползней достигает до сотен метров с амплитудой смещения до 40 метров. Практически весь правый берег р. Волга в городской черте изрезан оползневыми цирками и оврагами. Ежегодно в

городской черте происходит 10-20 оползневых подвижек. За последние 35 лет зафиксировано более 450 оползней [2].

Большинство блоковых оползней развиты в районах распространения нижнемеловых глин, замачиваемых подземными водами. К песчаным прослоям альбского и барремского ярусов, и мергелям аптского яруса приурочено 3-4 маломощных безнапорно- и слабонапорных водоносных горизонта. Разгрузка подземных вод этих горизонтов происходит круглогодично на склон и в подошву склона. Установлено, что подземные воды вызывают и способствуют активизации 82% оползней, атмосферные осадки обуславливают проявление 32% оползней. Около 20% оползней развивается в условиях воздействия абразионных процессов. При негативном хозяйственном воздействии человека формируется 15-20% оползней.

По коэффициенту устойчивости на территории города преобладают оползни со значениями до 1, что характеризует склоны как неустойчивые. Коэффициент пораженности изменяется в пределах 0,4-0,53; следовательно, территория оползневой зоны относится к сильнопораженной [2].

За 54 года (1962-2016 гг.) бровка коренного берега в г. Ульяновске отступила до 40-70 м (в северной части города). В 2016 году бровка склона в районе обнажения «Милановского» отступила на 12,5 м. Средняя скорость отступления бровки абразионного уступа составляет 1,6-1,8 м/год.

Лессовидные просадочные суглинки занимают до 60% территории города Ульяновска (рисунок 1). Сложность строительства фундаментов зданий и сооружений на просадочных грунтах вызывает необходимость их всестороннего изучения для создания новых конструкций фундаментов и безопасной эксплуатации уже построенных зданий.

Опыт эксплуатации зданий и сооружений на лессовидных суглинках показывает, что свойства данных грунтов и, особенно, их поведение под нагрузкой и замачиванием изучены недостаточно. Основными факторами, вызывающими аварийное состояние зданий и сооружений, являются подтопление городских территорий, неравномерная просадка основания, ошибки при проведении инженерно-геологических изысканий, нарушение технологии на производстве строительно-монтажных работ.

В связи со слабой водопрочностью лессовидные суглинки и супеси легко размываются текучими водами, что приводит к сравнительно быстрому разви-

тию эрозионных процессов и к просадкам грунтов в основании сооружений при замачивании их в процессе эксплуатации зданий и сооружений. Общим для лессовых пород неоплейстоцена является просадочность I типа и лишь на отдельных участках проявляется просадочность II типа или грунты непросадочные.

Неравномерные просадки лессовых грунтов приводят в аварийное состояние многочисленные здания и сооружения Заволжского, Ленинского и Засвияжского районов г. Ульяновска. Осадки зданий достигают нескольких десятков мм и носят, как правило, неравномерный характер [3].

Активизация карстово-суффозионных процессов возможна на территории распространения мергелей верхнемеловых отложений в Ленинском и Железнодорожном районах города Ульяновска (рисунок 1). В наибольшей степени активизация возможна в северной части города, где наблюдается большое количество деформаций зданий. Кроме того, техногенные воздействия, такие как утечка сточных вод, эксплуатация четвертичных вод, отсутствие ливневой канализации и прочее, могут оказать серьезное влияние на активизацию этих процессов.

Процессы подтопления в городе Ульяновске в силу большого разнообразия состава пород, слагающих территорию городской агломерации, происходит по-разному. В одних случаях может происходить повышение уровня грунтовых вод, в других - формирование техногенной верховодки или техногенного водоносного горизонта. Устойчивая тенденция такого рода приводит к заболачиванию местности, обводнение подвалов и погребов. В наибольшей степени этому бедствию подвержены: Засвияжский и Ленинский районы (рисунок 1). Комплексные наблюдения за динамикой уровней и минерализацией грунтовых вод выявили объективную взаимосвязь между застройкой территории, состоянием коммуникаций и процессами подтопления земель. Процесс формирования техногенных водоносных горизонтов на территории города еще далек от завершения, и в настоящее время наблюдается устойчивый подъем уровня грунтовых вод.

Здания старой постройки, расположенные в исторической части г. Ульяновска (Ленинский район) испытывают серьезные проблемы в своих подземных частях в силу воздействия отмеченных факторов.

Сухие при строительстве фундаменты и подвальные помещения зачастую подтапливаются, снижается несущая способность оснований, вследствие чего нарушается существовавшая десятилетиями стабильность системы грунта основания - здание, что приводит к образованию деформационных трещин и нарушению влажностного режима помещений и конструкций здания [4].



Рисунок 1 – Распространение ОГП на территории г. Ульяновска

- ▭ - Изолинии просадочности; - территории распространения мергелистых грунтов; - территории, подтопленные грунтовыми водами; - потенциально подтопляемые территории

Приведем значения коэффициентов корреляции основных опасных геологических процессов и деформаций зданий (таблица 1) в соответствии с внутригородским районированием.

Таблица 1

ОГП	Коэффициент корреляции			
	Ленинский район	Засвияжский район	Железнодорожный район	Заволжский район
Просадочные явления	0,314	0,543	0,326	0,747
Распространение мергелистых грунтов	0,533	-	0,495	-
Подтопленность территории	0,158	0,408	0,114	0,216

Таким образом, в Ленинском и Железнодорожном районах большинство деформаций обусловлены распространением на территории карбонатных пород; в Засвияжском и Заволжском районах – распространением просадочных грунтов.

Деформации, вызванные неравномерной осадкой фундамента, в результате наличия в основании просадочной грунтовой толщи, характеризуются значительным раскрытием трещин в наиболее уязвимых местах здания (проемы, сопряжения стен) (рисунок 2, 3).



Рисунок 2 – Деформация здания недостроенного рыночного комплекса по пр. Генерала Тюленева, 6А



Рисунок 3 – Деформация одноэтажного здания по ул. Стасова 18

Характер деформаций на территории распространения карбонатных пород аналогичен деформациям на просадочных грунтах (рисунок 4, 5). При замачивании мергеля в ряде случаев проявляется тенденция к «просадочности», а иногда мергелистые грунты ведут себя как просадочные грунты, давая при замачивании значение относительной просадочности 0,01 при начальном просадочном давлении 0,05 МПа.



Рисунок 4 – Деформация здания ремонтных боксов по ул. Урицкого 98



Рисунок 5 – Деформация здания склада по ул. Гая 100

Ряд деформаций, зафиксированных на территориях, подтопленных грунтовыми водами, имеют менее выраженный характер – ряд волосяных трещин с раскрытием менее 1 мм (рисунок 6,7).



Рисунок 6 – Деформация здания по ул. Азовская 95



Рисунок 7 – Деформация здания по 1 пер. Локомотивный д.10а

ЛИТЕРАТУРА

1. Азизов З.К., Пьянков С.А. и др. Геоэкологическое картографирование территории города Ульяновска// «Расчет и проектирование современных строительных конструкций». Ученые записки международного семинара, Ульяновск, УлГТУ, 2012.
2. Азизов З.К., Пьянков С.А. и др. История исследования оползней города Ульяновска// «Расчет и проектирование современных строительных конструкций». Ученые записки международного семинара, Ульяновск, УлГТУ 2014.
3. Карсункин В.В., Азизов З.К. Особенности лессовидных суглинков и их влияние на строительство//Развитие дорожно-транспортного и строительного комплексов и освоение стратегически важных территорий Сибири и Арктики: вклад науки Материалы международной научно-практической конференции. Омск, 2014. С. 177-179.
4. Карсункин В.В., Филиппов В.И. Техническое состояние несущих конструкций подвальных этажей зданий старой постройки в исторической части Ульяновска // Научно-технический калейдоскоп №2 (апрель-июнь) 2002 г. с.75-77.

RESEARCH OF DANGEROUS GEOTECHNICAL PROCESSES IN ULYANOVSK AND THEIR CORRELATION WITH DEFORMATIONS OF BUILDINGS

Azizov Zagid Kerimovich, Ph.D., Associate Professor

Karsunkin Vladimir Viktorovich, Ph.D., Associate Professor

Fatkhutdinova Kamila Hasanovna, undergraduate
(Ulyanovsk State Technical University, Ulyanovsk)

ABSTRACT

Human intervention is the cause and development of many geotechnical phenomena, which in aggregate causes significant damage to the construction and buildings and structures running. In Ulyanovsk the most dangerous processes are marginal erosion, erosion, subsidence, karst-suffusion processes and flooding. In the framework developed by the engineering protection scheme of Ulyanovsk from dangerous geological and hydrological processes are carried out only some engineering measures. Basically, the work focused on the resettlement of the residents from the landslide zone. In designing new buildings dynamically changing geo-environmental conditions also imposes additional complexity by adding an element of unpredictability in the basic parameters of the durability of the building. Forcing designers to increase safety margin either "blindly", or ignoring emerging risks, to reduce the security of the designed objects.

Keywords: deformations of buildings, geotechnical processes, underground water.

ВЛИЯНИЕ КАЧЕСТВА РЕЗУЛЬТАТОВ ОБСЛЕДОВАНИЯ НА ЭФФЕКТИВНОСТЬ РЕМОНТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ

Аманбаев Айбек Абдыкалиевич

Инженер, продакт-менеджер по ремонту бетона
(ООО «Эм-Си Баухеми», Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье рассматривается влияние качества результатов обследования железобетонных зданий и сооружений на эффективность последующего ремонта и эксплуатации. С использованием примеров выполненных проектов приводятся характерные ошибки при обследовании строительных конструкций. Показано, что основной проблемой является несоответствие целей обследования для определения технического состояния конструкции с точки зрения механической безопасности и с точки зрения её ремонта. Этим обусловлены неоптимальные инженерные решения по ремонту или реконструкции и, как следствие, значительное повышение затрат собственников зданий и сооружений. На основе проведенного анализа предложены рекомендации по устранению данной проблемы для выполнения эффективного ремонтного процесса.

Ключевые слова: бетон, ремонт, защита от коррозии, долговечность, антикоррозионные работы.

Ежегодные потери от коррозии достигают 10-15% от стоимости основных фондов, считают эксперты, что в масштабах страны или даже крупного предприятия является очень значительной суммой.

Причинами увеличения потерь от коррозии строительных конструкций от запланированных показателей являются ошибки строительного процесса. По данным одного из исследований, основные ошибки возникают на следующих стадиях:

- проектирование (вкл. обследование) – 35%;
- строительство – 45%;
- эксплуатация – 15%;
- форс-мажор – 5%.

Первым, наиболее важным, этапом снижения потерь от коррозии в проектах ремонта зданий и сооружений является качественное обследование строительной конструкции для сбора необходимых исходных данных (рисунок 1).

Полнота и адекватность оценки этих исходных данных напрямую влияет на оптимальность последующего инженерного решения и его технологического воплощения. По данным нашей компании, при правильном подходе ко всем этапам ремонта зданий и сооружений, возможно снижение потерь собственников от коррозии в 3-7 раз по сравнению с некачественной практикой (в том числе в области обследования) [2].

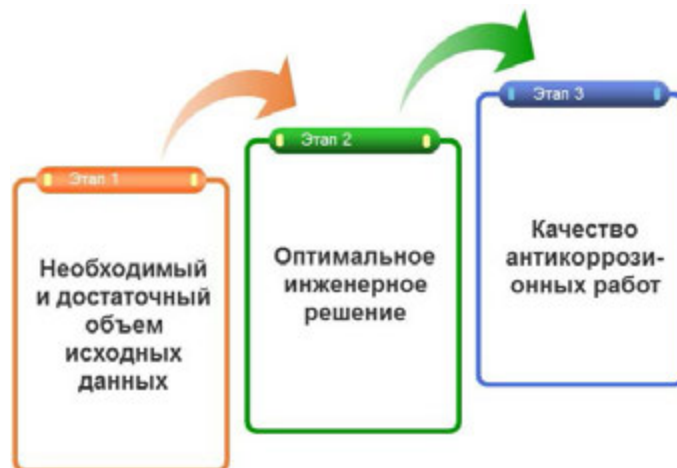


Рисунок 1 - Наиболее рискованные этапы ремонта конструкции

На сегодняшний день в отечественной практике обследований есть дисбаланс, который выражается в неравномерном фокусе на несущую способность (механическую безопасность) конструкции, при этом слабо учитываются вопрос долговечности и защиты от коррозии [3, 10]. И действующие строительные нормы по обследованию, общестроительные (ГОСТ 31937-2011) и отраслевые (СП 79.13330.2012, ГОСТ 54523-2011, ПО92-2001 и др.), регламентируют именно такой подход [4, 5, 6, 7].

Такая концепция понятна всем специалистам, так как значимость и последствия от «недоработки» в области механической безопасности строительных конструкций существенно серьезнее, чем в области защиты от коррозии.

Тем не менее, на наш взгляд, улучшение в области обследования для обеспечения длительной долговечности конструкции без ухудшения требований к оценке и мероприятиям, связанным с несущей способностью – возможно и необходимо [1]!

В идеале, необходимо придерживаться принципа разделения обследований для оценки работоспособности конструкции и для сбора исходных данных для ремонта. На практике это чрезвычайно трудно обеспечить, в первую очередь из-за неверного понимания заказчиками влияния результатов обследования для

сбора исходных данных на стоимость ремонта и эксплуатации зданий и сооружений. Недостаточный или неверный объем исходных данных приводит к увеличению затрат на восстановление конструкции на 30-200%.

Учитывая, что чаще всего обследование происходит, когда здание или сооружение уже требует ремонта, объединение целей обследования целесообразно при безусловном обеспечении качества сбора данных для целей ремонта и защиты от коррозии. ГОСТ 32016-2012 «Материалы и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций» регламентирует при проведении обследования выполнение именно таких требований [8, 9].

В некоторых случаях необходимо учитывать при обследовании и требования технологии производства ремонта (например, прочности на отрыв бетонной поверхности). В нашей практике мы нередко сталкиваемся с ситуациями, когда отсутствие таких данных приводило к значительному удорожанию и увеличению сроков выполнения ремонтных работ (до 30%).

Естественно, что более высокие требования к объему и качеству обследования требуют дополнительного финансирования от заказчиков, но в итоге они же получают существенное снижение потерь от коррозии строительных конструкций. Пример разной стойкости защитной системы в разных агрессивных средах представлен на рисунке 2.

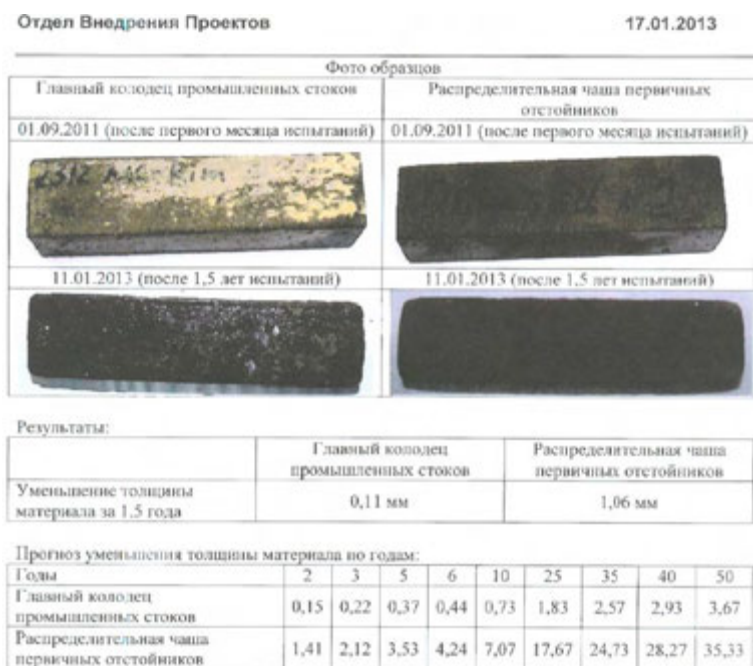


Рисунок 2 – Разная стойкость защитной системы в разных агрессивных средах

Для того чтобы упростить внедрение такой, более эффективной, концепции работы для заказчиков, Ассоциация обследователей зданий и сооружений (АОЗИС) и компания «МС-Vauchemie» разработала документ «Общие требования по обследованию железобетонных зданий и сооружений для включения в тендерную документацию», в которой отражены основные положения, позволяющие повысить эффективность отдачи от обследования строительных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аманбаев А.А. Новые нормативы по ремонту железобетонных конструкций и опыт их применения на гидротехнических сооружениях // Сборник докладов 8-й научно-технической конференции «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии» СПб.: Изд-во ВНИИГ, 2014. С. 142-144.
2. Аманбаев А.А. Прогнозирование долговечности железобетонных мостов // СПб.: Дорожная держава, 2014. 2. С. 3.
3. СП 28 13330-2012 «Защита строительных конструкций от коррозии».
4. ГОСТ 31937 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».
5. СП 79.13330.2012 «Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний».
6. ГОСТ 54523-2011 «Портовые гидротехнические сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».
7. ПО 92-2001 «Рекомендации по обследованию гидротехнических сооружений с целью оценки их безопасности».
8. ГОСТ 32016-2012 Материалы и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Общие требования (EN1504-1, EN 1504-9).
9. EN 1504-2005 «Защита и ремонт железобетонных конструкций».
10. Захарьин Е.Н, Аманбаев А.А. Применение современных полимерцементных ремонтных составов на гидротехнических объектах // Гидротехника XXI век. 2013. 2 (14). С. 62-63.

THE INFLUENCE OF THE SURVEY QUALITY ON EFFECTIVENESS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES REPAIR

Amanbaev Aybek Abdykalievich

Engineer, Product-manager of Concrete Repair

(LLC «MC-Bauchemie», Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The article discusses the survey quality impact of reinforced concrete buildings and structures on effectiveness of their repair and maintenance. Using examples of completed projects typical errors in the inspection of structures are demonstrated. It is shown that the main problem is inconsistency between the goals of a survey to determine the technical condition of the structure from the mechanical standpoint of safety and from the point of view of its repair. This is due to suboptimal engineering decisions on repair or reconstruction and, as a consequence, a significant increase in costs to the owners of buildings and structures. Based on the analysis recommendations to address this problem to enable efficient repair process.

Keywords: concrete, repair, impact.

ДИАГНОСТИКА СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТОВ ОБСЛЕДУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ МЕТОДОМ МЕЖСКВАЖИННОГО ПРОЗВУЧИВАНИЯ

Архипов Алексей Германович, д.т.н, генеральный директор
(ООО «Геодиагностика», Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

Статья содержит результаты исследований грунтовых массивов геофизическим методом межскважинного прозвучивания. Объект исследований – грунты оснований зданий и сооружений в подземном пространстве. Метод исследований – межскважинное прозвучивание из скважин или наблюдательных трубок. Для исследований использовался аппаратный комплекс импульсного межскважинного прозвучивания АПЗ-1, разработанный ООО «Геодиагностика». Автор считает, что исследование грунтов оснований и фундаментов неразрушающим геофизическим методом прозвучивания вместе с традиционными методами должны составлять новую комплексную методику обследования зданий.

Ключевые слова: грунты, фундамент, метод межскважинного прозвучивания.

Современные методы обследования зданий реализуются, как правило, в условиях одностороннего доступа к конструктивным элементам. Для определения глубины заложения фундамента и отбора проб применяется бурение, для обследования подземной части фундамента используются ограниченное число горных выработок (шурфов). При нормальном состоянии фундамента в простых инженерно-геологических условиях совокупность существующих методов обследования зданий является достаточной. В сложных условиях при наличии повреждения фундамента и залегании слабых водонасыщенных грунтов в основании здания возникают дополнительные риски неправильных выводов о состоянии здания по результатам обследования. Неправильная оценка состояния здания может сопровождаться неверными проектными решениями по реконструкции, сократить срок эксплуатации здания и даже привести к развитию аварийной ситуации. Получить информацию о грунтах основания и фундаменте здания, где по техническим или юридическим причинам, невозможно выпол-

нить бурение, можно неразрушающими геофизическими акустическими методами.

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]. Преимущество скважинных методов заключается в возможности максимально приблизиться к объекту исследований и исключить потерю информации в поверхностном слое земли.

В качестве примера комплексирования традиционных методов обследования и геофизического метода прозвучивания рассмотрим исследования, выполненные на площадке восстановления Храма иконы Божией Матери Всех Скорбящих Радости в Санкт-Петербурге.

Храм иконы Божией Матери Всех Скорбящих Радости был построен в период 1893-1896 гг. В 1933 г. церковь была взорвана и разобрана. В настоящее время сохранились подвальное помещение и фундамент. В 1973 г. под фундаментом церкви был проложен канализационный коллектор круглого сечения с железобетонной обделкой.

Организация, выполнившая обследование сохранившегося фундамента произвела визуальный осмотр и освидетельствование подвального помещения, откопку двух шурфов, бурение 27 шпуров глубиной до 3 м, испытало на прочность образцы кладки и раствора из швов, выполнила расчеты сопротивления основания фундамента. В отчете по результатам обследования были сделаны выводы о состоянии фундамента.

Очевидно, что информация не была достаточной для проектирования, так как в основании здания церкви залегал коллектор. Проектная организация ГУП «Ленгипроинжпроект» обратилась к ООО «Геодиагностика» для определения состояния грунтов основания церкви в зоне коллектора.

Объект исследований – грунты в зоне коллектора, в том числе под фундаментом церкви.

Метод геофизических исследований грунтов – межскважинное акустическое прозвучивание (МАП), включал возбуждение упругой волны в одной скважине, прием импульса упругой волны в другой скважине и оценку состояния массива грунтов в межскважинном пространстве по параметрам регистрируемой упругой волны (скорость распространения, амплитуда и спектр). Кроме грунтов основания ООО “Геодиагностика” выполнила прозвучивание фундамента и ультразвуковые исследования керна.

Межскважинное сейсмоакустическое прозвучивание проведено аппаратным комплексом акустического просвечивания и зондирования АПЗ-1 (Сертификат калибровки средства измерения №2520/397/ЭУ-2016 от 29.03.2016). Наземные приборы аппаратного комплекса на время проведения располагались в салоне автомашины Нива-шевролет.

Аппаратурный комплекс акустического просвечивания и зондирования АПЗ-1 (разработчик ООО “Геодиагностика”, Россия) предназначен для измерения времени распространения, амплитуды и частоты импульса упругих волн в горных породах между излучателем и приемником с целью определения упругих характеристик среды.

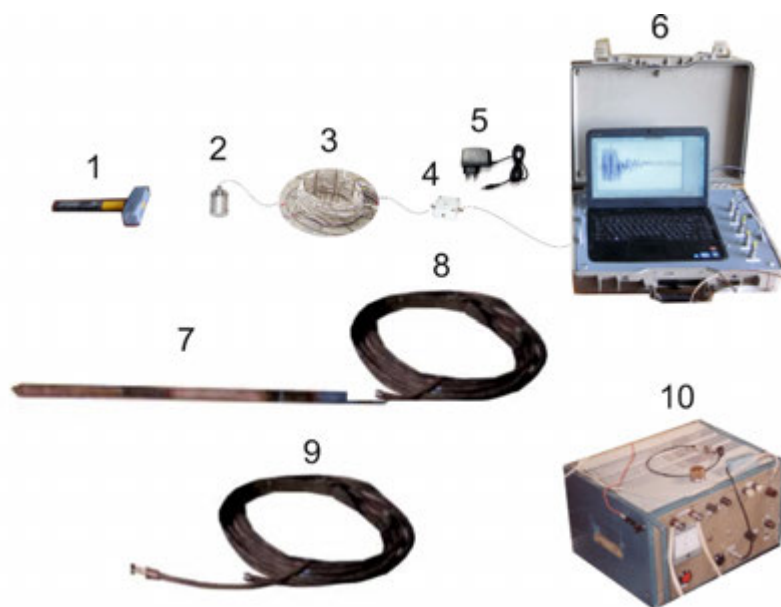


Рисунок 1 – Аппаратурный комплекс акустического прозвучивания АПЗ-1

- 1 – ударный молоток; 2 – вибропреобразователь; 3 – кабель на катушке;
4 – переходная коробка; 5 – источник питания; 6 – комплекс программно-аппаратных средств; 7 – скважинный приемник; 8 – кабель скважинного приемника;
9 – кабель с электроискровым излучателем; 10 – генератор импульсов тока

Таблица 1 – Технические характеристики аппаратного комплекса АПЗ-1

Наименование показателя	Величина
Диапазон измерения времени распространения импульса УВ, мс, не менее	100
Энергия накопителя излучателя, Дж, не менее	700
Напряжение накопителя, В, не менее	3000
Давление, развиваемое излучателем в воде (L=5 м), кПа, не менее	15
Глубина погружения излучателя в скважину, м, не более	150
Рабочий частотный диапазон скважинного приемника, Гц	500 – 20000
Динамический диапазон измерений звукового давления (ре 20 мкПа), дБ	50 – 130
Основная относительная погрешность измерения времени, %	± 3
Основная относительная погрешность измерения звукового давления, дБ	$\pm 2,5$
Основная относительная погрешность измерения виброускорения, %	± 10
Основная относительная погрешность измерения частоты, %	± 2
Рабочие условия эксплуатации скважинных приборов: - температура окружающей среды, °С - внешнее гидростатическое давление, МПа, не более	-30+70 20
Габаритные размеры (диаметр x длина), мм - излучателя, не более - скважинного приемника, не более	Ø60x150 Ø40x1800
Масса комплекта аппаратного комплекса, кг, не более	150

Принцип действия аппаратного комплекса заключается в излучении импульса упругих волн (УВ), приеме импульса после прохождения среды (бетон, грунт, грунтоцемент и др.), регистрации импульса на жесткий диск компьютера, измерении оператором параметров импульса УВ, обработке результатов измерений и оценке состояния среды распространения по параметрам импульса УВ.

Возбуждение упругой волны производится механическим или электрогидравлическим ударом. Для возбуждения упругой волны механическим ударом применяется ударный молоток. Излучающая установка для возбуждения импульса упругой волны электрогидравлическим ударом включает генератор импульсов тока, кабель и электроискровой излучатель.

Измерительная система состоит из приемников упругих волн (скважинного приемника или вибропреобразователя), кабелей и комплекса программно-аппаратных средств (КПАС) на базе персонального компьютера. Скважинные приборы эксплуатируются совместно с каротажным подъемником, оснащенный кабелем типа КГ-3 или, при небольшой глубине исследований, непосредственно на кабелях.

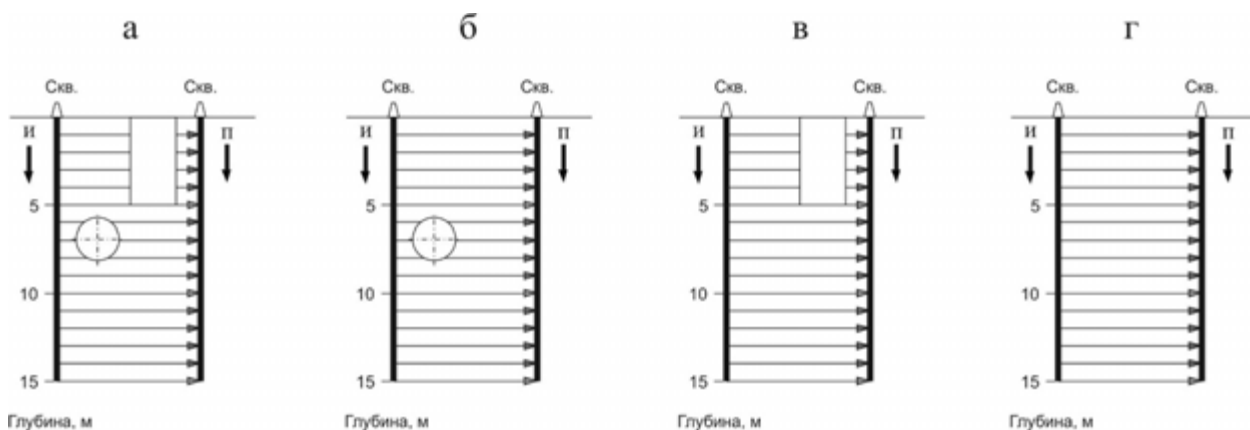


Рисунок 3 – Схема межскважинного прозвучивания подземного пространства участка строительства церкви иконы Божией Матери Всех Скорбящих Радости по глубине в плоскостях А1-А5, А3-А4, А4-А5 (а); А1-А2 (б); А2-А3, А2-А5, А3-А5 (в)

Схема межскважинного прозвучивания по глубине: синхронная с одновременным параллельным перемещением скважинных приборов (рисунок 3). Интервал исследований по глубине 0 – 15 м. Шаг перемещения скважинных приборов по глубине – 1 м.

Диагностическими параметрами о свойствах и состоянии грунтов служили скорость распространения (время прихода), амплитуда звукового давления и спектр импульса упругих волн (рисунок 4). Основной диагностический параметр – скорость продольной упругой волны v_p .

Состояние грунта характеризуется определенным сочетанием параметров импульса УВ (диагностическим признаком), что позволяет точно диагностировать местоположение грунта в разрезе.

Увеличение скорости упругой волны указывает на уменьшение пластичности песчано-глинистых грунтов (в направлении от текучей до твердой консистенции) и рост прочности искусственных грунтов. Смещение спектра в сторону высоких частот показывает на водонасыщенность песчаных грунтов и увеличение текучести и тиксотропности песчано-глинистых грунтов (супесей, суглинков, глин). Уменьшение амплитуды УВ связано с затуханием упругой волны и вызывается неоднородностью, разуплотненностью, пористостью, отсутствием грунтовых вод или слоистостью грунтов. Таблица, содержащая перечень состояний естественных и искусственных грунтов и соответствующих им диагностических признаков, сформирована на основе ранее проведенных исследований.

Геологический разрез по комплексу сейсмоакустических признаков разделен по глубине на следующие части (рисунок 5):

а) 0 - 4 ± 0,5 м – насыпные разуплотненные грунты (скорость УВ 749-1562 м/с).

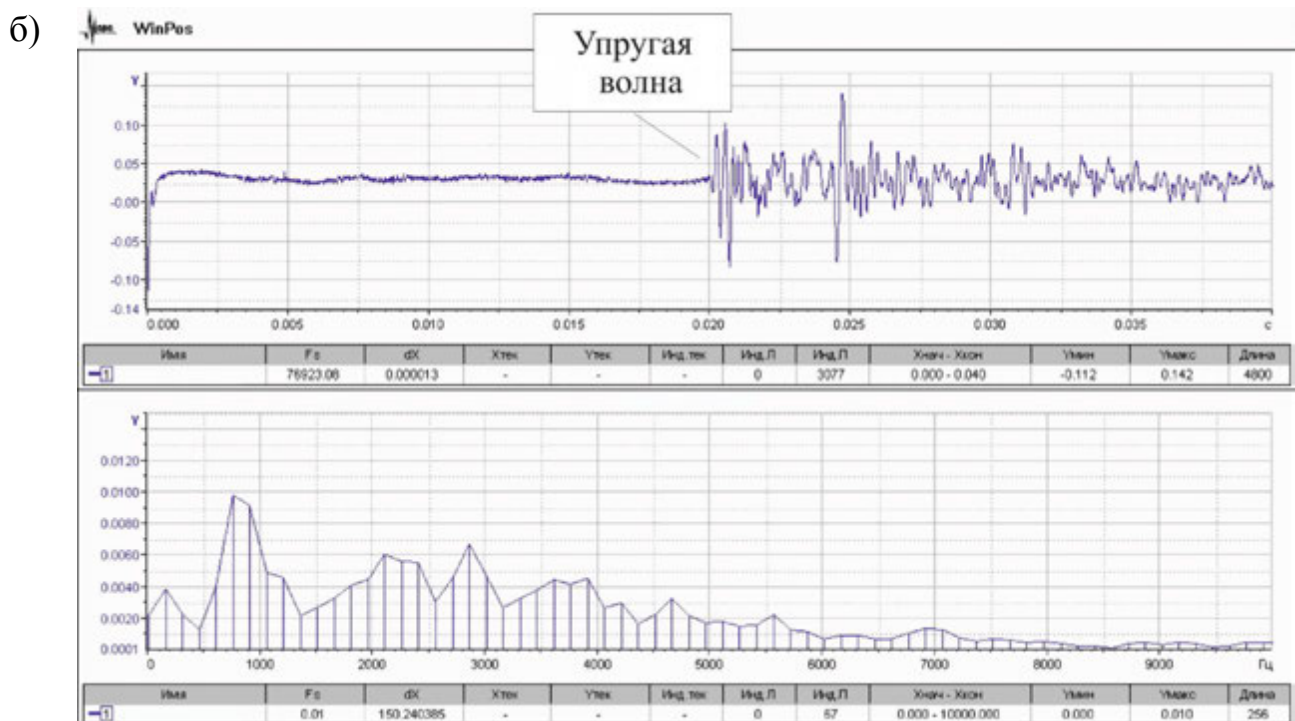


Рисунок 4 – Сигналограммы и спектры импульса упругих волн, зафиксированные между скважинами А4 и А5 (база 30,1 м) при прозвучивании интервала залегания коллектора на глубине 7м (а) и в грунтах на глубине 9 м (б)

б) $4 - 12,5 \pm 0,5$ м – суглинок от текучей до пластичной консистенции. Преимущественная консистенция - мягкопластичная (скорость УВ 1573-1737 м/с).

в) $12,5 - 15 \pm 0,5$ м – суглинок от пластичной до тугопластичной консистенции (скорость УВ 1743-1842 м/с).

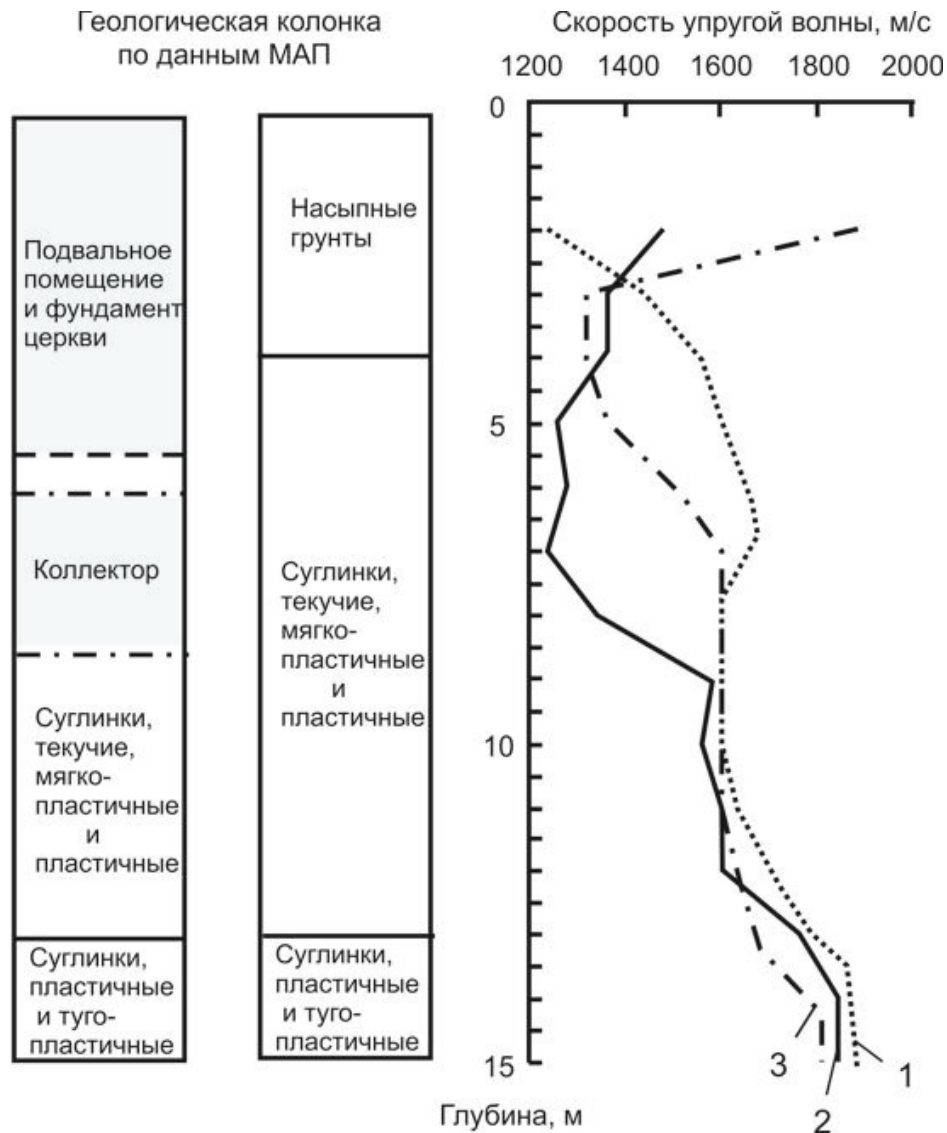


Рисунок 5 – Зависимости скорости упругой волны от глубины в вертикальных плоскостях, пересекающих: 1 - грунты, скважины А1-А4; 2 – фундамент церкви, коллектор и грунт, скважины А4-А5; 3 – фундамент церкви и грунт, скважины А3-А5

Интервал залегания коллектора $6 - 8 \pm 0,5$ м. Диагностические признаки выявления коллектора резкое уменьшение скорости упругой волны и увеличение шума от протекания по коллектору канализационных стоков. Вмещающий грунт - суглинок от текучей до пластичной консистенции.

Интервал залегания подземной части церкви (подвальные помещения и фундамент) $0 - 5,5 \pm 0,5$ м – подземная часть церкви (подвальные помещения и фундамент). Диагностический признак выявления подземной части церкви резкое уменьшение скорости упругой волны.

Модуль упругости грунтов определена по экспериментальной зависимости ООО “Геодиагностика” между модулем упругости и скоростью продольной упругой волны вида E (кгс/см^2) = $0,25 \cdot V_p + 331$. Расчетный модуль упругости составляет для суглинка от текучей до пластичной консистенции (интервал глубин 4 – 12,5 м, скорость УВ 1573-1737 м/с) – 62 - 103 кгс/см^2 ; суглинка от пластичной до тугопластичной консистенции (интервал глубин 12,5 – 15 м, скорость УВ 1743-1842 м/с) – 105-130 кгс/см^2 .

По данным прозвучивания строение грунтового массива одинаково по всей площади исследованного участка (под коллектором и фундаментом церкви). В интервале 4-12,5 м залегают слабые грунты (суглинки от текучей до пластичной консистенции, преимущественно мягкопластичной консистенции), которые являются грунтами основания коллектора и фундамента церкви. Выявленное состояние грунтов основания фундамента церкви является существенным фактором для проектирования усиления фундамента здания церкви.

Заключение

В результате исследований сделаны следующие выводы:

Геофизический метод межскважинного прозвучивания обеспечивает получение информации о грунтах основания и фундаменте зданий, где по техническим или юридическим причинам, невозможно обеспечить доступ и выполнить обследование традиционными методами.

Методика обследования зданий должна быть комплексной и включать кроме традиционных методов (визуальное освидетельствование, отбор и испытание керна, шурфы и др.) определение состояния грунтов основания и фундамента с использованием межскважинного прозвучивания.

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., Яценко З.Г. Сейсмоакустические методы изучения массивов скальных пород. М., Недра, 1969.

DIAGNOSTICS OF CONDITION OF SOIL AND FOUNDATIONS
AT THE SURVEY OF BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS
BY CROSSHOLE SOUNDING METHOD

Arkhipov Alexey Germanovich

Doctor of Technical Science, General director
(LLC «Geodiagnostika», Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The article includes investigation results on the state of soils massifs established using a set of geophysical acoustic methods. Object of investigation are soil in the foundations of buildings in underground construction. Method of geophysical investigation are crosshole acoustic sounding from holes or embedded tubes. For investigation use crosshole sounding apparatus APZ-1 developed by LLC “Geodiagnostika”. The author postulates that non-destructive study of soils of the foundations by non-destructive geophysical sounding method with traditional methods should form a new complex method of survey of buildings.

Keywords: subfoundation, foundation, crosshole acoustic measurements.

МИКОЛОГИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ В ОБСЛЕДОВАНИИ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ

Богомолова Евгения Валентиновна, к.б.н., с.н.с.

(Федеральное государственное бюджетное учреждение науки Ботанический институт им. В.Л. Комарова Российской академии наук (БИН РАН), Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

Рассматриваются основные принципы микологических методов обследования памятников культурного наследия. Перечислены принципы выбора методик исследования, их применимость к различным объектам и ситуациям, ограничения методов и возможность получения ложно-положительных и ложно-отрицательных результатов. Обсуждаются особенности выбора мер консервации и реставрации памятников, а также распределение зон ответственности между микологами и реставраторами.

Ключевые слова: микологическое исследование, грибы, плесень, биоцидная обработка, биоповреждение.

В последнее десятилетие микология прочно вошла в перечень обязательных исследований в составе этапа проектно-изыскательских работ при реставрации и консервации памятников архитектуры. Микология – наука о грибах, и в числе прочего в сферу деятельности микологов входит исследование грибов-биодеструкторов, развивающихся на различных материалах и приводящих к их разрушению или изменению свойств. Наиболее значим вклад в эти процессы плесневых грибов (микромицетов), способных расти и развиваться на широчайшем круге материалов – минеральных материалах – камне (рисунок 1А), стекле, керамике, органических материалах – дереве, коже, ткани, бумаге, а также в некоторых случаях на металлах и на многокомпонентных веществах (лаки, краски, нефтепродукты, масла, и пр.) [1, 2]. Также большой урон могут наносить и дереворазрушающие (домовые) грибы (рисунок 1Б), с высокой скоростью разлагающие древесину (коррозионная, деструктивная и др. виды гнили).

К числу насущных проблем микологии в составе проектно-изыскательских работ для реставрации и консервации объектов культурного наследия можно отнести следующее:

- На стадии отбора проб для анализа – выбор метода(ов) отбора проб, количество проб (образцов) и их объем.
- На стадии исследования – выбор метода(ов) исследования, оценка их применимости к разным ситуациям и объектам.
- На стадии разработки рекомендаций: ограничение ответственности по принятию «сложных» решений, выбор биоцидов.

Количество образцов и методы отбора проб

Количество образцов для микологического исследования должно быть адекватно размерам (площади) объекта. Так, при обследовании, например, стропильной системы кровли исторического здания площадью несколько сотен (или тысяч) квадратных метров нельзя ограничиться 2-3 пробами древесины. Пробы должны быть распределены достаточно равномерно по площади объекта и должны браться со всех основных групп конструктивных элементов или стройматериалов. В среднем рекомендуется отбирать 1-2 пробы на каждые 100 кв.м площади конструкций (при площадях более 500 кв.м), а на малых площадях – не менее 5-6 проб на кровлю, и не менее 2-4 проб на каждый этаж здания (т.к. зараженность различных уровней может сильно отличаться), руководствуясь равномерностью отбора и обязательным наличием хотя бы 1-2 проб с каждой группы конструктивных элементов (например, стропила, мауэрлат, стойки, прогоны, подкосы и т.д.) или с каждой группы стройматериалов (например, кирпич, кладочный раствор, штукатурка, лепнина, белый камень и т.п.). В противном случае миколог объективно не сможет дать заключение о состоянии объекта в целом. Касаясь объема отбираемых для исследования проб, стоит отметить, что исследования, проводимые традиционными микологическими методами (посев, микроскопия) подразумевают наличие хотя бы нескольких граммов образца (или нескольких квадратных сантиметров по площади). Иначе технически невозможно подготовить препараты и разделить пробу для проведения различных исследований. Также, если речь идет об образцах, потенциально содержащих вегетативные структуры или плодовые тела грибов, следует иметь в виду, что для исследования нужен фрагмент материала, содержащий неповрежденные структуры грибов. Это важно для случаев, когда пробы для анализа отбирают не микологи, а инженеры-обследователи. Важно знать, что если нет возможности отбирать образцы разрушающими методами (например,

по причине высочайшей ценности объекта), то информация, которую может предоставить миколог, может быть недостаточно достоверной или неполной. В качестве иллюстрации можно привести распространенный пример: деревянные конструкции могут иметь сердцевинную гниль, не заметную внешне, либо гниль может располагаться на местах контакта конструктивных элементов, и без разборки или выпиливания конструкций обнаружить ее бывает невозможно (либо можно сделать только косвенные выводы по результатам резонансного простукивания древесины). Также распространена ситуация, когда требуется оценить общее состояние деревянного памятника зодчества, но вскрытие внешней декоративной обшивки и внутренней отделки отсутствует, либо выполнено лишь в 1-2 местах, локально. Следует понимать, что очаги поражения гнилью могут располагаться хаотично, и не всегда будут обнаружены при выборочном вскрытии. Таким образом, микологу в этой ситуации будет недостаточно информации для оценки общего состояния объекта.

Методы исследования и их применимость к различным ситуациям

Существующие в микологии методы исследования имеют свою специфику в плане применимости к различным материалам и типам биоповреждения, а также ряд ограничений по характеру получаемых результатов. Выбор метода исследования должен осуществлять только специалист-миколог. Так, вопреки сложившимся у некоторых неспециалистов стереотипам, дереворазрушающие грибы не исследуют методом посева на питательные среды в чашки Петри. В классической микологии их изучают морфологически, путем прямого микроскопирования с применением специфических красителей и методом проращивания во влажных камерах. Напротив, плесневые грибы изучают как методом посева, так и при помощи влажных камер и прямым микроскопированием, в зависимости от ситуации и типа пораженного материала [3, 4].

Ограничения методов исследования:

- Посев фрагмента пораженного материала на питательные среды: предназначен преимущественно для сыпучих материалов (соскобы с камня, образцы материалов, порошков, жидкостей и т. п.), служит для установления степени обсемененности поверхностей или вычисления концентрации грибов в составе материалов, в пересчете на вес или площадь образца. Также метод применим для качественной оценки (на видовой состав грибов). Используется также для

проверки на наличие в образце жизнеспособных грибов (например, для контроля эффективности проведенной биоцидной обработки). При исследовании деревянных конструкций зданий метод может давать чрезвычайно завышенные (ложные) результаты в силу высокой загрязненности конструкций пылью, пометом птиц и т.п. При этом сама древесина конструкций может находиться в хорошем состоянии, т.е. данный метод не должен применяться в такой ситуации.

- Прямая микроскопия (просмотр фрагмента пораженного материала под микроскопом): служит для изучения пятен неизвестной природы, а также для определения или выявления дереворазрушающих или плесневых грибов, например, в деревянных конструкциях. Не дает точной информации о жизнеспособности грибов-биодеструкторов и об их количестве.

Все методы при неграмотном использовании могут давать ложноположительные или ложно-отрицательные результаты. Непрофессионалы часто ошибаются, пытаясь применять метод посева неадекватным образом, или требуя этого от специалиста. Для иллюстрации приведем следующий пример. На фрагменте древесины наблюдаются темные пятна, стоит задача выяснить, являются ли они результатом развития грибов или имеют небиологическую природу. Посев образца на питательную среду в данном случае может дать ложноположительный результат (могут прорасти случайные поверхностные загрязнения, тогда как сами пятна могут иметь техногенную природу) либо ложноотрицательный результат (грибы из толщи образца не прорастут или являются нежизнеспособными, однако поражение, тем не менее, имеет биологический характер). В данном случае более адекватным методом является прямой просмотр образца под микроскопом (дифференцировка биологическое/небиологическое), при необходимости дополняемый последующим посевом (проверка жизнеспособности и численности в случае обнаружения грибных структур).

Разработка рекомендаций: ограничение ответственности

Отдельно хотелось бы остановиться на вопросе ограничения ответственности за разрабатываемые меры по сохранению и биозащите объектов культурного наследия. Миколог не может единолично принимать решение о демонтаже материалов или конструкций, о применении сильнодействующих или новых

химических биоцидов. Как и другие подобные «сложные» решения, выводы миколога о состоянии объекта и рекомендации по биоцидной обработке носят справочный характер. Окончательные решения должны приниматься после консультаций с химиками-реставраторами, хранителями, архитекторами, конструкторами, инженерами и другими соответствующими специалистами, с учетом всех возможных негативных последствий и ценности объекта. Выбор методов устранения заражения, выбор биоцидов, консервантов и разработка технологии обработки – прерогатива реставратора, миколог выполняет функцию консультанта и помогает тестировать препараты и технологии. На сегодняшний день в реставрационной практике немного разрешенных и эффективных препаратов [5], у грибов вырабатывается устойчивость к ним, а новые препараты с трудом входят в практику в силу бюрократических препятствий и корпоративного лобби крупных производителей реставрационной химии.

Таким образом, к непосредственным задачам миколога можно отнести:

- Дифференциацию биогенных и небιοгенных поражений.
- Выявление наличия биологического (микологического) заражения или поражения.
- Определение вида биодеструктора и его количественного присутствия.
- Прогнозирование развития ситуации.
- Участие в разработке мер борьбы с биопоражением, профилактики, консервации.

Подходы к сохранению объектов с микогенными поражениями

Существуют принципиально разные подходы к «лечению» пораженных грибами объектов. В некоторых случаях необходимо и возможно использовать максимально щадящий режим, в том числе и без применения химических биоцидных средств. В первую очередь это касается объектов высочайшей ценности, хранящихся в оптимальных условиях (рисунок 1В). Отсутствие рисков намокания, нарушения микроклимата или возникновения аварийных ситуаций сводит к минимуму возможность развития биопоражения. Более того, существующие очаги микопоражения, будучи лишены влаги на длительный срок, постепенно теряют жизнеспособность. Таким образом, можно сохранить памятник без излишнего применения химических препаратов. Преимущественно такая стратегия подходит для небольших предметов из музейных коллекций,

хранящихся в помещениях фондов с климат-контролем, либо к архитектурным памятникам, находящимся в контролируемых условиях (пример – домик Петра I, расположенный в здании-футляре, рисунок 1В). Однако в ряде других случаев необходимо использовать биоцидные вещества с целью санации памятника, например, при его консервации, ремонте, реставрации (рисунок 1Г). В основном это касается аварийных исторических зданий и объектов, экспонируемых на открытом воздухе.

Использование биоцидов должно проводиться под контролем миколога, желательно с предварительным тестированием, так как реакция микроскопических (плесневых) грибов на некоторые химические вещества может выражаться, например, в секреции ярко окрашенных пигментов, или в образовании устойчивых к биоциду форм, что в свою очередь может приводить к необратимым изменениям памятника [5].

В заключение следует отметить, что все без исключения случаи развития микологических поражений связаны с намоканием предметов. Для целей сохранности любых объектов с высокой историко-культурной ценностью следует:

- Поддерживать нормальный микроклимат, вентиляционно-влажностный режим, проводить при необходимости биозащитную обработку;
- Следить за тем, чтобы не появлялись локальные очаги биопоражения;
- В случае аварийных событий (протечки, затопления и пр.) максимально быстро высушить пострадавший объект, провести контрольное микологическое обследование и при необходимости – принять меры по санации объекта.

Немаловажным фактором является «обратная сторона медали» – пораженные плесенью объекты музейного хранения или памятники не только сами подвергаются риску утраты, но и являются потенциально опасными для здоровья работающих с ними специалистов, так как плесневые грибы относятся к 3-4 группам потенциальной патогенности. Поэтому следует соблюдать технику безопасности и применять средства индивидуальной защиты при работе с объектами, подозрительными на наличие плесневого заражения.

Работа выполнена в рамках плановой темы «Биоразнообразие и пространственная структура сообществ грибов и микромицетов в природных и антропогенных экосистемах» №01201255604.



Рисунок 1 – Примеры биоповреждения памятников, выполненных из различных материалов

А – фрагмент пораженной грибами мраморной колонны в Херсонесском музее-заповеднике, Севастополь, Крым; Б – деструктивная гниль древесины в Библиотечном флигеле усадьбы Монрепо, г. Выборг, Ленинградская область; В – домик Петра I, г. Санкт-Петербург; Г – историческое здание (ныне – дом офицеров) в г. Выборг, обширное микологическое поражение на стенах в подвале.

Все фото выполнены автором в 2012-2014 гг.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лугаускас А.Ю., Микульскене А.И., Шляужене Д.Ю. Каталог микромицетов-биодеструкторов полимерных материалов. М.: Наука, 1987. 349 с.
2. Каневская И.Г. Биологическое повреждение промышленных материалов. Л.: Наука, 1984. 232 с.
3. Власов Д.Ю., Богомоллова Е.В., Зеленская М.С., Горбушина А.А. Обзор методов исследования грибов, повреждающих памятники архитектуры и искусства // Сборник «Актуальные проблемы микологии», СПб, 2001. С. 88-100.
4. Кирцидели И.Ю., Богомоллова Е.В., Иванова А.М. Методические рекомендации по диагностике микоповреждений и мерам профилактики в закрытых помещениях (музеях, архивах). СПб.: Изд-во Политехнического университета, 2006. 20 с.
5. Никитин М.К., Мельникова Е.П. Химия в реставрации. СПб.: Центр «ТЕХИН-ФОРМ», 2002. 304 с.

MYCOLOGICAL INVESTIGATIONS IN SURVEYS OF CULTURAL HERITAGE OBJECTS

Bogomolova Evgeniya Valentinovna, Senior researcher
(Komarov Botanical Institute of the Russian Academy of Sciences,
Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The main principles of mycological investigations of historical monuments are discussed. The selection of mycological methods accordingly to the type of object and situation as well as limitations of mycological methods are discussed. Ways of conservation and restoration of historical monuments and areas of responsibility of mycologists and restorers are considered.

Keywords: mycological research, fungi, mold, biocide treatment, biodeterioration.

МИКОЛОГИЧЕСКИЕ РИСКИ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ, РЕМОНТНЫХ И РЕСТАВРАЦИОННЫХ РАБОТ В ИСТОРИЧЕСКИХ И СОВРЕМЕННЫХ ЗДАНИЯХ

Богомолова Евгения Валентиновна, К.б.н., с.н.с.

(Федеральное государственное бюджетное учреждение науки Ботанический институт им. В.Л. Комарова Российской академии наук (БИН РАН),
Санкт-Петербург)

Санеева Ирина Викторовна

Магистр биологии, специалист-миколог
(ООО «Микосфера», Москва)

АННОТАЦИЯ

Рассматриваются основные причины возникновения биопоражений в исторических и современных зданиях. Указывается видовой и количественный состав плесневых грибов в воздушной среде и на материалах исторических сооружений, в строящихся и реставрируемых объектах. Описывается исследование индекса скорости микробного обсеменения поверхности. Оценивается влияние перепадов влажности, конденсатного намокания при проведении отделочных работ или длительной консервации здания на обрастание плесневыми грибами материалов и конструкций. Перечислены способы предотвращения биоповреждений объектов, находящихся в стадии ремонта, реставрации и консервации, приведены примеры типичных случаев биоповреждения.

Ключевые слова: биопоражения, плесневые грибы, исторические сооружения, современные здания, реставрация, консервация, ремонт.

Проводимые нами микологические обследования современных и исторических зданий, как в составе этапа проектно-исследовательских работ при реставрации и консервации памятников архитектуры, так и в режиме принятия экстренных мер по борьбе с плесневым поражением, показали, что основной причиной возникновения биопоражения является нарушение строительных норм и правил, приводящее к сбоям в микроклиматическом режиме содержания объекта.

Грибы-биодеструкторы способны расти и развиваться на широчайшем круге материалов – минеральных материалах – камне, стекле, керамике, органических материалах, полимерах, и т.д. [1, 2, 3]. Основным физиологическим

требованием является наличие достаточного для прорастания уровня влажности, обычно он составляет >60-65% по относительной влажности воздуха. Микроклиматические условия в помещениях регламентируются ГОСТ 30494-2011 «Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях» (влажность не более 60%, температура в пределах 18-24 °С) и СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85»: Приложение Ч (параметры допустимой влажности материалов). Намокание конструкций и материалов от атмосферных осадков или конденсата быстро (за 1-2 сут.) запускает процессы прорастания спор плесневых грибов, которые в естественных условиях всегда присутствуют на всех поверхностях и материалах в фоновых количествах. В старых зданиях уровень содержания плесневых грибов в штукатурке, засыпке перекрытий, в старых отделочных материалах обычно гораздо выше уровня фонового загрязнения [4, 5], что в условиях переизбытка влаги может приводить к катастрофическим последствиям в виде стремительного массового плесневого обрастания конструкций.

Проведенные нами исследования штукатурного слоя и кладочного раствора в 30 исторических зданиях Москвы и Санкт-Петербурга показали, что содержание жизнеспособных КОЕ (колониеобразующих единиц) плесневых грибов в зданиях, имеющих неблагоприятный статус сохранности, находится в среднем на уровне 30-100 тыс. на 1 г веса материала. В зданиях, эксплуатирующихся без нарушений микроклимата и протечек, уровень содержания плесневых грибов составлял порядка 50-100 КОЕ/г (то есть также, как правило, был ненулевым). На поверхности и в составе современных отделочных и строительных материалов на строящихся объектах без явных биоповреждений отмечалось содержание жизнеспособных КОЕ плесневых грибов в среднем на уровне 20-500 на 1 г веса материала, либо на 1 кв.дм площади открытой поверхности конструкции. В воздушной среде зданий, в которых проводятся активные строительные, ремонтные или реставрационные работы, отмечался уровень содержания плесневых грибов от 1000 до 10000 КОЕ/куб.м воздуха, что от 2 до 20 раз превышает предельно допустимый уровень для закрытых помещений (по нормам Всемирной организации здравоохранения). Следует отметить, что в зданиях наиболее часто встречаются плесневые грибы из родов *Penicillium*, *Aspergillus*, *Acremonium*, *Cladosporium*, *Stachybotrys*, *Mucor*, *Paecilomyces*,

которые относятся к потенциально-патогенным микроорганизмам IV группы патогенности в соответствии с СП 1.3.2885-11.

Присутствие плесневых грибов в воздушной среде в составе пыли от демонтажа старых материалов, либо от иной строительной пыли, частиц почвы со стройплощадки, и т. п., означает, что взвешенные частицы постепенно оседают на все поверхности объекта, в том числе и на вертикальные, за счет микронеровностей, пористости и шероховатости материалов. Осаждение плесневых спор оценивается индексом скорости микробного обсеменения поверхности, который измеряется в единицах: КОЕ/кв.дм/час, то есть количество спор плесени, оседающих на 1 кв.дм поверхности за час. Чем выше данный индекс, тем быстрее поверхности заражаются спорами плесневых грибов. В наших исследованиях в среднем данный индекс составлял 700-800 КОЕ/кв.дм/час (при микробной обсемененности воздуха ок. 4000 КОЕ/куб.м), что означает, что в течение рабочего дня на 1 кв.дм поверхности в помещениях, где проводятся активные ремонтно-строительные работы, может оседать до 6000 КОЕ плесневых грибов (или до 600 тыс. КОЕ на 1 кв.м). Любые перепады влажности и систематическое намокание материалов в таких условиях приводят к быстрому и массовому биопоражению материалов и конструкций.

Проведение влажных строительных или отделочных работ в холодное время года, при замкнутом контуре помещения и подогреве воздуха тепловыми пушками, чревато образованием участков конденсата на переохлаждающихся местах конструкций. Конденсатное намокание – одна из основных причин плесневого поражения строящихся объектов, а также зданий, находящихся в режиме длительной консервации без отопления и проветривания (рисунок 1). В соответствии с физикой точки росы, выпадение конденсата зависит от температуры воздуха в помещении, относительной влажности воздуха и температуры поверхности конструкций. Поэтому обрастание плесневыми грибами чаще всего происходит в период проведения отделочных работ или при консервации без наблюдения и контроля состояния объекта. Поскольку присутствие некоторого уровня содержания спор плесневых грибов на конструкциях и материалах неизбежно, то для того, чтобы предотвратить биоповреждение объекта, следует внимательно следить за поддержанием температурно-влажностного режима:

- Поддерживать нормальный микроклимат по ГОСТ 30494-2011 «Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях», вентиляци-

онно-влажностный режим (при помощи осушителей воздуха или проветривания);

- При консервации объектов на срок от 3-4 месяцев и дольше – не закрывать доступ воздуха в помещения (оставлять частично открытыми окна, либо зашивать часть окон воздухопроницаемыми материалами), обеспечивать вентиляцию и по возможности отопление в зимний сезон;

- Следить за тем, чтобы не появлялись локальные очаги биопоражения. В случае их появления – проводить биозащитную обработку поверхностей;

- В случае аварийных событий (протечки, затопления и пр.) максимально быстро высушить пострадавший объект, провести контрольное микологическое обследование и при необходимости – принять меры по санации объекта;

- При производстве ремонтно-строительных и реставрационных работ следует включать процедуру полной санации здания биоцидными препаратами (по всем конструкциям), и по возможности – обеспыливание строительными пылесосами;

- При производстве ремонтно-строительных и реставрационных работ на объектах с признаками биологического поражения следует обеспечивать защиту органов дыхания рабочих путем применения респираторов класса защиты, соответствующего размеру частиц более 1-2 микрон (минимальный размер спор плесневых грибов).

Работа выполнена в рамках плановой темы БИН РАН «Биоразнообразие и пространственная структура сообществ грибов и миксомицетов в природных и антропогенных экосистемах» №01201255604.



Рисунок 1 – Примеры биоповреждения объектов

А – длительная консервация объекта без проветривания привела к массовому поражению кирпичной кладки плесневыми грибами; Б – массовое поражение оконных проемов плесенью при новом строительстве (на этапе влажных отделочных работ в осенний период при замкнутом контуре и подогреве помещений тепловыми пушками); В – поражение плесенью и домовым грибом исторического здания (подвал, нарушение гидроизоляции, отсутствие вентиляции); Г – поражение потолка исторического здания (конденсат из-за отсутствия вентиляции и сырости в здании)

ЛИТЕРАТУРА

1. Лугаускас А.Ю., Микульскене А.И., Шляужене Д.Ю. Каталог микромицетов-биодеструкторов полимерных материалов. М.: Наука, 1987. 349 с.
2. Каневская И.Г. Биологическое повреждение промышленных материалов. Л.: Наука, 1984. 232 с.
3. Ребрикова Н.Л. Биология в реставрации. М.: РИО ГосНИИР, 1999. 184 с.
4. Понизовская В.Б., Антропова А.Б., Ребрикова Н.Л., Биланенко Е.Н., Мокеева В.Л. Микромицеты-биодеструкторы известняка, штукатурки и кладочного раствора интерьеров памятников культуры и музейных помещений // Сборник материалов II Международной научной конференции «Биология, систематика и эко-

логия грибов и лишайников в природных экосистемах и агрофитоценозах». Минск: Колорград, 2016. 326 с.

5. Warsched T., Braams J. Biodeterioration of stone: a review // International Biodeterioration & Biodegradation. 2000. Vol. 46 (4). P. 343-368.

MYCOLOGICAL RISKS DURING THE RESTORATION, REPAIR AND RECONSTRUCTION OF MODERN AND HISTORICAL BUILDINGS

Bogomolova Evgeniya Valentinovna, Senior researcher
(Komarov Botanical Institute of the Russian Academy of Sciences, Saint-Petersburg)

Saneeva Irina Viktorovna, MS. in Biology, mycologist
(LLC «Mycosphaera», Moscow)

ABSTRACT

The main causes of fungal biodeterioration of historical monuments and modern buildings are discussed. The data on species composition of fungi and the number of fungal propagules in the indoor air and in building materials of historical monuments and modern buildings are presented. The microbial contamination assessment index was applied to evaluate the extent of fungal load on building constructions during the active construction/repair works. Indoor microclimatic changes in buildings as a main cause of fungal biodeterioration are considered. The basic principles of mycological safety during the process of reconstruction and restoration of historical and modern buildings are listed.

Keywords: biodeterioration, mold fungi, historical monuments, modern buildings, reconstruction, restoration, repair.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ПЛОЩАДКИ ПОД РАЗМЕЩЕНИЕ БЫСТРОВОЗВОДИМЫХ МОДУЛЬНЫХ КАРКАСНО-ТЕНТОВЫХ КОНСТРУКЦИИ ДЛЯ ОБУСТРОЙСТВА В ПОЛЕВЫХ УСЛОВИЯХ ФОРМИРОВАНИЙ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Бьядовский Дмитрий Александрович, с.н.с.

Истомина Антонина Анатольевна, м.н.с.

(НИИ (ВСИ МТО ВС РФ) ВА МТО А. В. Хрулева, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье отображено проведенное обследование площадки из дорожных плит под размещение каркасно-тентовых модульных конструкций, описываются выявленные при устройстве грунтового основания и покрытия из плит их дефекты и недостатки, приведены рекомендации по устранению данных замечаний.

Ключевые слова: обследование, площадки из дорожных плит, модульные каркасно-тентовые конструкции, обустройство войск.

В настоящее время для быстрого создания необходимой инфраструктуры при краткосрочном и долгосрочном развертывании формирований различного назначения в районах временного и постоянного сосредоточения на неосвоенных местах базирования все большее применение находят технологии быстровозводимых каркасно-тентовых модулей.

Применение данных технологий позволяют в кратчайшие сроки возвести весь необходимый комплекс сооружений для размещения как личного состава, техники, так и для создания всей необходимой обеспечивающей инфраструктуры. Так, например, для размещения 500 человек личного состава с сопутствующей инфраструктурой был разработан ОАО «ОБОРОНСТРОЕМ» автономный полевой лагерь АПЛ-500, апробация которого прошла в п. Сетролово Ленинградской обл.

Одно из достоинств данной технологии является возможность комбинированного подхода к созданию необходимых сооружений. Из одних и тех же модулей можно возвести сооружения различного назначения. В ВС РФ имеется опыт применения каркасно-тентовых конструкций. В Московской области, Наро-Фоминского района эксплуатируется сооружение для размещения авто-

мобильной техники в виде двух ангаров, возведенных по технологии каркасно-тентовых быстровозводимых конструкций.

Применение данной технологии для возведения таких сооружений под размещение личного состава и техники требует грамотного, специфического подхода к обустройству площадки.

По заданию заместителя Министра обороны Российской Федерации генерала армии Булгакова Д. В. специалистами НИИ (ВСИ МТО ВС РФ) выполнялось оперативное задание по обследованию площадки под размещение ангаров для автомобильной техники по адресу: Московская область, Наро-Фоминский район, п. Алабино.

Площадка под размещение техники представляет собой прямоугольник в плане с организованным въездом. Площадка расположена на естественном склоне на небольшой возвышенности (рисунок 1). Схема расположения площадки приведена на рисунке 3.



Рисунок 1 – Общий вид ангара

При проведении обследования проектной документации представлено не было.

Проведена фотофиксация выявленных дефектов (рисунок 2).

Для изучения состава слоев насыпной подушки, выполненной под плитами, были вскрыты шурфы.

При проходке шурфов были выявлены следующие подстилающие слои (сверху вниз):

- песчаная подсыпка 200 мм;
- суглинок 300 мм.



Размывание откосов площадки



Намывание грунта на площадку



Соединение плит выполнено прихватками



Намывание грунта на площадку внутрь ангара

Рисунок 2 – Фотофиксация дефектов

Площадка прямоугольная в плане с размерами 78x54 м, выполнена из плит железобетонных предварительно напряженных ПАГ-14 для аэродромных покрытий промышленного изготовления с размерами плиты (L*B*H): 6000x2000x140 массой, кг: 4200 (рисунок 3).

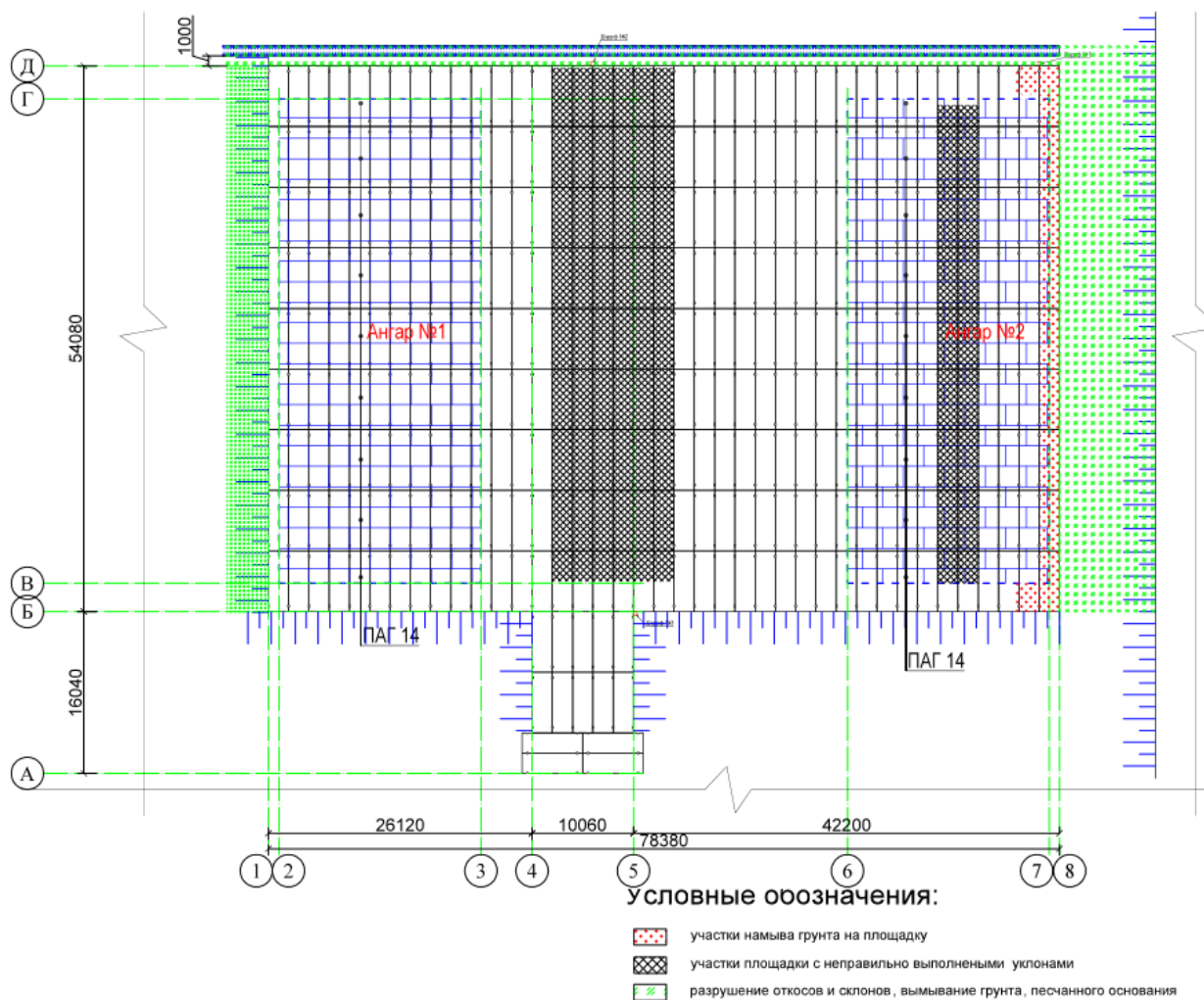


Рисунок 3 – Схема расположения площадки под размещение ангаров для хранения автомобильной техники

Песчаное основание имеет уклон, соответствующий уклону рельефа местности. Слой песчаного основания, представленный песками различной крупности, но с идентичными физико-механическими и прочностными характеристиками имеет мощность от 0,2 м (наверху) и 0,5 м (внизу) участка склона, ограниченного плитами.

Подстилающий слой песчаного основания – суглинок мягкопластичный. Слой имеет мощность ~ 0,3-0,5м.

Характер напластования и физико-механические характеристики грунтов основания позволяют сделать вывод о надежности основания. Устойчивость откоса периметра площадки при фактическом уклоне и характере напластования грунтов обеспечена.

Грунт основания не имеет признаков ухудшения физико-механических свойств.

Существующее основание, по предварительной оценке, может быть пригодным для восприятия нагрузок от плит железобетонных предварительно напряженных ПАГ-14 для автомобильной техники.

Насыпная подушка под плитами имеет высокую степень уплотнения (0,95...0,97). Провалов и пустот в насыпном слое под плитой не выявлено.

По результатам испытаний установлено, что прочность бетона изменяется в пределах, соответствующих классу бетона по прочности на сжатие В25.

Раскладка плит выполнена по песчаному основанию толщиной 200 мм.

Стыковка плит выполнена с нарушениями. Сварка закладных деталей отсутствует или выполнена «прихваткой».

Ровность граней смежных плит сборных покрытий местами превышает допустимые отклонения $\pm 0,5$ см.

Заполнение швов выполнено с нарушениями. Местами выполнено заполнение бетоном, где-то асфальтобетоном. Правильное заполнение швов подразумевает, что все швы, за исключением швов расширения, заполняются на две трети высоты паза пескоцементным раствором состава 1 : 4 (по массе). Швы расширения заполняются битумно-полимерной мастикой или мелкозернистым асфальтобетоном на всю высоту шва. Для того чтобы пескоцементный раствор и битумно-полимерная мастика не вытекали из поперечных швов, в торцах плит забиваются колышки (нащельники).

Организация поверхности уклонов площадки выполнена с нарушениями. Имеется уклон от оси 6 к оси 5 и от оси 3 к оси 4, причем последний имеет меньшее значение, что при обильных осадках возможно затекание воды на часть площадки в осях 2-3. Отсутствуют уклоны (имеют отрицательное значение) от центра площадки к краям оси 4-5/В-Г, то есть вода будет скапливаться в центре площадки и через микротрещины затекать в основание под плиты (рисунок 3).

Отсутствует организованный водоотвод с поверхности площадки, а при наличии в основании суглинка приводит к тому, что вода будет находиться между суглинками и плитами. Так как имеется общий уклон основания, то будет происходить постепенное вымывание песчаного основания, а при наличии отрицательных температур и при нахождении в водонасыщенном состоянии будет проходить «пучение» грунта.

По стороне вдоль оси 8 прилегающая территория имеет уклон в стороны территории площадки. Во время дождя происходит смыв грунта с прилегающей территории и его намывание на площадку. Отсутствуют какие-либо водоперехватывающие мероприятия.

По стороне вдоль оси Д выполнена водоотводная канава в грунте без мероприятий, закрепляющих стенки. Наблюдается постепенное обрушение стенок канавы.

По стороне вдоль оси Д от плит на расстоянии 1 м (от плит до канавы) уложен слой земли толщиной 5 см под газон, наблюдается частичное смывание грунта в канаву.

По стороне вдоль оси 1 наблюдается размывание грунтового слоя, а также частичное вымывание песчаного основания.

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Отсутствует план организации рельефа площадки.
2. Не корректно выполнен план организации рельефа.
3. Соединение плит выполнено с нарушениями.
4. Заполнение швов выполнено с нарушениями.
5. Отсутствует план организации рельефа прилегающей территории.
6. Отсутствуют элементы перехвата стекающих вод со склонов.
7. Отсутствует организованный водоотвод.
8. Не предусмотрены мероприятия по укреплению склонов и откосов.
9. Недостаточность грунтового слоя под газон.

Результаты обследования позволяют сформулировать общие рекомендации по устройству площадок под размещение каркасно-тентовых модульных конструкций:

1. Необходимо разрабатывать проект площадки. Особое внимание следует уделять плану организации рельефа площадки и мероприятиям по организации водоотвода с поверхности. План организации рельефа должен учитывать элементы перехвата стекающих вод со склонов. Проект должен содержать мероприятия, препятствующие размыву склонов и откосов.

2. Необходимо после обкатки и выравнивания покрытия выполнять скрепление плит сваркой восьми стыковых скоб, которые предварительно необходимо очистить стальными щетками и скребками с продувкой сжатым воздухом. Сварку производить с применением электродов диаметром 4 - 5 мм типа Э-42А

или Э-34. При зазоре между скобами до 4 мм сварку производить одним непрерывным швом шириной 0,5 диаметра (но не более 10 мм), высотой 0,25 диаметра (но не менее 6 мм). При зазоре больше 4 мм на скобы накладывается дополнительный стальной стержень (отрезок арматуры) диаметром на 2 - 3 мм больше ширины зазора, сварку производить двумя параллельными швами по обеим сторонам стержня. Для образования швов расширения через три-четыре плиты по длине ряда (18 - 24 м) торцевые скобы не свариваются. После сварки стыковых соединений площадка прокатывается двумя-тремя проходами груженых автомобилей. Если в результате прикатки обнаружатся повреждения сварки и другие дефекты, то дополнительно производятся сварочные работы и исправляют дефектные места.

3. После окончания сварочных работ должно производиться омоноличивание швов. Все швы, за исключением швов расширения, заполняются на две трети высоты паза пескоцементным раствором состава 1 : 4 (по массе). Швы расширения заполняются битумно-полимерной мастикой или мелкозернистым асфальтобетоном на всю высоту шва. Для того чтобы пескоцементный раствор и битумно-полимерная мастика не вытекали из поперечных швов, в торцах плит забиваются колышки (нащельники).

4. Необходимо провести мероприятия по благоустройству прилегающей к площадке территории с устройством грунтового основания под газон толщиной не менее 10 см.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 25100-95 «Грунты. Классификация».
2. Зайцев А. К., Камнев А. С. Полевые инженерно-геологические изыскания (методическое пособие), С-Пб, ВИТУ, 2003.
3. Пособие по обследованию строительных конструкций зданий.-М,2004.
4. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР. М., 1986.
5. СП 11-105-97 Инженерные изыскания для строительства. – М, 1997.
6. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.
7. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.

8. СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85.
9. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.

IN-SITU INSPECTION OF BUILDING SITE FOR CONSTRUCTING
QUICK-ERECTED MODULAR FRAME-AWNING STRUCTURES FOR
ARRANGEMENT FOR VARIOUS FORMATIONS (ORGANIZATIONS)

B'yadovskiy Dmitriy Aleksandrovich, Senior researcher
Istomina Antonina Anatolevna, Junior research fellow
(Scientific research institute (AF RF Logisticsmilitary research)
Military Academy of Logistics named after army general A.V. Khrulev,
Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The article shows inspection of the slab-made sites for arrangement modular frame-awning structures, describes defects revealed in foundation works, suggested recommendation how to solve this problem.

Keywords: survey, site of road slabs, modular frame and tent constructions, equipping troops.

**ОБСЛЕДОВАНИЕ И МОНИТОРИНГ В ПРОЦЕССЕ РЕКОНСТРУКЦИИ
БОЛЬШОЙ СПОРТИВНОЙ АРЕНЫ СТАДИОНА «ЛУЖНИКИ»
К ЧЕМПИОНАТУ МИРА ПО ФУТБОЛУ В 2018 ГОДУ**

Ведяков Иван Иванович, д.т.н., проф., директор института
Гукова Маргарита Ильинична, к.т.н., в.н.с.
Фарфель Михаил Иосифович, к.т.н., заведующий сектором
Коняшин Дмитрий Юрьевич, м.н.с.
(ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва)

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена особенностям обследования и мониторинга Большой спортивной арены в Лужниках, проводимой в рамках реконструкции стадиона к Чемпионату мира по футболу в 2018 г. Приведены методика, применяемые приборы при проведении мониторинга и обследования конструкций покрытия БСА. Описаны отдельные этапы реконструкции стадиона и результаты измерений, проводимых в ходе ее осуществления. Показано состояние конструкций на настоящий момент.

Ключевые слова: реконструкция, козырёк, внутренний контур покрытия, монтаж, узлы конструкции, несущая способность.

Большая спортивная арена (БСА) сооружена в 1956 г. Первоначально покрытие над трибунами отсутствовало. Имелся маленький козырек, накрывавший верхние 10 рядов трибун (рисунок 1).



Рисунок 1 – Первоначальный вид Большой спортивной арены

В 1995-1997 годах БСА была реконструирована [1]. Над трибунами стадиона было возведено уникальное большепролетное покрытие, имеющее наибольшие в мире безопорные пролеты для стального купола, составляющие 310 м по большой оси и 250 м – по малой. Покрытие состояло из наружного опорного и внутреннего контуров, радиальных балок и кольцевых ферм.

Это покрытие просуществовало до настоящего времени: наружный опорный контур покрытия опирается шарнирно на 72, расположенные по периметру стадиона, колонны, отстоящие на 5 м от трибун стадиона. Трибуны шарнирно опираются на фундаменты (рисунок 2 и 3).



Рисунок 2 – Большая спортивная арена Олимпийского комплекса «Лужники» после реконструкции 1997 г. (вид снаружи)



Рисунок 3 – Большая спортивная арена Олимпийского комплекса «Лужники» после реконструкции 1997 г. (вид изнутри)

В связи с тем, что Россия получила право на проведение Чемпионата мира по футболу в 2018 г., а БСА выбрана ареной, на которой будут проведены матчи открытия и финала, возникла необходимость в проведении новой реконструкции стадиона. Существующая арена не удовлетворяла требованиям ФИФА по нескольким параметрам: размерам ступеней, вместимости, наличию VIP-зон, количеству мест для инвалидов, комфортности и видимости на трибунах для зрителей.

Так как БСА является символом и градообразующим объектом для города Москвы, было принято решение сохранить ее фасад, который включает покрытие и наружную стену.

Начатая в 2014 году реконструкция стадиона включала демонтаж существующих и сооружение новых трибун, соответствующих требованиям ФИФА. По этим требованиям новые трибуны должны быть расположены ближе к футбольному полю на 11 м. Это потребовало увеличения площади покрытия, что решено было осуществить путём устройства козырька к внутреннему кольцу сооружения, который обеспечивал бы защиту новых трибун от атмосферных осадков.

Демонтаж существующих трибун проходил в несколько этапов. На начальном этапе были демонтированы трибуны, опертые непосредственно на землю. Далее проведена разборка каркаса трибун, состоящего из стальных облицованных кирпичом колонн и обетонированных ригелей.

В последнем пролете каркаса трибун (рисунок 4), для обеспечения устойчивости фасадной стены, была устроена система вертикальных стальных связей в радиальном и кольцевом направлениях. Последний пролет каркаса демонтируемых трибун удалялся после соединения конструкций нового каркаса с фасадной стеной.



Рисунок 4 – Демонтаж трибун и вид на последний пролёт демонтируемого каркаса трибун

Одновременно были вскрыты обшивки конструкций покрытия, и представилась возможность для их обследования (рисунок 5).



Рисунок 5 – Демонтаж обшивки и вскрытые элементы конструкций под непрозрачным покрытием БСА

Было проведено полное визуальное обследование несущих конструкций покрытия БСА «Лужники», при котором, в основном, были обнаружены участки с шелушением краски и с разрушением лакокрасочного покрытия до грунтовки на следующих элементах:

1. На наружном опорном контуре на стенках с наружной стороны (рисунок 6а), со стороны поля (рисунок 6б) и на нижней поверхности пояса (рисунок 6в). Обращалось внимание на состояние стыковых узлов конструкции контура, выполненных на высокопрочных болтах.

а)



б)





Рисунок 6 – Шелушение краски на верхней полке наружного контура, на болтах и накладке в стыке отсека и разрушение лакокрасочного покрытия до грунтовки на стенке контурного элемента (а). Разрушение лакокрасочного покрытия до грунтовки на стенке наружного контура со стороны поля (б). Шелушение и разрушение лакокрасочного покрытия до грунтовки на нижней поверхности балки (в)

2. На внутреннем опорном контуре на верхней поверхности верхнего пояса (рисунок 7а), на нижней поверхности верхнего пояса (рисунок 7б), на нижних поверхностях среднего и нижнего поясов (с помощью бинокля – рисунок 7в).

Также обращалось особое внимание на состояние стыковых узлов конструкции контура, выполненных на высокопрочных болтах.

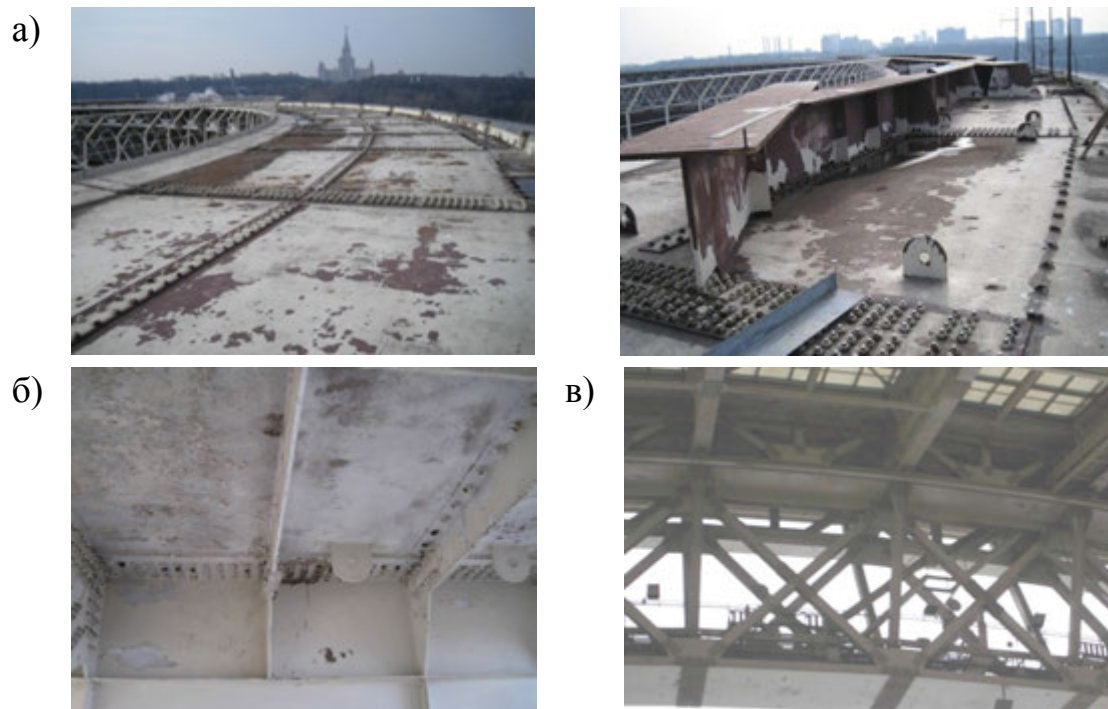


Рисунок 7 – Разрушение лакокрасочного покрытия на болтах и накладках в стыковых соединениях; на верхней (а) и нижней (б) поверхностях верхнего пояса внутреннего контура; на нижних поверхностях нижнего и среднего поясов внутреннего контура со стороны трибун (в)

3. На радиальных балках и распорках (рисунок 8).

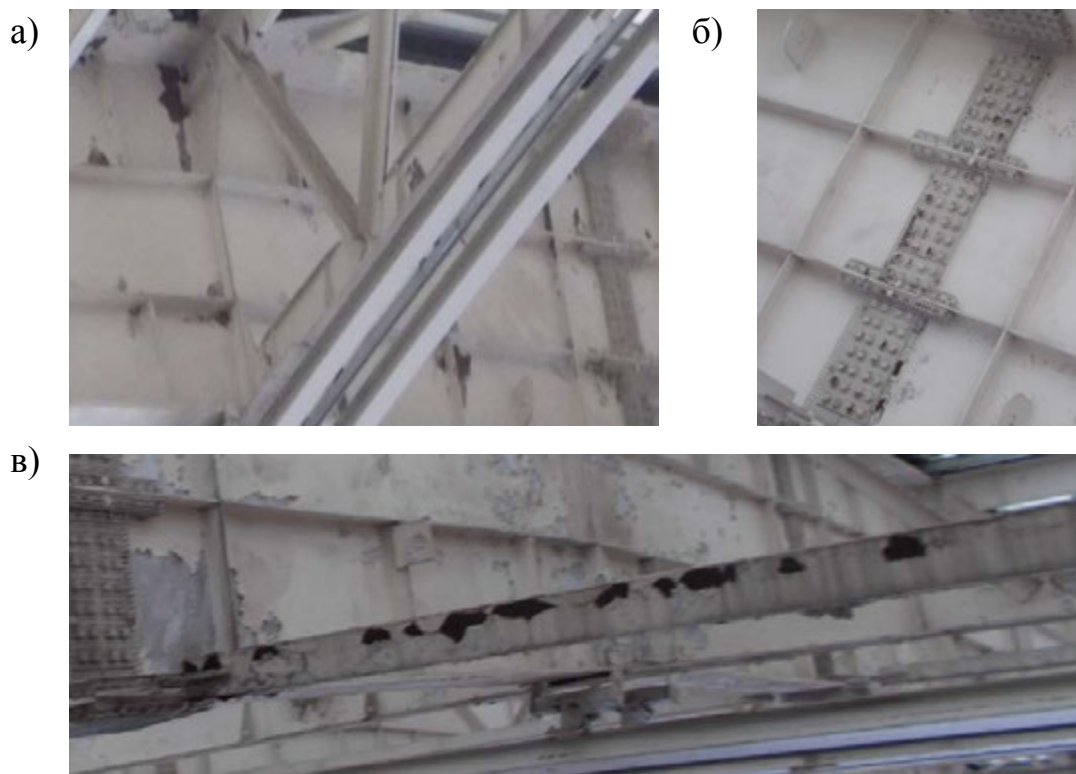


Рисунок 8 – Разрушение лакокрасочного покрытия до грунтовки на поверхности радиальной балки (а), на болтах в стыковых соединениях (б) и на распорках между балками (в)

4. На элементах кольцевых ферм и горизонтальных связей (рисунок 9).



Рисунок 9 – Шелушение краски и разрушение лакокрасочного покрытия до грунтовки на элементах кольцевой фермы и на диагонали горизонтальной связи

5. На балках подвесных путей (рисунок10).

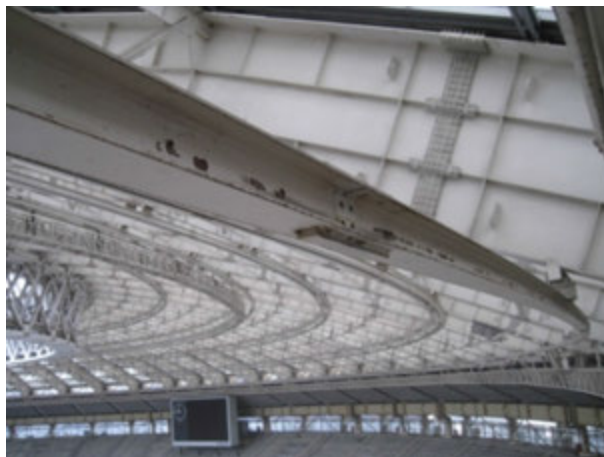


Рисунок 10 – Разрушение лакокрасочного покрытия на балках подвесных кольцевых путей для передвижных подмостей

На момент обследования болты узлов прикрепления кольцевых путей для передвижных подмостей к радиальным балкам были затянуты. Стыковые сварные узлы на кольцевых путях для передвижных подмостей повреждений не имели.

6. На второстепенных и вспомогательных балках (шпросах) алюминиевой подсистемы светопрозрачных панелей (рисунок 11).



Рисунок 11 – Точечная коррозия алюминия на второстепенной балке светопрозрачной панели и следы протечек в виде следов коррозии в местах крепления обшивки

7. На конструкциях непрозрачной части покрытия снаружи (рисунок 12).



Рисунок 12 – Непрозрачное покрытие БСА снаружи

Значительных дефектов, повреждений и погибей элементов конструкций наружного опорного контура, внутреннего контура, радиальных балок, кольцевых ферм и горизонтальных связей по их верхним поясам, а также на вскрытых частях конструкций непрозрачной части покрытия со стороны трибун не обнаружено.

Основными повреждениями, обнаруженными в процессе обследований, были повреждения, связанные с коррозионным износом гаек и шайб болтов (рисунок 13а); отсутствием болтов в соединениях в несущих балках ендовы (рисунок 13б), а также с выявленной трещиной в ребре радиальной балки (рисунок 13в).

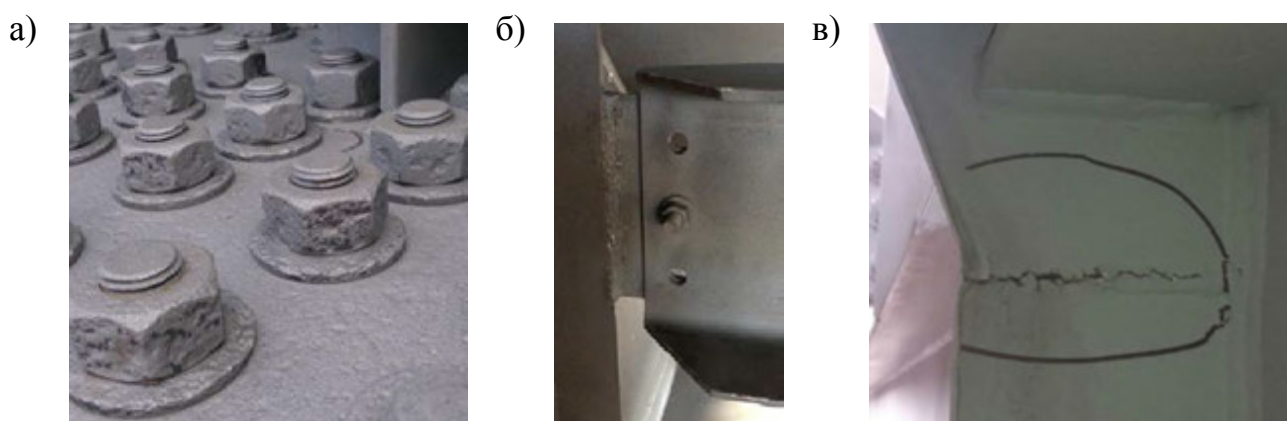


Рисунок 13 – Коррозия гаек и шайб высокопрочных болтов (а); отсутствие болтов в балке ендовы (б); трещина в ребре радиальной балки (в)

Также были обнаружены отказы высокопрочных болтов, расположенные в монтажных фрикционных стыках верхнего пояса внутреннего контура и радиальных балок.

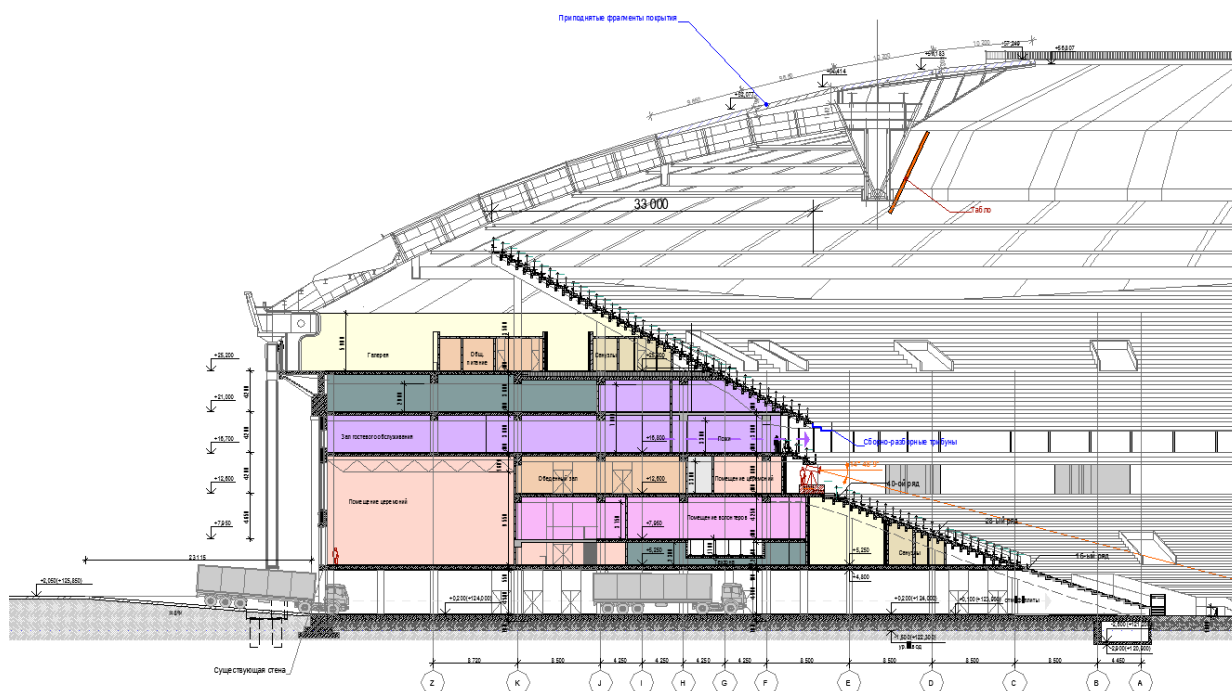
По результатам обследования в процессе реконструкции было решено:

- после установки дополнительного конструктивного элемента в виде козырька, опирающегося на внутренний опорный контур, очистить все конструкции покрытия от краски и восстановить защитный лакокрасочный слой на всех элементах конструкций, согласно нормативным документам [2, 3];
- заменить существующие ограждающие конструкции из светопрозрачных панелей;
- заменить вышедшие из строя и установить отсутствующие болты в конструкциях.

В целом техническое состояние стальных несущих конструкций покрытия БСА «Лужники» по результатам обследования было признано работоспособным, а объект пригоден для реконструкции.

Было принято решение об установке новых двухъярусных трибун. Каркас новых трибун, состоящий из колонн, с основным шагом $8,50 \times 9,25$ м, стен и перекрытия, по проекту должен быть выполнен из монолитного железобетона В40 с армированием арматурой класса А500С. Перекрытия устроены по монолитным железобетонным балкам, расположенным в двух направлениях. На отдельных участках каркаса трибун для перекрытий атриума и спортивных залов использованы стальные балки и фермы. Гребенка трибун выполнена из Г и Т-образных сборных железобетонных элементов по монолитным железобетонным балкам (рисунок 14).

Во время реконструкции функция (по обеспечению устойчивости покрытия в вертикальной плоскости) демонтированных вертикальных треугольных связей, соединяющих внутреннюю грань наружного контура и гребенку трибун в районе верхней проходной галереи, была передана временным вертикальным связям, установленным между существующими основными колоннами по фасаду.



**Рисунок 14 – Проект новых двухъярусных трибун
Большой спортивной арены «Лужники»**

Перед установкой временных связей все места крепления их к существующим колоннам были освобождены от железобетонной облицовки, и проведено обследование состояния колонн. Вскрытые опорные (верхние и нижние) шарнирные узлы колонн при обследовании (рисунок 15) оказались в работоспособном состоянии: за прошедшие почти 17 лет эксплуатации покрытия БСА ребра и видимые части сечений колонн не имели погибей, не были повреждены коррозией (сохранился слой грунтовки); защитный слой бетона (с твердым заполнителем из гранитной или мраморной крошки) выполнил свое назначение по антикоррозионной защите арматуры и элементов сечения колонн; горизонтальные и вертикальные размеры между колоннами соответствовали проектным; ребра баз и оголовков колонн не имели погибей, силовых и коррозионных повреждений и могли быть использованы для прикрепления временных вертикальных связей.

Временные вертикальные связи были выполнены из круглой трубы 530x8 (сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88) и установлены по периметру БСА (рисунок 16).

Установленные связи между существующими колоннами БСА и выполненные верхние и нижние узлы конструкции представлены на рисунках 17 и 18.

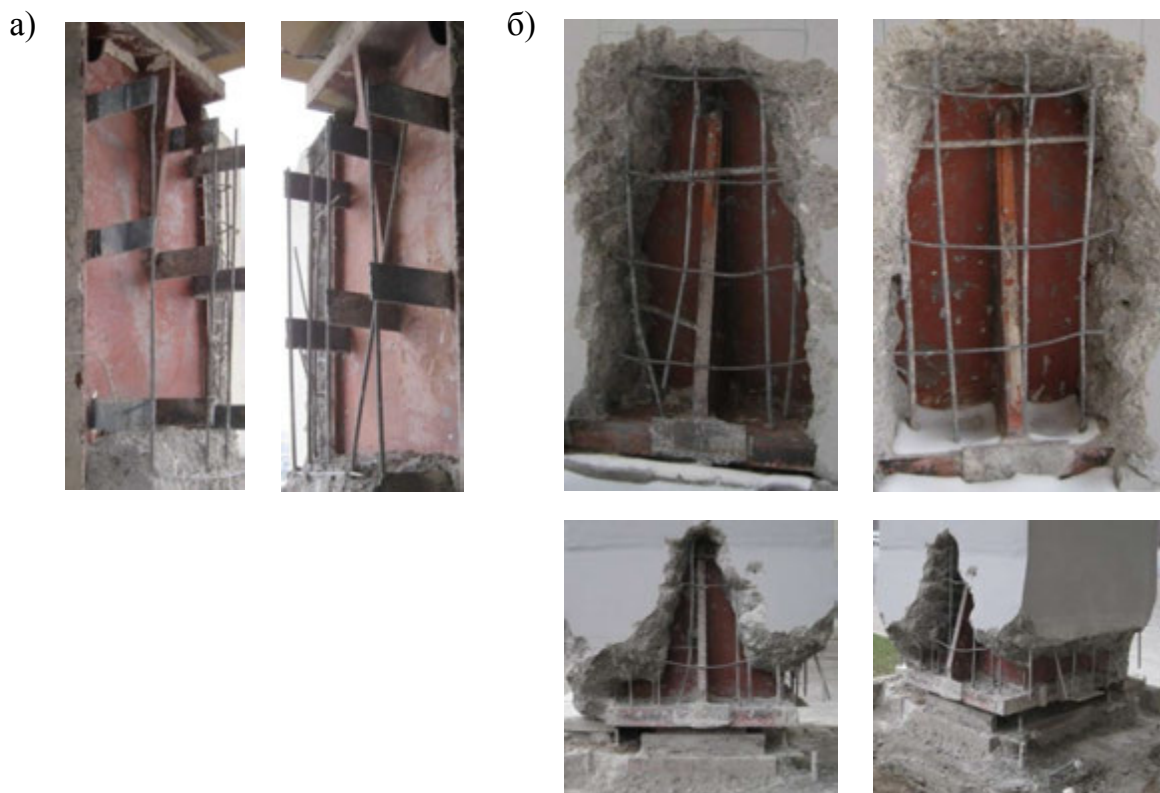


Рисунок 15 – Вскрытые от бетона верхние (а) и нижние (б) узлы существующих колонн

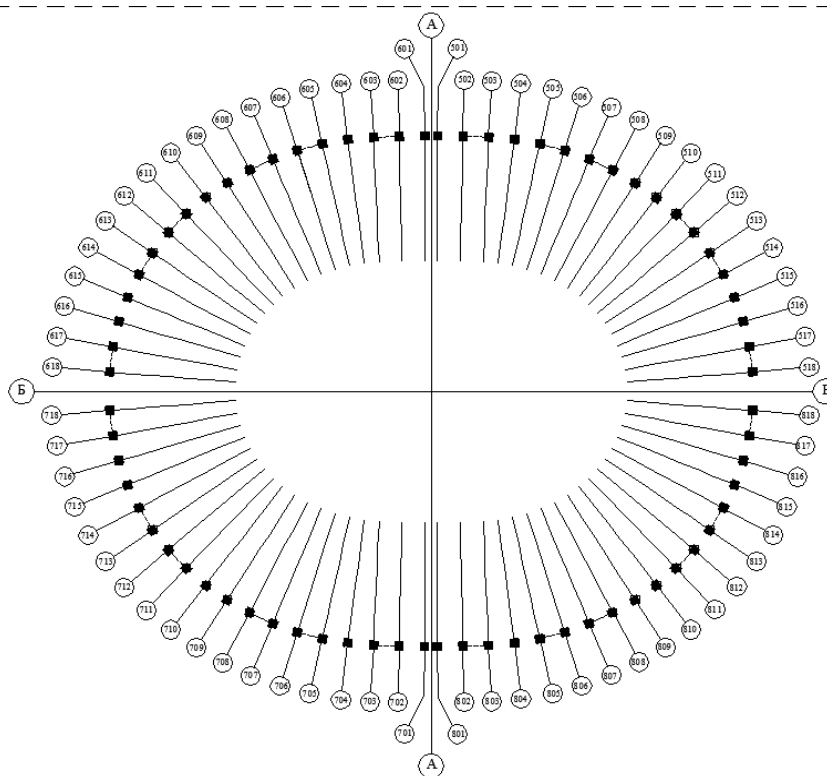


Рисунок 16 – Схема расположения временных вертикальных связей между колоннами вдоль оси 41

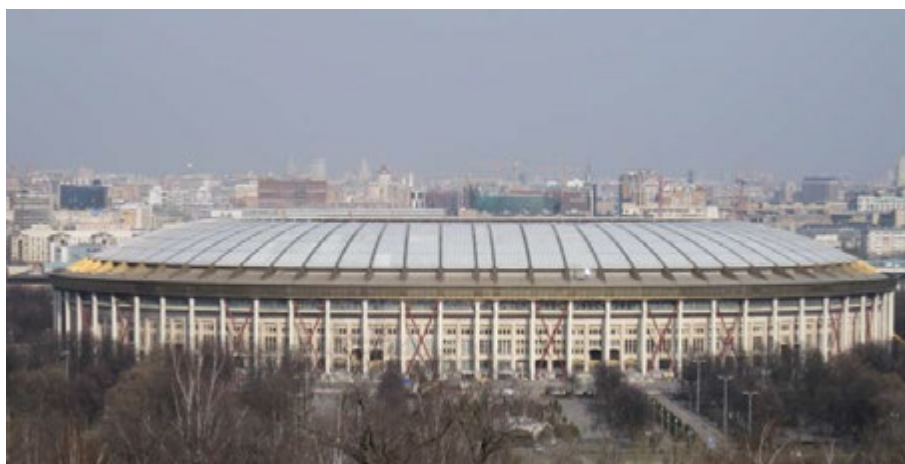


Рисунок 17–Установленные временные вертикальные связи между существующими колоннами

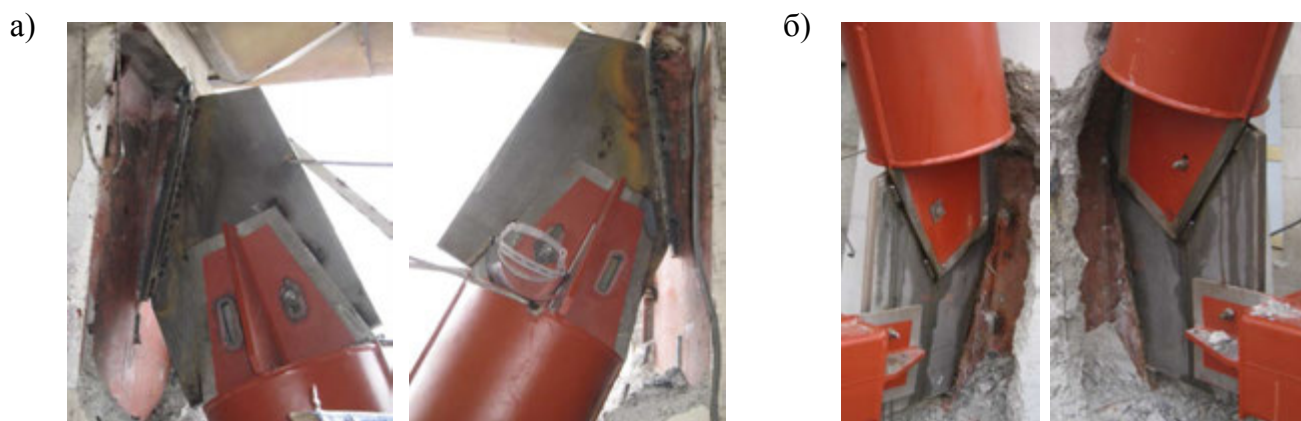


Рисунок 18—Узлы временной вертикальной связи: а) верхние; б) нижние

В процессе мониторинга покрытия БСА, выполнявшегося ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко с 1997 года [4, 5], проводятся измерения деформаций (напряжений) в основных конструкциях: в наиболее ответственных сечениях элементов наружного и внутреннего контуров покрытия. Для контроля их работы были установлены разработанные в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко механические тензометры ТМИ-500М с использованием деформометров ИЧ-10 (рисунок 19).

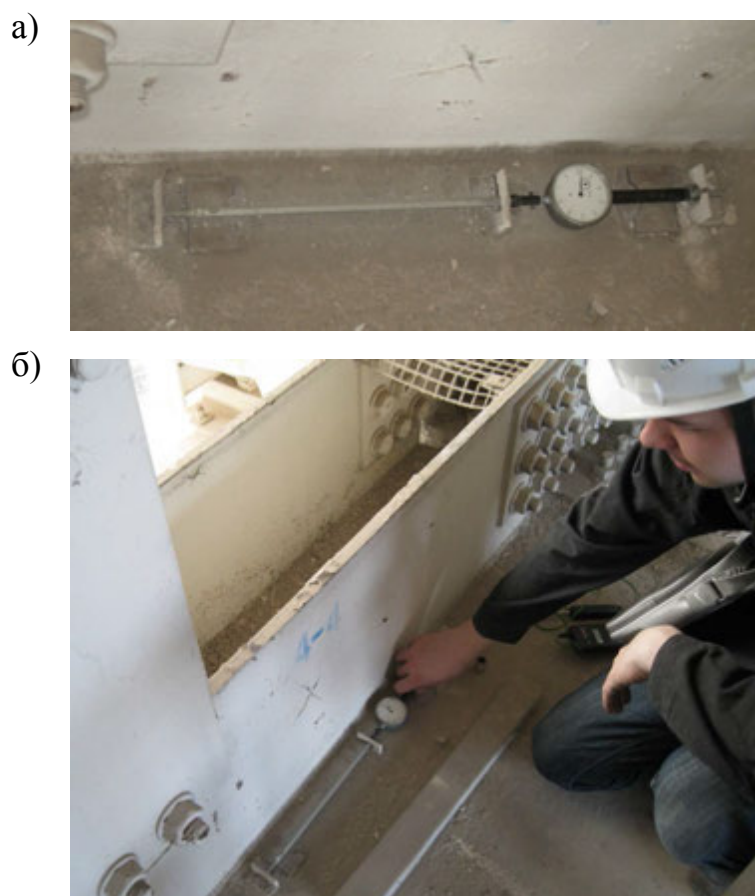


Рисунок 19 – Механический тензометр ТМИ-500М (а) и измерение деформаций в наиболее напряженных волокнах внутреннего контура (б)

Измерения деформаций проводятся с учетом температурных поправок. Измерение температур конструкции, штанги и калибра проводится электронным контактным термометром ТК 5-01П, изготовленным фирмой Техно АС. Пределы измерений термометра расположены в диапазоне от -20°C до $+200^{\circ}\text{C}$ (рисунок 20).

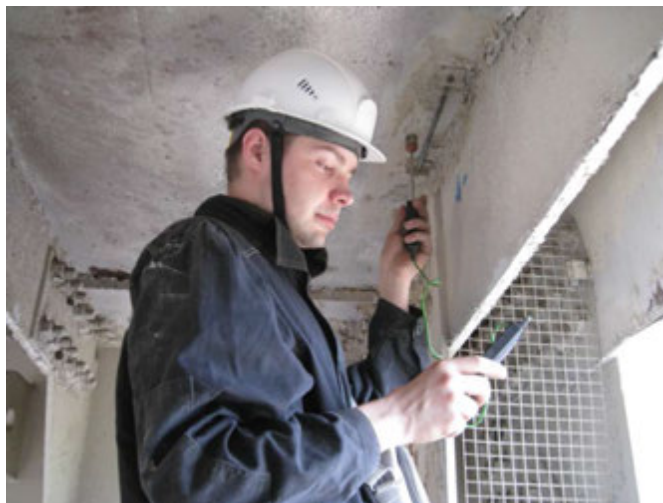


Рисунок 20 – Измерение температуры конструкции контактным термометром ТК 5-01П

После переноса временных вертикальных связей на колонны, на них были установлены такие же деформометры, позволяющие следить за изменением деформаций (напряжений), которые могли возникнуть в колоннах в период реконструкции (рисунок 21).



Рисунок 21 – Измерение деформаций в вертикальных связях во время реконструкции

После соединения нового каркаса трибун с фасадной стеной стационарные связи были установлены на прежние места, а временные – демонтированы. Деформометры были установлены на вновь смонтированных стационарных связях. Измерения напряженно-деформированного состояния (НДС) покрытия БСА «Лужники» продолжаются.

После обработки показаний приборов определяется общее напряженное состояние внутреннего и наружного контуров покрытия стадиона.

Следует отметить, что в период реконструкции, значительных изменений НДС покрытия не наблюдалось.

Для увеличения площади покрытия арены «Лужники» была разработана консольная часть конструкции, присоединяемая к внутреннему контуру существующего покрытия (рисунок 22). Размеры консольной части: от оси внутреннего контура составляют порядка 16 м; в свету – до 12 м. Соединение консольной части с внутренним контуром выполнено на сварке.

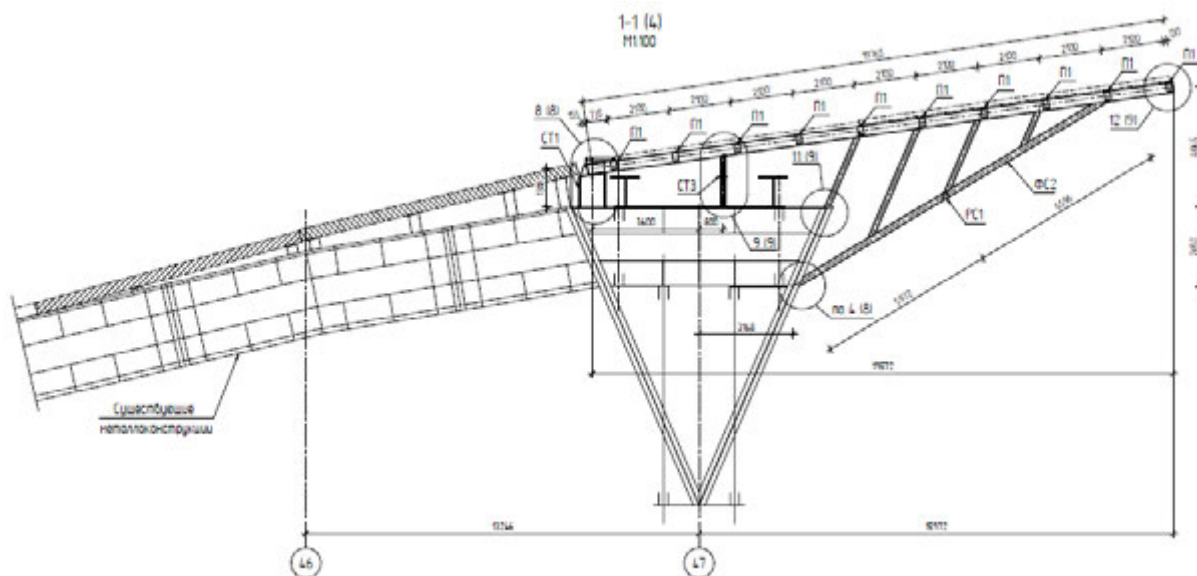


Рисунок 22– Конструкция консольной части покрытия БСА

По проекту узлы соединения элементов существующей и проектируемой частей покрытия – шарнирные. После проведения реконструкции вылет козырька покрытия составит 78,5 м. Проем над футбольным полем, овальный в плане, будет иметь размеры вдоль главных осей – 152×92 м.

Перед монтажом консольной системы, для подтверждения правильности и надежности проектных решений по критериям прочности и деформативности, были испытаны наиболее ответственные узлы конструкций на натуральных образцах, и проведено экспериментальное исследование влияния нагрева болтового

комплекта соединения при выполнении сварных швов для прикрепления дополнительных элементов конструкций [6]. Было выявлено, что нагрев болтового комплекта от 60 до 175⁰С (при комбинированных соединениях, в которых часть усилия воспринимается фрикционным соединением, а часть – сварными швами), на несущую способность болтов влияет незначительно, однако были зафиксированы болты, у которых ослабла затяжка.

В связи с этим даны рекомендации монтажникам проверять при сварке температуру нагрева болтов. При достижении 300⁰С болты следует заменить на новые. В остальных случаях после получасового остывания рекомендовано проверять затяжку болтов на расчетный момент закручивания и, при ослаблении затяжки, болты подтягивать.

Монтаж консольной части покрытия был проведен с января по март 2015 года деформационными блоками (разделенными между собой узлами на болтах с овальными отверстиями), состоящими из связевого укрупнительного блока и, присоединяемых к нему, с помощью прогонов-распорок, нескольких рядовых укрупнительных блоков. Каждый укрупнительный блок состоял из пары треугольных стальных безраскосных ферм, объединенных распорками, а в случае связевого блока, еще и связями (рисунок 23).

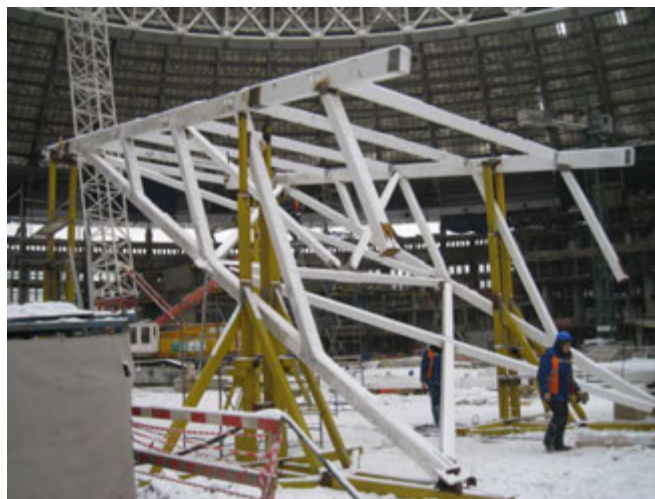


Рисунок 23 – Укрупнительный связевой блок в сборочном кондукторе

Блоки собирались на земле в специальном кондукторе, где обеспечивалась его геометрия, и проверялось качество сварных соединений. После монтажа укрупнительного блока проверялись сварные соединения узлов прикрепления треугольных стальных безраскосных ферм к существующему покрытию и выполнение приведенных выше рекомендаций по затяжке болтов. Деформацион-

ные блоки монтировались с двух сторон симметрично относительно продольной оси симметрии стадиона. На рисунках 24 и 25 показаны различные периоды монтажа консольной части покрытия и трибун.

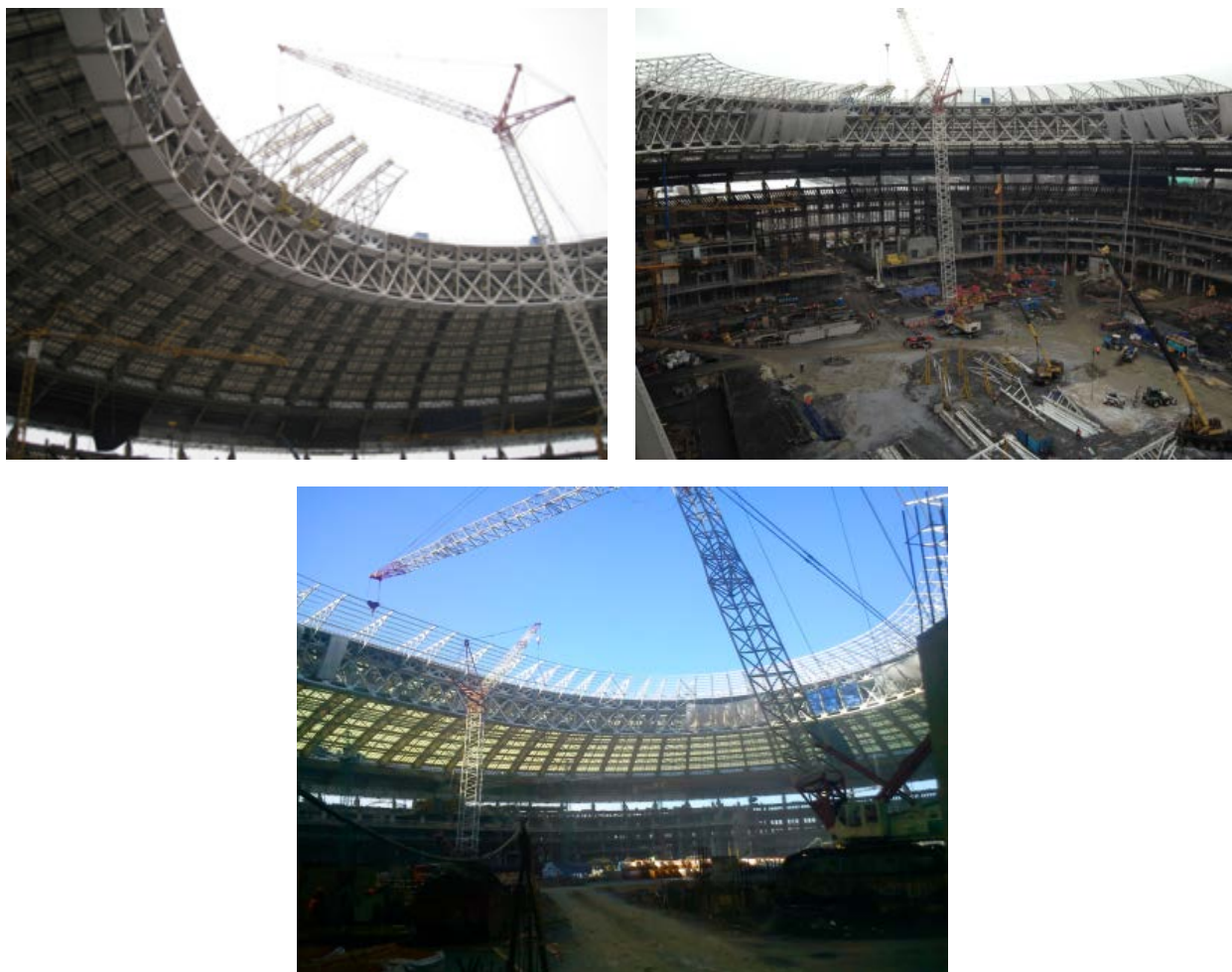


Рисунок 24 – Монтаж консольной части покрытия

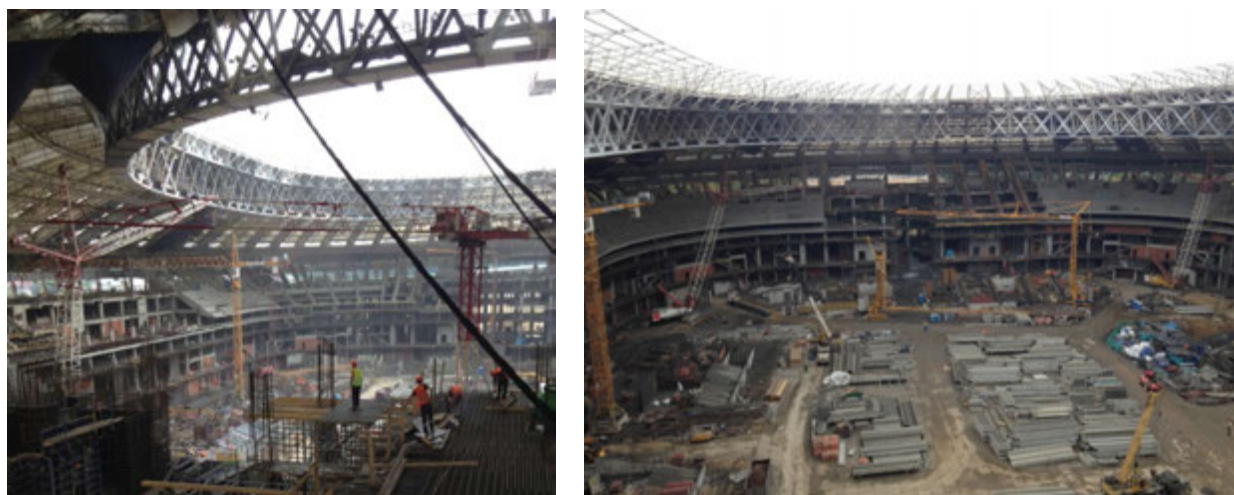


Рисунок 25 – Монтаж трибун

В сентябре этого года уже закончился монтаж «гребенки» трибун стадиона и началось обустройство самого футбольного поля (рисунок 26).



Рисунок 26– Общий вид БСА «Лужники» в сентябре 2016 года

Выводы

Реконструкция Большой спортивной арены Олимпийского стадиона в Лужниках позволит создать стадион, удовлетворяющий строгим требованиям ФИФА к аренам для проведения Чемпионата мира по футболу 2018 г., включая и самые жесткие требования для проведения матчей финала и открытия Чемпионата.

Участие сотрудников Научно-исследовательского института в период проектирования, изготовления и монтажа конструкций во многом облегчило решение сложных задач, возникавших в процессе реконструкции уникального сооружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Микулин В.Б., Одесский П.Д., Оспенников А.Г., Отставнов В.А., Попов Н.А., Ханджи А.В., Фарфель М.И. и др. Покрытие Большой спортивной арены стадиона «Лужники» (проектирование, научные исследования и строительство) [Текст] // М. «Фортэ», 1998, 144 стр.

2. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85.
3. СП13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты».
4. Фарфель М.И. Обеспечение безаварийной эксплуатации уникального большепролетного покрытия Большой спортивной арены олимпийского стадиона «Лужники» //Строительная механика и расчет сооружений, 2012, № 6, с. 56–61.
5. Фарфель М.И. Организация мониторинга покрытия Большой спортивной арены олимпийского стадиона «Лужники» в процессе изготовления, монтажа и эксплуатации [Текст] // Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений. Сб. статей. Вып.7-8 (XXXI), 2013, с.37–50.
6. Гукова М.И., Гуров С.В., Фарфель М.И., Иващенко С.В., Коняшин Д.Ю. Работа комбинированных соединений при реконструкции БСА «Лужники» // Строительная механика и расчет сооружений". № 3, 2015г. С. 63-69.

SURVEY AND MONITORING IN THE PROCESS OF RECONSTRUCTION OF THE GRAND SPORTS ARENA OF LUZHNIKI STADIUM THE FOOTBALL WORLD CUP IN 2018

Vedyakov Ivan Ivanovich, Doctor of Science, Professor, Director
Gukova Margarita Ilinichna, PhD (Eng), Leading Researcher
Farfel Mikhail Iosifovich, PhD (Eng), Chief manager of Sector
Konyashin Dmitry Yurevich, Junior Researcher
(Central Scientific and Research Institute of Building Structures (TSNIISK)
JSC «NITS «Stroitelstvo», Moscow)

ABSTRACT

The article is devoted to peculiarities of examination and monitoring of Large sports arena «Luzhniki» held in the framework of reconstruction of the stadium for the football world Cup in 2018. Given the method used devices for the monitoring and examination of structural coverage of the BSA. Describes separate stages of reconstruction of the stadium and the results of the measurements carried out during its implementation. Shows the status of the designs at the moment.

Keywords: reconstruction, visor, internal circuit of coating, structural assembly, load-bearing capacity.

ЭКСПЛУАТАЦИОННАЯ ПРИГОДНОСТЬ И НАДЕЖНОСТЬ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ДЫМОВЫХ ТРУБ
ПОСЛЕ ДЛИТЕЛЬНОГО СРОКА ЭКСПЛУАТАЦИИ

Ведяков Иван Иванович¹, д.т.н., проф., директор института

Гукова Маргарита Ильинична¹, к.т.н., в.н.с.

Яровой Сергей Николаевич², к.т.н., профессор

(¹ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва;

² Харьковский национальный университет строительства и архитектуры,

Харьков, Украина)

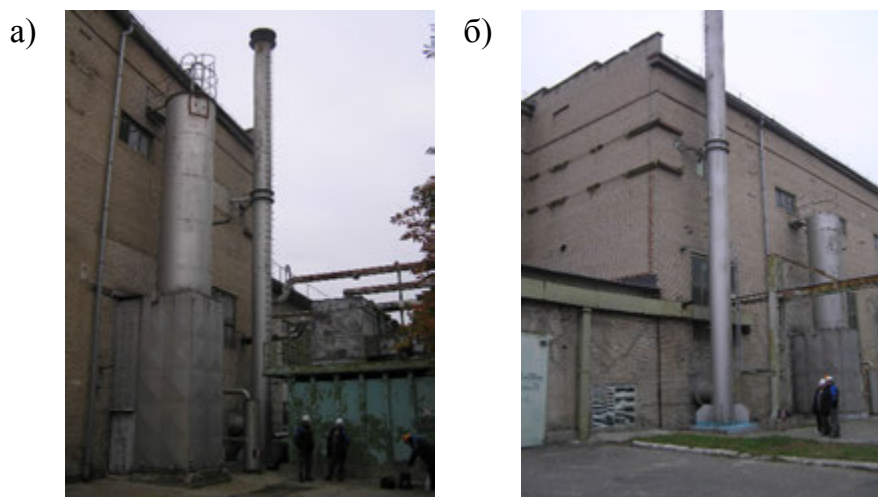
АННОТАЦИЯ

В статье приведены материалы о техническом состоянии и надежности трех металлических дымовых труб мартеновского цеха и двух металлических вытяжных труб кислородного цеха АО «Таганрогский металлургический завод» после пятидесятилетней эксплуатации. Даны описания дефектов и повреждений металлических конструкций и железобетонных фундаментов дымовых труб. В приведенном расчете металлических труб с учетом коррозионного износа и повреждений установлено, что максимальные напряжения в стволах труб не превышают расчетных сопротивлений для листового проката, из которых изготовлены эти трубы. Проверочные расчеты показали, что устойчивость металлических труб как стержневых элементов и как цилиндрических оболочек обеспечена. В статье даны рекомендации по ремонту и сделаны выводы по пригодности к дальнейшей эксплуатации рассмотренных труб.

Ключевые слова: металлические трубы, металлические опоры, обследование, устойчивость, коррозионное повреждение.

Металлические дымовые и вытяжные трубы, возведенные во времена бурного развития промышленности (в 60-е – 80-е годы XX столетия), эксплуатируются до настоящего времени в условиях сильного агрессивного воздействия. Диагностика их технического состояния и своевременный ремонт по результатам диагностики, позволяют увеличивать сроки безопасной и надежной эксплуатации металлических дымовых и вентиляционных труб [5]. В настоящее время актуальной задачей является определение надежности и эксплуатационной пригодности металлических дымовых и вытяжных труб после длительных сроков их эксплуатации.

Две металлические промышленные вентиляционные трубы высотой по 19,87 м, предназначенные для забора воздуха в камеру фильтров компрессоров 4М 10-50/70 и 4М 10-50/71 кислородной станции энергетического цеха завода «Тагмет», установлены в 1985 году по проекту института «Гипромез» (г. Днепропетровск). Диаметр выходного отверстия у каждой трубы – 700 мм. Стволы обеих труб, толщиной 10 мм, имеют цилиндрическое очертание. На отм. +1.300 к стволам труб подходят газоходы диаметром 700 мм (рисунок 1).



**Рисунок 1 – Общий вид металлических вытяжных труб высотой 19,87м кислородного цеха:
а) труба компрессора 4М 10-50/70; б) труба компрессора 4М 10-50/71**

Стволы труб изготовлены из стали ВСтЗкп. Опорные листы баз труб, толщиной 40 мм и размером 1400x1400 мм, приварены к стволам труб. К стволам труб и опорным листам приварено по восемь ребер жесткости из листов толщиной 10 мм через каждые 45° в горизонтальной плоскости. Размеры ребер жесткости – 750x130 мм.

На отм. +10.800 стволы труб раскреплены из плоскости двумя распорками из спаренных швеллеров. С другой стороны распорки прикреплены к элементам каркаса здания. Футеровка у стволов труб отсутствует. Под каждую металлическую трубу устроен монолитный железобетонный фундамент размером 2,1x1,8 м. Глубина заложения фундаментов – 2,2 м, отметки верха фундаментов +0.200, марка бетона фундаментов – М200. Грунт в основании фундаментов – суглинок. Металлические трубы закреплены в железобетонных фундаментах восьмью анкерными болтами диаметром 30мм. На трубах приварены ходовые скобы без ограждения с отм. +0.800 до отм. +19.870. На оголовках труб установлены металлические колпаки.

Металлическая дымовая труба высотой 25,0 м мартеновского цеха, предназначенная для отвода газов, образующихся при работе известково-обжигательной печи КС-55, построена в 2001 году по проекту АООТ «Проект-газоочистка» (г. Санкт-Петербург). Диаметр выходного отверстия трубы – 1,004 м. Ствол трубы с отм. +0.300 до отм. +25.000 имеет цилиндрическое очертание (рисунок 2а), толщина стенки – 8 мм. На отм. +5.565 к стволу трубы подходит газопровод. На отм. +1.000 на трубе расположен технологический люк, размером 1,3х1,3 м. На отм. +18.600 труба закреплена распорками к несущим конструкциям здания газоочистки.

Ствол трубы изготовлен из стали ВСтЗпс. Футеровка ствола трубы по всей высоте не предусмотрена. Под металлическую дымовую трубу устроен монолитный железобетонный фундамент. Размер фундаментной плиты – 3,0х3,0 м, железобетонный стакан высотой – 3,45 м, размером – 2,0х2,0 м. Класс бетона фундамента по проекту – В 15 (марка М200). Грунт в основании фундамента – суглинок. Металлическая труба закреплена на железобетонном фундаменте 16-ю анкерными болтами диаметром 25 мм. На трубе приварены ходовые скобы с ограждением с отм. +2.000 до отм. +25.000. Известково-обжигательная печь КС-55 работает на природном газе, максимальная температура отводимых газов +120⁰С. Степень агрессивного воздействия – среднеагрессивная.

Металлическая дымовая труба высотой 24,0 м газоочистки сушильного барабана участка ШОС мартеновского цеха построена в 70-е годы XX столетия. Диаметр выходного отверстия – 0,784 м. Ствол трубы цилиндрического очертания (рисунок 2б): внутренний диаметр трубы с отм. + 0.500 до отм. +13.000 – 1084 мм; с отм. +14.000 и до отм. +24.000 – 784мм; с отм. +13.000 до отм. +14.000 труба имеет конусообразное очертание с переходом диаметра трубы от 1084мм до 784мм, толщина стенки по всей высоте – 8мм. На отм. +7.500 к стволу трубы подходит газопровод. Ствол трубы изготовлен из стали ВСтЗпс. Футеровка ствола трубы по всей высоте не предусмотрена. Под металлическую дымовую трубу устроен монолитный железобетонный фундамент, размером – 2,0х2,0 м; отметка низа фундамента – 1,5 м, отметка верха фундамента +0.5 м. Класс бетона фундамента по проекту – В 15 (марка М200). Грунт в основании фундамента – суглинок. Металлическая труба закреплена на железобетонном фундаменте четырьмя анкерными болтами диаметром 42 мм. На трубе приварены ходовые скобы с ограждением с отм. +1.500 до отм. +24.000. На трубе

установлен один молниеприемник с заземляющим контуром. Сушильный барабан цеха работает на природном газе, максимальная температура отводимых газов +100⁰С. Степень агрессивного воздействия – среднеагрессивная.

Металлическая дымовая труба высотой 17,8 м, предназначенная для отвода газов, образующихся при работе печи обжига огнеупоров мартеновского цеха, построена в 1961 году по проекту проектно-конструкторского отдела «Таганрогского металлургического завода». Ствол трубы цилиндрического очертания (рисунок 2в), внутренний диаметр трубы –934мм, толщина стенки ствола трубы – 8мм.

На отм. +1.500 к стволу трубы подходит газоход. Ствол трубы изготовлен из стали Ст3пс. Футеровка ствола трубы по всей высоте отсутствует. Под металлическую дымовую трубу устроен монолитный железобетонный фундамент, размером – 2,4 х 2,4 м. Железобетонный фундамент стаканного типа высотой – 1,4 м, отметка верха фундамента +0.200. Марка бетона фундамента по проекту – М150. Грунт в основании фундамента – суглинок.

Металлическая труба закреплена на железобетонном фундаменте 8-ю анкерными болтами диаметром 36мм. На трубе установлена ходовая лестница с отм. +4.000 до отм. +17.700. Ограждение ходовой лестницы – с отм.+5.000 и до оголовка трубы. Молниеприемник на трубе отсутствует. Печи обжига огнеупоров в цехе работают на природном газе, максимальная температура отводимых газов +900С, минимальная +600С. Степень агрессивного воздействия – среднеагрессивная.

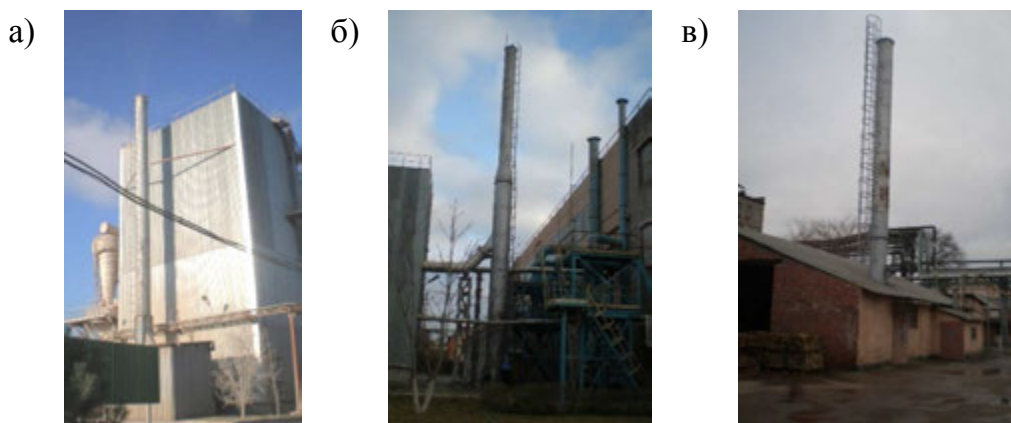


Рисунок 2 – Общий вид металлических дымовых труб мартеновского цеха: а) высотой 25,0 м газоочистки печи КС-55; б) высотой 24,0 м газоочистки сушильного барабана ШОС; в) высотой 17,8 м печи обжига огнеупоров

С целью оценки технического состояния металлических дымовых и вытяжных труб после длительного срока эксплуатации было проведено детальное визуальное и инструментальное обследования металлических конструкций и железобетонных фундаментов, проведен проверочный расчет, в соответствии с действующими нормами [1], с учетом дефектов и повреждений в трубах и действующих на настоящий момент нагрузок [3].

Для определения фактического технического состояния металлоконструкций дымовых и вытяжных труб были осуществлены подъемы по трубам до верхнего обреза. В ходе обследования определялись:

- степень коррозионного износа и состояние лакокрасочного покрытия элементов металлических дымовых и вентиляционных труб;
- состояние распорок раскрепляющих трубы;
- наличие механических повреждений и потери устойчивости элементов металлических труб;
- состояние сварных соединений элементов металлических вытяжных и дымовых труб.

Степень коррозионного износа определялась измерением фактической толщины стенки труб методом ультразвуковой толщинометрии с использованием толщиномера А 1207. Толщинометрия стволов труб производилась через каждый 1,0 м – у базы труб и ниже оголовка и через каждые 2,0 м – посередине труб. В каждом уровне толщина определялась в двух-трех точках сечения. В результате замеров установлено следующее:

- коррозионный износ ствола вытяжной трубы компрессора 4М 10-50/70 кислородного цеха – до 15% сечения трубы (рисунок 3);

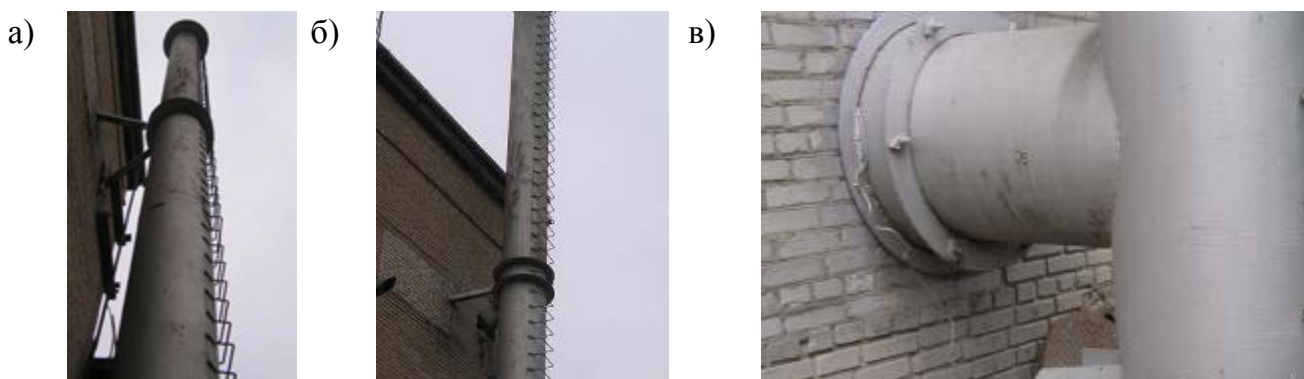


Рисунок 3 –Разрушение защитного лакокрасочного покрытия:
а) на распорках трубы с отм. +3.000 и выше; б) на стволе трубы с отм. +6.600 до отм.+18.000; в) на участках газохода на отм.+0.200 (в)

- коррозионный износ ствола вытяжной трубы компрессора 4М 10-50/71 того же цеха – до 5%; элементов баз – до 3% (рисунок 4);

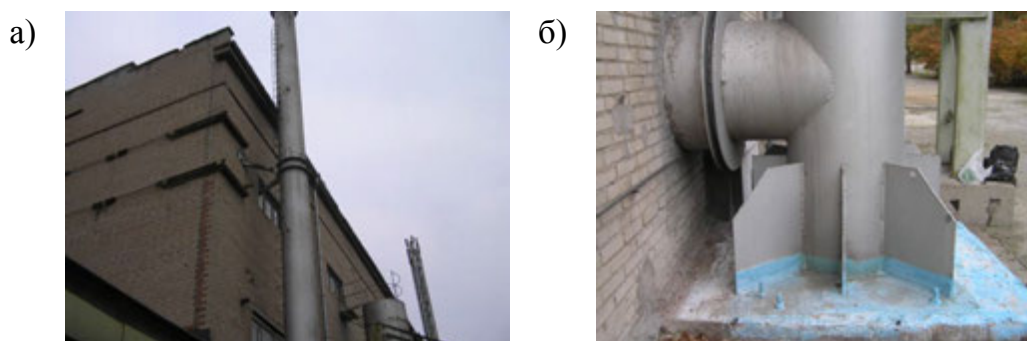


Рисунок 4 – Разрушение защитного лакокрасочного покрытия:
а) на стволе и распорках трубы с отм. +6.600 до отм. +19.000;
б) на участках газохода на отм. +0.200 (б)

- защитное лакокрасочное покрытие обеих труб разрушено на 10% наружной поверхности трубы;

- коррозионный износ дымовой трубы газоочистки печи КС-55 мартеновского цеха не превышает 3%, элементов базы – 3%, защитное лакокрасочное покрытие разрушено на 50% наружной поверхности трубы (рисунок 5а);

- коррозионный износ дымовой трубы газоочистки сушильного барабана ШОС мартеновского цеха, её опорной плиты и ребер базы – до 10%, защитное лакокрасочное покрытие разрушено на 50% наружной поверхности трубы (рисунок 5б);

- коррозионный износ дымовой трубы печи обжига огнеупоров – до 15%, защитное лакокрасочное покрытие разрушено на 50% наружной поверхности трубы (рисунок 5в);

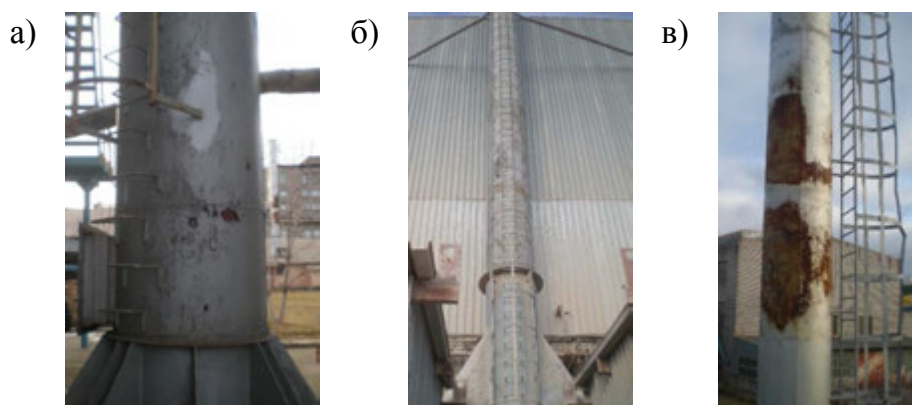


Рисунок 5 – Коррозия стволов и разрушение защитного лакокрасочного покрытия: а) дымовой трубы газоочистки печи КС-55;
б) дымовой трубы газоочистки сушильного барабана ШОС;
в) дымовой трубы печи обжига огнеупоров

Необходимо отметить существенное различие в коррозионном износе вытяжных труб кислородного цеха: 15% – трубы компрессора 4М 10-50/70 и 5% – трубы компрессора 4М 10-50/71. Две вытяжные трубы введены в эксплуатацию в одно время, изготовлены из одинакового металла, эксплуатируются в одинаковых условиях. Это связано, скорее всего, с неодинаковым временем нахождения в режиме эксплуатации каждой трубы.

При обследовании в стволах дымовых труб не выявлены вмятины механического характера или потеря устойчивости участков труб. Качество сварных швов между элементами труб – удовлетворительное: непроваров и трещин в сварных швах не обнаружено.

Для устойчивости металлических вентиляционных труб кислородного цеха и дымовой трубы газоочистки сушильного барабана ШОС мартеновского цеха большое значение имеет раскрепление труб в горизонтальном направлении (из плоскости). Каждая из этих труб раскреплена в одном уровне к стенам или каркасу рядом стоящих зданий. Все распорки этих труб находятся в работоспособном состоянии и раскрепляют трубы из плоскости.

Анкерные болты крепления баз дымовых труб мартеновского цеха и вентиляционных труб кислородного цеха затянуты, установлены контргайки на болтах.

При визуальном и инструментальном обследованиях технического состояния выявлено разрушение сварных швов на многих элементах ограждений металлических дымовых труб мартеновского цеха.

По результатам детального обследования металлических дымовых труб мартеновского цеха и вытяжных труб кислородного цеха, с учетом коррозионного износа труб и действующих на настоящий момент нагрузок, был проведен проверочный расчет с помощью проектно-вычислительного комплекса SCAD 11.3.

Дымовые трубы рассчитывались по программе, основанной на методе конечных элементов, в котором масса трубы сосредоточена в нескольких уровнях и равномерно распределена по высоте трубы (рисунок 6 и 7).

В расчетных схемах для трех труб, в одном уровне по высоте, приняты ограничения перемещения по горизонтали (на практике – распорками). Дымовые трубы газоочистки печи КС-55 и печи обжига огнеупоров мартеновского цеха рассчитывались как свободностоящие.

При расчёте труб [4, 6-10] были учтены пульсационные составляющие ветровой нагрузки, зависящие от частоты и формы собственных колебаний трубы. Расчет частот и форм собственных колебаний трубы производился по программе, основанной на методе конечных элементов.

Таблица 1 – Формы и частоты собственных колебаний

Номер формы	1	2	3	4	5
Частота, Гц	1.74	8.88	24.9	52.7	89.1
Период, сек	0.703	0.134	0.043	0.019	0.012

Ветровая нагрузка определялась как сумма средней и пульсационной составляющих.

На рисунке 6 представлена расчетная схема металлической дымовой трубы (H=25,0 м) газоочистки печи КС-55 мартеновского цеха и полученные от действующих нагрузок на неё эпюры нормальных сил и моментов. В расчёте принята фактическая толщина стенки трубы $t = 7,8$ мм, с учетом коррозионного износа 2/5%, (проектная толщина стенки $t = 8$ мм).

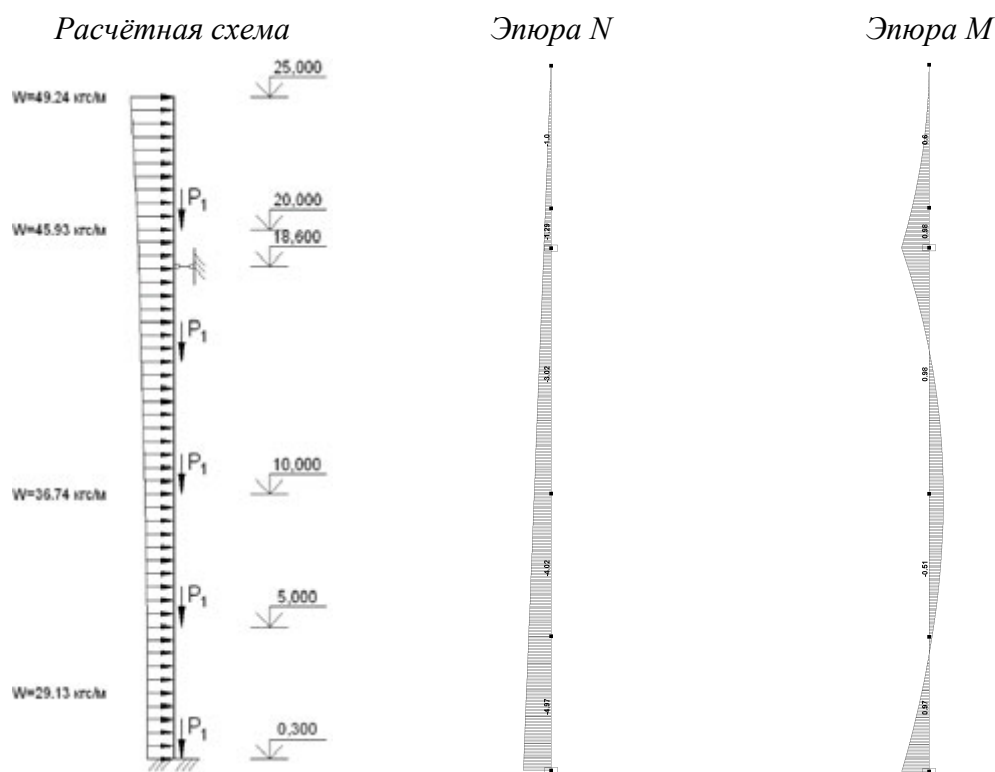


Рисунок 6 – Расчётная схема дымовой трубы газоочистки печи КС-55 мартеновского цеха и эпюры продольных сил N (т) и изгибающих моментов M (тс·м)

Проверка прочности произведена при наиболее неблагоприятных сочетаниях N и M (при $R_y = 2350$ кгс/см² для стали Ст3 и $\gamma_c = 0.95$) по формуле:

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c \text{ или } \sigma_{\text{факт}} = \frac{4.97 \cdot 10^3}{245.4} + \frac{0.97 \cdot 10^5}{6097.81} = 36.16 \text{ кгс/см}^2$$

36.16 кгс/см² < 2350·0.95=2233 кгс/см². Прочность обеспечена.

Проверка устойчивости произведена по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c \text{ или } \frac{4.97 \cdot 10^3}{0.596 \cdot 245.4} = 33.98 \text{ кгс/см}^2$$

33.98 кгс/см² < 2350·0.95=2233 кгс/см². Устойчивость обеспечена.

Проверка устойчивости дымовых труб проводилась как для цилиндрических оболочек. Критическое напряжение потери устойчивости цилиндрической оболочки, находящейся под действием изгибающего момента от ветровой нагрузки, вычисляется по формуле:

$$\sigma_{cr1} = 1.2 \cdot C \cdot E \cdot \frac{t}{r}$$

Критическое напряжение потери устойчивости:

$$\sigma_{cr1} = 1.2 \cdot 0.12 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{7.8}{510} = 4624.94 \text{ кгс/см}^2$$

Максимальное сжимающее напряжение $\sigma_{\text{факт}} = 36.16$ кгс/см², т.е. $\sigma_{\text{факт}} \ll \gamma_c \cdot \sigma_{cr1} = 4393.7$ кгс/см².

Устойчивость трубы как цилиндрической оболочки обеспечена.

На рисунке 7 представлена расчетная схема металлической дымовой трубы (H=24.0 м) газоочистки сушильного барабана ШОС мартеновского цеха и полученные от действующих нагрузок на неё эпюры нормальных сил и моментов. В расчёте принята фактическая толщина стенки трубы $t = 7,6$ мм, с учетом коррозионного износа 5% (проектная толщина стенки $t = 8$ мм). D=1100мм.

При наиболее неблагоприятных сочетаниях N и M (при $R_y = 2350$ кгс/см² для стали Ст3 и $\gamma_c = 0.95$):

$$\sigma_{\text{факт}} = \frac{4.57 \cdot 10^3}{258.06} + \frac{10.15 \cdot 10^5}{6925.35} = 164.27 \text{ кгс/см}^2 < 2350 \cdot 0.95 = 2233 \text{ кгс/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{4.57 \cdot 10^3}{0.107 \cdot 258.06} = 165.51 \text{ кгс/см}^2$$

$165.51 \text{ кгс/см}^2 < 2350 \cdot 0.95 = 2233 \text{ кгс/см}^2$. Устойчивость обеспечена.

Критическое напряжение потери устойчивости:

$$\sigma_{cr1} = 1.2 \cdot 0.12 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{7.6}{550} = 4178.6 \text{ кгс/см}^2$$

Максимальное сжимающее напряжение $\sigma_{факт} = 165.51 \text{ кгс/см}^2$, т.е. $\sigma_{факт} \ll \gamma_c \cdot \sigma_{cr1} = 3969.7 \text{ кгс/см}^2$.

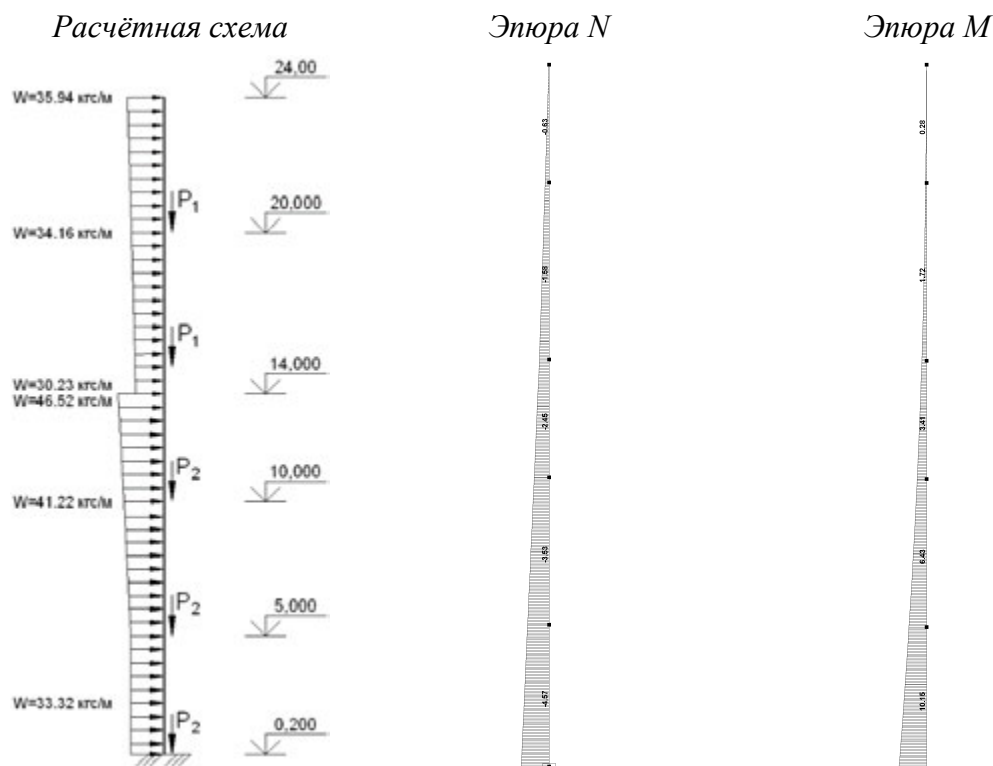


Рисунок 7 – Расчётная схема дымовой трубы газоочистки сушильного барабана ШОС и эпюры продольной силы N (т) и изгибающих моментов M (тс·м)

В результате проверочных расчетов металлических труб на прочность установлено, что максимальные напряжения в стволах труб не превышают расчетных сопротивлений для листового проката, из которых изготовлены эти трубы. Проверочные расчеты на устойчивость показали, что устойчивость металлических труб как стержневых элементов и как цилиндрических оболочек обеспечена.

Техническим службам завода было предписано устранить выявленные при обследовании дефекты и повреждения металлических и вентиляционных дымовых труб при проведении ремонтных работ. Основными работами по ремонту являлись – восстановление разрушенных сварных швов между элементами ограждения ходовых лестниц, очистка всех элементов металлических дымовых

и вентиляционных труб от продуктов коррозии, восстановление защитного лакокрасочного покрытия на поверхности труб.

После выполнения ремонтных работ три металлические дымовые трубы мартеновского цеха и две вытяжные трубы кислородного цеха АО «Тагмет» были признаны пригодными для дальнейшей нормальной эксплуатации.

Выводы

На основании визуального и инструментального обследований, проверочных расчетов металлических дымовых и вытяжных труб сделан вывод, что все они находятся в ограниченно работоспособном состоянии (п. 18.1 [1]) из-за существенного коррозионного износа.

У металлических труб, которые эксплуатируются на протяжении от 15 до 45 лет, коррозионный износ достигает величины 15%.

В таких условиях особое внимание необходимо уделять антикоррозионной защите труб, так как это напрямую связано с надежностью и эксплуатационной пригодностью металлических дымовых и вентиляционных труб.

Необходимо вести мониторинг коррозионного износа труб.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.
2. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85.
3. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
4. Босаков С., Калоша О. К расчету сооружений на ветровую нагрузку // Строительство и недвижимость, №8. 2003 г. С.348-352.
5. Ведяков И.И., Гукова М.И., Яровой С.Н. Эксплуатационная пригодность металлических дымовых труб цеха №1 «Тагмет» после длительного срока эксплуатации // Строительная механика и расчет сооружений, №2. 2016 г. С.47-51.
6. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения // М. Издательство «Ассоциация строительных вузов. 2006. 450с.
7. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия // Справочник проектировщика. Под ред. Б.Г.Коренева, И.М.Рабиновича. – М. Стройиздат, 1981. 354с.

8. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра // М. Стройиздат, 1978. 237с.
9. EN 1991-1-4. Eurocode 1: Action on structures – Part 1-4 General actions – Wind action. –Brussels: CEN, 2002.
10. ISO 4354: 1997. Wind action on structures. Switzerland. 1997.

OPERATIONAL SUITABILITY AND RELIABILITY OF METAL CHIMNEYS AFTER A LONG PERIOD OF OPERATION

Vedyakov Ivan Ivanovich¹, Doctor of Science, Professor, Director

Gukova Margarita Ilinichna¹, PhD (Eng), Leading Researcher

Yarovoy Sergey Nikolaevich², PhD (Eng), Professor

(¹ Central Scientific and Research Institute of Building Structures (TSNIISK)

JSC «NITS «Stroitelstvo», Moscow;

² Kharkiv national University of construction and architecture, Kharkov, Ukraine)

ABSTRACT

The article presents the materials about the reliability and serviceability of three metal chimneys hearth shop and of two metal exhaust pipes oxygen shop of JSC "Taganrog metallurgical plant" after fifty years of operation. The descriptions of defects and damages metal and concrete structures of chimneys, the data of the calculation with consideration of corrosion wear and damage, recommendations on repairs and conclusions on suitability for further use. In the above calculation metal tubes subject to corrosive wear and damage it is established that the maximum stress in the pipes does not exceed the design resistances for sheet metal constituting these pipes. Calculations showed that the stability of metal pipes such as core elements and as cylindrical shells secured.

Keywords: metal pipes, metal supports, inspection, stability, corrosion damage.

ЭКСПЛУАТАЦИОННАЯ НАДЕЖНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ ПО СЕРИИ ИИ-04

Веселов Виталий Владиславович, к.т.н., доцент
(ФГБОУ ВО Петербургский государственный университет
путей сообщения Императора Александра I (ПГУПС), Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье приводится анализ повреждений сборных железобетонных каркасов зданий, выполненных по типовой серии ИИ-04. Приводятся результаты обследований ряда гражданских и промышленных зданий, их действительной работы, установлены основные причины массовых повреждений в виде трещин, предлагаются рекомендации по повышению эксплуатационной надежности таких каркасов.

Ключевые слова: сборный железобетонный каркас, оценка технического состояния, пространственная жесткость, эксплуатационная надежность.

Кафедра «Строительные конструкции» ФГБОУ ВО ПГУПС принимает участие в обследовании строительных конструкций зданий и сооружений Санкт-Петербурга. В частности, проводятся работы по оценке технического состояния гражданских и промышленных зданий на объектах ГУП «Петербургский метрополитен».

Ряд зданий на таких объектах этажностью два и более этажа выполнены в железобетонном каркасе и, как правило, по типовой серии ИИ-04 [1] или ее последующему аналогу – серии 1.020.1-83 [2]. Каркас таких серий состоит чаще всего из ряда поперечных двухпролетных рам, установленных с шагом 6 м, объединенных стеновыми панелями и плитами перекрытий. Поперечные рамы каркаса включают в свой состав:

- колонны железобетонные сечением 300х300 мм или 400х400 мм, которые снабжены в местах опирания на них ригелей перекрытий консолями скрытого типа вылетом 150 мм, высотой 150 мм;

- железобетонные ригели таврового поперечного сечения с уширенными полками в нижней зоне для опирания плит перекрытий; высота сечения ригеля 450 мм; ширина нижней полки тавра 400 мм; ширина верхнего ребра тавра 200 мм.

Закладные детали ригелей и колонн в стыках объединяются в двух уровнях: в уровне верха ригеля и в уровне верха консоли колонны. Верхний уровень стыка осуществляется приваркой встык упирающейся в закладную деталь колонны монтажной фигурной стальной пластины – «рыбки» (рисунок 1). Верхняя накладка устанавливается для обеспечения жесткости диска перекрытия и восприятия нагрузок, возникающих при монтаже каркаса. Швы между ригелями и колоннами должны омоноличиваться бетоном марки не ниже М200 (класс В15).



Рисунок 1 – Конструкция стыка ригеля перекрытия с колонной

Такой каркас не обладает чисто рамными свойствами и работает по связевой системе с частично жесткими узлами сопряжения колонн с ригелями, способными воспринимать изгибающие моменты до 17 тсм [1] и до 5,5 тсм [2]. Все нагрузки, которые вызывают горизонтальные перемещения здания, должны быть восприняты системой вертикальных диафрагм, связанных в пространственную коробчатую систему жесткими горизонтальными дисками перекрытий и покрытия.

Результаты обследования ряда зданий, выполненных по сериям ИИ-04 1.020.1-83, выявили существенные повреждения в стеновых элементах, а также стыках примыкания стен с колоннами, ригелей перекрытий с колоннами, плит перекрытий с ригелями. Показательным примером здесь является здание служебно-технического корпуса (СТК), расположенного на площадке ОМЧ ГУП «Петербургский метрополитен». В статье приводятся основные выводы по результатам обследования этого здания, выполненного в 2015 году [3].

Здание СТК – четырехэтажное, без подвала (рисунок 2, 3), выполнено по проекту, разработанному проектным институтом «ЛЕНГИПРОТРАНС» в 1986-87 годах, находится в режиме штатной эксплуатации около 20 лет, а его помещения используется по прямому назначению.

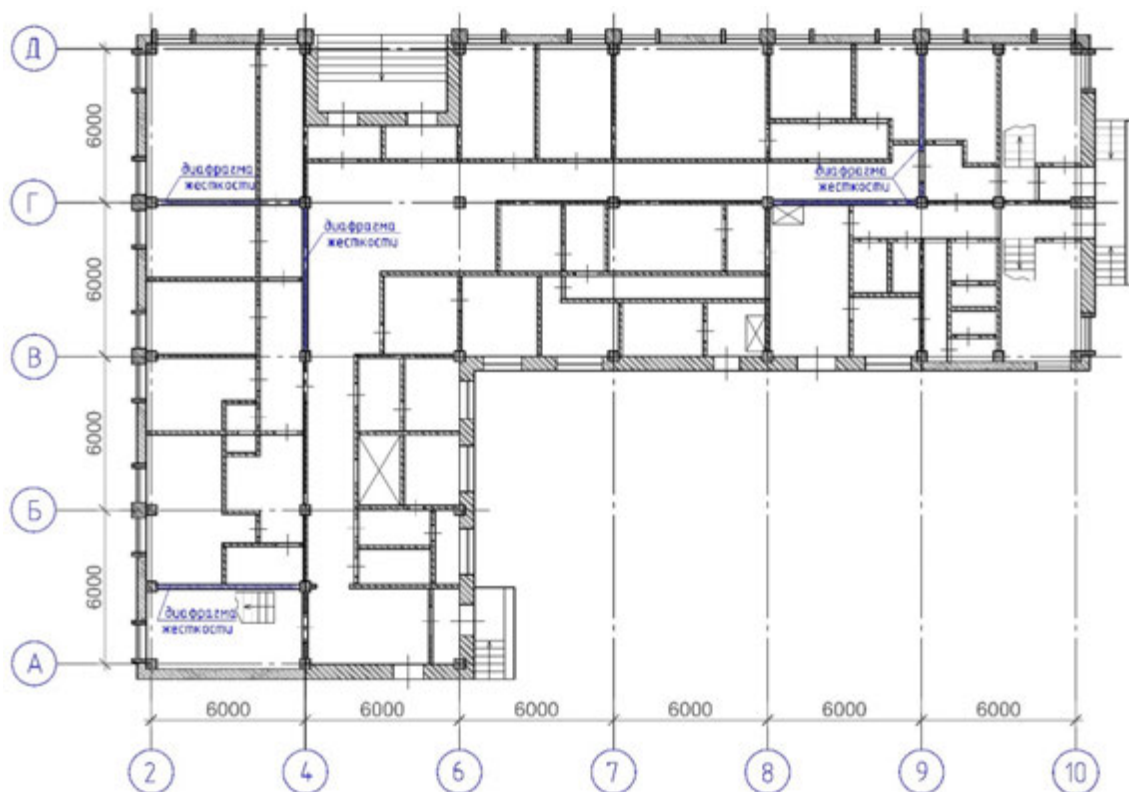


Рисунок 2 – План здания с осями в уровне 1-го этажа

Среди выявленных в процессе обследования повреждений особо массово выделялись следующие:

- трещины на верхних участках стен и перегородок в помещениях, а также по граням несущих элементов железобетонного каркаса (рисунок 4);
- трещины в стенах лестничных клеток, а также по граням несущих элементов железобетонного каркаса (рисунок 5);
- существенные отклонения стен от вертикали (до 76 мм при допуске 28 мм согласно СП 20.13330.2011 [4]) в плоскости поперечных рам каркаса.



Рисунок 3 – Общие виды здания



**Рисунок 4 – Основные повреждения здания в помещениях
(трещины в швах примыкания элементов)**

При этом неравномерные осадки здания отсутствуют, что логично, учитывая свайную конструкцию фундамента. Были установлены и прочностные характеристики материалов основных несущих элементов здания неразрушающими методами с использованием механических и ультразвуковых приборов. Существенного снижения прочности материалов не выявлено.



**Рисунок 5 – Основные повреждения здания в зоне лестничных клеток
(трещины в стенах и швах примыкания элементов)**

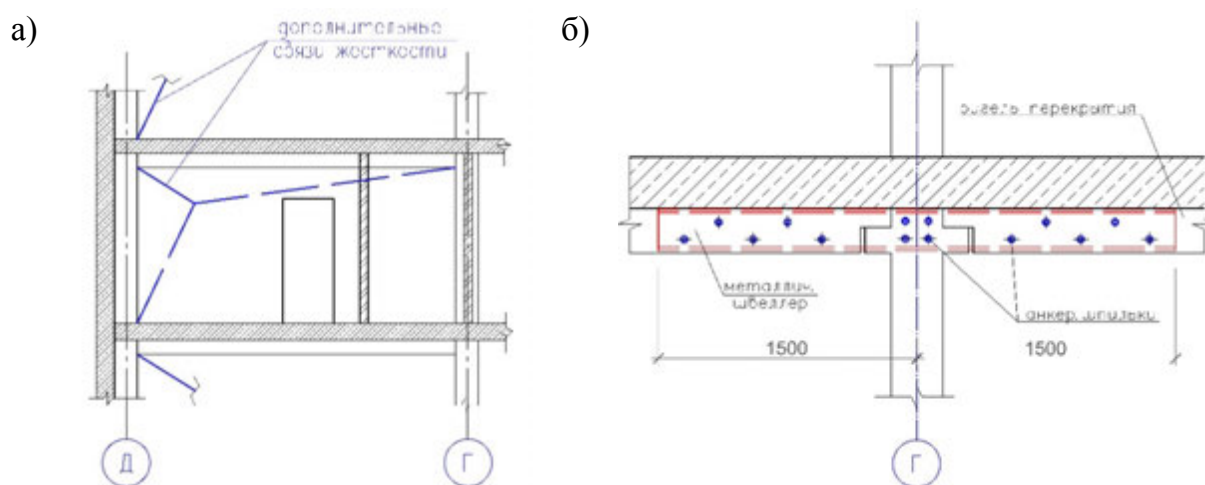
Наличие указанных трещин свидетельствует об одном – повышенной деформативности каркаса здания, т.е. узлы сопряжения колонн с ригелями и имеющиеся диафрагмы жесткости (железобетонные и кирпичные) не обеспечивают свою функцию по восприятию горизонтальных сил. В том числе эта проблема связана с качеством заполнения швов между указанными элементами и надежным закреплением диафрагм жесткости к фундаментам [1].

По результатам поверочных расчетов с привлечением проектно-вычислительных комплексов установлено, что несущая способность основных конструктивных элементов здания с учетом действующих нагрузок, имеющих-

ся повреждений и прочностных свойств обеспечивается. Снижение резервов несущей способности колонн с учетом имеющихся деформаций составило около 15%. Причем выявлено, что в опорных узлах ригелей от комбинации расчетных нагрузок возникают существенные изгибающие моменты (до 20 тсм), ведущие к образованию пластических шарниров и, как следствие, деформациям в узлах и снижению общей жесткости каркаса.

Техническое состояние каркаса здания СТК в зоне массовых повреждений в соответствии с СП 13-102-2003 [5] было классифицировано как ограниченно работоспособное.

По результатам обследования здания были предложены рекомендации по увеличению пространственной жесткости каркаса здания установкой металлических связей жесткости в дополнение к имеющимся диафрагмам – в плоскости каждой поперечной рамы по всей высоте каркаса (рисунок 6а). В качестве альтернативного варианта можно предложить ожесточение опорных узлов ригелей перекрытий на колоннах среднего ряда, например, за счет усиления этих узлов парными накладками из швеллеров, соединяемых анкерными шпильками (рисунок 6б).



**Рисунок 6 – Способы повышения горизонтальной жесткости каркаса:
а) установка дополнительных связей жесткости;
б) ожесточение опорных узлов ригелей**

Аналогичные проблемы с горизонтальной жесткостью зданий были выявлены и на ряде других объектов с подобным конструктивным решением каркаса (в трех случаях из пяти).

Таким образом, сборные железобетонные каркасы, выполненные по серии ИИ-04, не обладают в большинстве случаев достаточной эксплуатационной

надежностью и требуют особого контроля качества строительно-монтажных работ, в частности, узлов примыкания элементов.

Шаг диафрагм (связей) жесткости в плоскости поперечным рам должен быть более частным, чтобы обеспечить приемлемую горизонтальную жесткость каркаса в условиях длительной эксплуатации здания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Серия ИИ-04. Сборные элементы каркасной конструкции. / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1966.
2. Серия 1.020.1-83. Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий. / Госстрой СССР. – М.: ЦНИИЭП, 1984.
3. Технический отчет «Обследование здания служебно-технического корпуса БРЭ, расположенного на площадке ОМЧ, в части оценки технического состояния строительных конструкций, с выдачей рекомендаций по дальнейшей эксплуатации объекта» – СПб: ФГБОУ ВО ПГУПС, 2015.
4. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. / Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2011.
5. СП 13-102-2003. Свод правил. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений / Госстрой России. - М.: ФГУП ЦПП, 2003.

OPERATIONAL RELIABILITY OF REINFORCED CONCRETE SKELETONS OF BUILDINGS ON SERIES ИИ-04

Veselov Vitaliy Vladislavovich

Candidate of Technical Sciences, Associate Professor
(Petersburg State Transport University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

This article gives an analysis of the damage of prefabricated concrete frames of buildings, performed on a model series ИИ-04. The results of surveys of a number of civil and industrial buildings, their actual work, the main causes massive damage in the form of cracks, offers recommendations for improving the operational reliability of such frameworks.

Keywords: precast reinforced concrete skeleton, assessment of technical condition, spatial rigidity, robustness.

БИОПОВРЕЖДЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КАРКАСНЫХ ДОМОВ ПЛЕСНЕВЫМИ И ДЕРЕВОРАЗРУШАЮЩИМИ ГРИБАМИ

Волобуев Сергей Викторович, к.б.н., м. н.с.¹, преподаватель²

Богомолова Евгения Валентиновна, к.б.н., с.н.с.¹

(¹Ботанический институт им. В.Л. Комарова

Российской академии наук (БИН РАН);

²Военно-медицинская академия имени С.М. Кирова,

Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

Рассмотрены вопросы биопоражения деревянных каркасных домов различными группами грибов, в том числе самыми опасными дереворазрушителями. Отмечаются особенности развития грибов-биодеструкторов на строительных материалах и способы борьбы с ними.

Ключевые слова: дереворазрушающие грибы, каркасные конструкции, биопоражение, плесневые грибы, микология.

Современные строительные материалы значительно ускоряют сроки возведения объектов, обладают хорошими теплоизолирующими свойствами, дешевы и удобны в применении. Так, при строительстве загородных дачных коттеджей все большее распространение получают деревянные каркасные конструкции с применением ОСП-плит с утеплителем, или SIP-панелей. Скорость строительства и относительная дешевизна материалов делают такие постройки привлекательными. Однако наряду с преимуществами деревянные каркасные конструкции имеют и существенные недостатки. К их числу относится высокая степень риска биологического поражения, и последующая невозможность полностью от него избавиться без полной разборки конструкции. В первую очередь развитие биопоражения связано с намоканием материалов в процессе возведения коттеджа. Небрежность и беспечность строительных рабочих, не понимающих всей степени вреда, который могут нанести грибы-биодеструкторы, является основным фактором, приводящим к таким ошибкам во время строительства. Зачастую объект возводится из мокрой древесины, и обшивается ОСП-плитами или SIP-панелями без просушки. Создается парниковый эффект, запускаящий на древесине процессы массового роста и размножения различных групп грибов-биодеструкторов. К таковым относятся плесневые грибы, дерево-

окрашивающие грибы («синева древесины»), дереворазрушающие грибы («складские грибы» и домовые дереворазрушающие грибы) [1, 2, 3, 4]. Развитие плесневых грибов наносит существенный вред здоровью людей, которые будут проживать в зараженной постройке. Наибольшую опасность для конструктивной прочности древесины представляют домовые дереворазрушающие грибы, которые способны приводить к полной деструкции до 40% массы древесины за 6 мес.

Основным физиологическим требованием для развития грибов является наличие достаточного для прорастания уровня влажности, обычно он составляет >60-65% по относительной влажности воздуха, и более 25-30% по влажности древесины. Намокание конструкций и материалов от атмосферных осадков или конденсата быстро (за 1-2 сут.) запускает процессы прорастания спор грибов, которые в естественных условиях всегда присутствуют на всех поверхностях и материалах в фоновых количествах, что в условиях переизбытка влаги может приводить к катастрофическим последствиям в виде стремительного массового плесневого обрастания конструкций. К тому же, зачастую древесина для строительства каркаса уже до прибытия на стройплощадку имеет низкое качество и изначально заражена разными группами грибов, в первую очередь плесневыми и деревоокрашивающими. Развитие этих экологических групп грибов «готовит почву» для заселения древесины домовыми дереворазрушающими грибами, ослабляя структуру древесины и запуская ее поверхностное биоразложение. Вытеснение из древесины грибов-первопоселенцев более конкурентоспособными дереворазрушителями обусловлено уменьшением запаса доступных легко усвояемых органических веществ, а также наличием у ксилотрофных грибов комплекса экзоферментов, разлагающих клеточные стенки древесины и позволяющих распространять их мицелию в субстрате [2, 3].

Проведенные нами исследования каркасных коттеджей на стадии строительства показали, что наиболее часто на конструкциях встречаются такие грибы, как *Antrodia xantha*, *A. serialis*, *Cylindrobasidium evolvens*, *Dacrymyces stillatus*, *Leucogyrophana* sp., *Phlebiopsis gigantea*, *Serpula lacrymans* и *Trechispora nivea*. Из указанных здесь видов базидиальных грибов наибольшей дереворазрушающей активностью характеризуется настоящий домовый гриб *S. lacrymans*, способный сохранять жизнеспособность в течение длительного (до нескольких лет) неблагоприятного для роста периода, после чего возобновлять

ростовую активность. В то же время, не меньшую опасность для сохранности деревянных конструкций и строительных материалов, изготовленных на основе продуктов деревопереработки, представляют другие вышеприведенные виды грибов (виды родов *Antrodia*, *Dacrymyces*, *Leucogyrophana*), относящиеся к группе возбудителей бурой гнили. Свое название они получили за счет способности разлагать лишь целлюлозный компонент древесного субстрата и, как следствие, придавать древесине буроватые оттенки (остающийся лигнин) [3, 5]. Среди дереворазрушающих грибов, выявленных при различных степенях поражения каркасных коттеджей, представлены также сапротрофные виды *Cylindrobasidium evolvens*, *Phlebiopsis gigantea* и *Trechispora nivea*, развивающиеся в природных местообитаниях обычно как вторичные колонизаторы ветровальной древесины, сухостойных стволов, пней, опавших и сухих ветвей, мелкого древесного детрита и прочего. Таким образом, их развитие в значительной степени сопряжено с присутствием грибов-предшественников, «подготавливающих» субстрат, обеспечивая достаточный уровень влажности древесины, уровень pH, необходимое соотношение низко- и высокомолекулярных органических соединений, подлежащих последующему лизису.

Особенностью дереворазрушающих грибов является «скрытый» характер развития, несопоставимый с обнаруживающимися последствиями наносимого ими ущерба [4]. В течение достаточно продолжительного времени (в крайнем случае – до наступления физического разрушения целостности конструкции) на древесине могут отсутствовать признаки микогенного поражения. Однако появление на материалах паутинистой или войлокообразной массы, пленчатых обрастаний и т.д., должны стать поводом к немедленному установлению природы и причины их возникновения.

Важно отметить, что такие листовые материалы, как ОСП и SIP-панели, выполнены из клееной и прессованной деревянной щепы, что делает их легкодоступным пористым материалом, на котором при благоприятных условиях быстро и обильно развиваются все группы грибов-биодеструкторов (рисунок 1). К сожалению, в силу пористой структуры материала, из него невозможно удалить биопоражения, и, следовательно, пораженный грибами-биодеструкторами материал не подлежит восстановлению. Рассчитывать только на дезинфекционную обработку нельзя, так как даже в нежизнеспособном состоянии споры грибов являются сильными аллергенами, поскольку свойство

аллергенности связано не с жизнеспособностью грибов, а с химическими соединениями в их клеточной стенке. Таким образом, чтобы обезопасить экологическую среду пострадавшего коттеджа, следует полностью физически удалить все грибные частицы. С бруса или бревна их возможно удалить шлифовкой, тогда как из толщи пористых материалов удалить невозможно. Вот почему следует не допускать намокания и поражения каркасных конструкций.

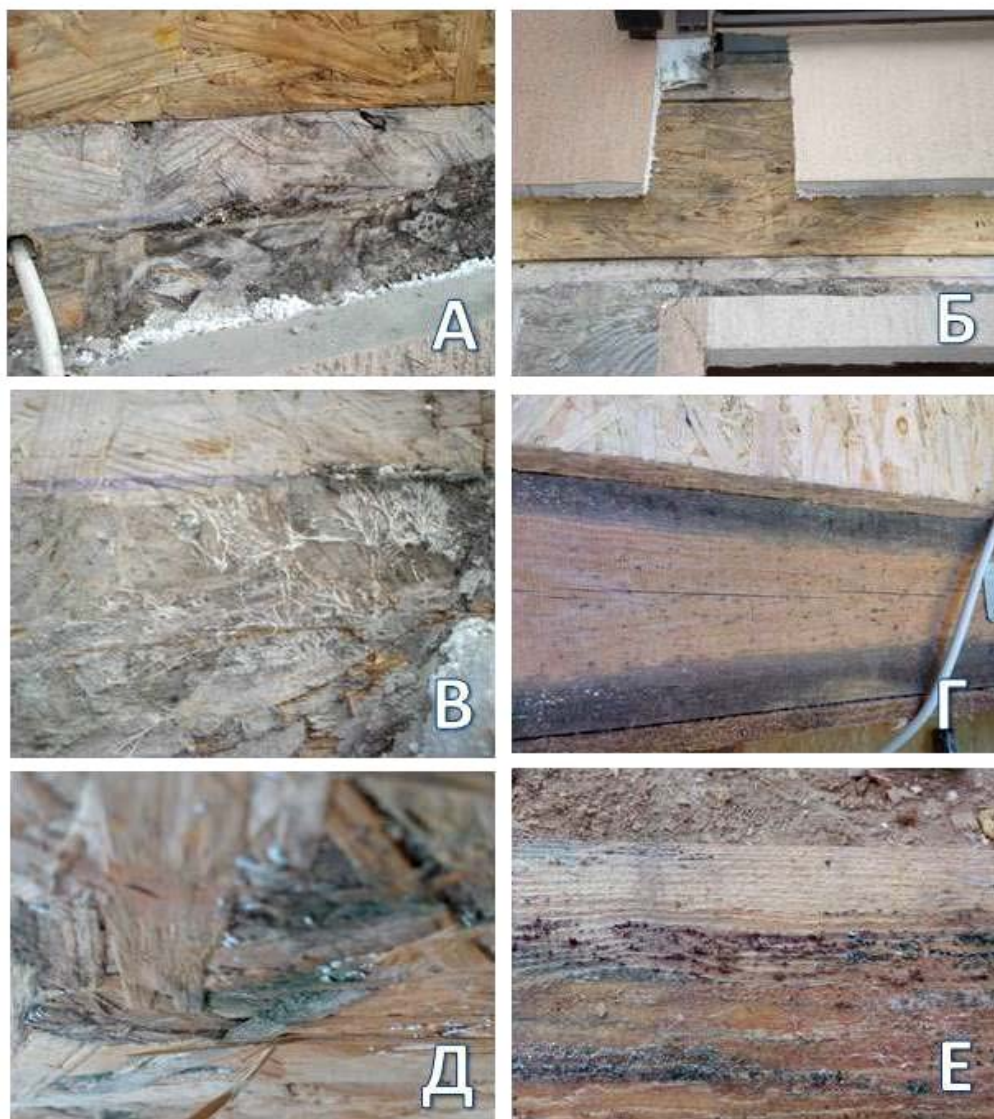


Рисунок 1 – Проявление биоповреждения деревянных конструкций грибами А-В – развитие мицелия (А, Б) и мицелиальные тяжи (В) под наружной обшивкой жилого дома; Г – поражение деревянного межэтажного перекрытия деревояркоокрашивающими и плесневыми грибами; Д-Е – плодовые тела плесневых (Д, Е) и дереворазрушающих (Е) грибов на каркасном бруске и ОСП-панелях

Работа выполнена в рамках плановой темы БИН РАН «Биоразнообразие и пространственная структура сообществ грибов и миксомицетов в природных и антропогенных экосистемах» №01201255604.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бондарцева М.А. Определитель грибов России. Порядок афиллофоровые; Вып. 2. СПб.: Наука, 1998. 391 с.
2. Мейер Е.И. Определитель деревоокрашивающих грибов. М.-Л.: Гослесбумиздат, 1953. 116 с.
3. Daniel G. Microview of wood under degradation by bacteria and fungi // Wood deterioration and preservation: advances in our changing world. 2003. P. 34–72.
4. Huckfeldt T., Schmidt O. Identification key for European strand-forming house-rot fungi // Mycologist. 2006. Vol. 20. P. 42–56.
5. Williams R.S., Jourdain C., Daisey G.I., Springate R.W. Wood properties affecting finish service life // Journal of Coatings Technology. 2000. Vol. 72. P. 35-42.

BIODESTRUCTION OF WOODEN FRAME BUILDINGS BY MOLD AND WOOD-DESTROYING FUNGI

Volobuev Sergey Viktorovich, PhD, junior researcher
Bogomolova Evgeniya Valentinovna, PhD, senior researcher
(Komarov Botanical Institute of the Russian Academy of Sciences, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The problem of fungal biodeterioration of wooden carcass buildings is discussed. Wood-decay fungi of brown rot are most dangerous destructors of modern wood-based materials, including OSB (SIP-panels). Peculiarities of the biodeterioration of wooden carcass buildings are discussed.

Keywords: wood-destroying fungi, framework structure, mold fungi, mycology.

ОПЫТ ОБСЛЕДОВАНИЯ КИРПИЧНОГО ОБЛИЦОВОЧНОГО СЛОЯ ФАСАДА ЗДАНИЯ МЕТОДАМИ БЕСКОНТАКТНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Горьев Александр Сергеевич, инженер 1-ой категории
(ООО НПП «Строительство», Москва)

АННОТАЦИЯ

Основной проблемой, возникающей при обследовании многослойных ограждающих конструкций стен с кирпичным облицовочным слоем в каркасных зданиях, является выявление скрытых дефектов и повреждений. Причинами образования которых являются недоработки проектных решений и некачественное выполнение строительно-монтажных работ. Зачастую аварийное техническое состояние такого вида конструкций фасада выявляется после обрушения отдельных элементов, что в свою очередь представляет опасность для людей, находящихся вблизи здания. Ввиду возможности наличия в данных конструкциях скрытых дефектов, получение полноценной информации о состоянии видимого наружного кирпичного облицовочного слоя является важнейшей задачей, для последующего качественного обоснованного решения по выбору участков для детального обследования, методики обследования, типу измерительных приборов, инструментов и в конечном итоге принятии объективного, экономически целесообразного решения по приведению конструкций фасада в работоспособное состояние. Рассматриваемые методы бесконтактных измерений выделяются высокой производительностью и несут чрезвычайно большой объем информации, являющийся в ряде случаев избыточным. В статье рассмотрены особенности методов, условия проведения полевых работ, программная обработка полученных данных и анализа геометрии поверхности фасада. Выполнены сравнения получаемых результатов разными методами при различных условиях съемки объекта. Рассмотрен вариант регистрации дефектов и повреждений по высокодетализированным масштабным фотоснимкам. Сделан вывод о точности полученного облака точек методом цифровой фотограмметрии и применения его в качестве экспресс метода предварительной оценки технического состояния облицовочного слоя фасада с последующей геодезической съемкой выявленных аномальных участков. Сделан вывод о применении рассматриваемых методов при приемке фасадных работ, обследовании и мониторинге технического состояния фасада здания.

Ключевые слова: фасад, лицевой кирпичный слой, бесконтактные методы измерения, наземное лазерное сканирование, цифровая фотограмметрия.

Методы бесконтактных измерений

Развитие современной вычислительной техники, цифровой фотографии, усовершенствования и совмещение приборных баз сбора данных геодезических и фотограмметрических технологий привела к появлению высокопроизводительных приборов и цифровых аппаратно-программных комплексов для определения пространственных координат объекта. Бесконтактные методы измерений основаны на том, что чувствительные элементы средства измерения не приводятся в контакт с объектом измерения. Один из методов бесконтактных измерений это наземное лазерное сканирование. Наземное лазерное сканирование применяется для решения широкого круга задач, от создания обмерных чертежей и 3Д моделей до выполнения классической топографической съемки. Сущность метода заключается в измерении с высокой скоростью (от 50 000 до 1 000 000 измерений в секунду) расстояния от сканера до поверхности объекта и регистрацией соответствующих направлений вертикальных и горизонтальных углов. Метод основан на работе безотражательного электронного тахеометра. Второй рассматриваемый метод бесконтактных трехмерных измерений, метод цифровой фотограмметрии (инженерная фотограмметрия). Метод основан на фотограмметрическом подходе, позволяющем определять пространственные координаты объекта по его разноракурсным изображениям (фотографиям). Результатами измерений двух методов является создание плотного облака точек в трехмерной системе координат, которое описывает внешнюю поверхность исследуемого объекта.



Рисунок 1 – Принципиальная схема метода наземного лазерного сканирования

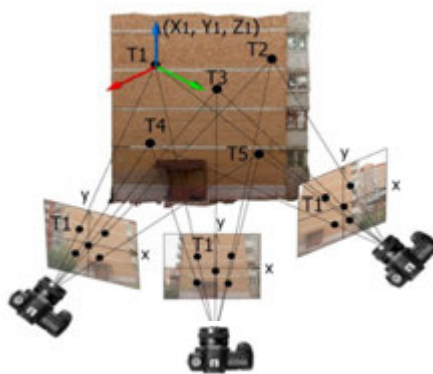


Рисунок 2 – Принципиальная схема метода цифровой фотограмметрии

Полевые работы и применяемое оборудование

Исследуемый в рамках данной работы фасад здания направлен внутрь двора. Прилегающая территория спланирована, фасад не перекрывают деревья и сооружения, что позволяет выполнять наземное лазерное сканирование с одной станции и также выполнять фотографирование объекта с меньшим количеством фотоснимков. Количество и расположение станций планируется исходя из требований обеспечения необходимой точности создания облака точек, производительности и экономичности работ. Местоположение сканерной станции и центров фотографирования во время съемки приведены на рисунке 3. Технические характеристики оборудования и полученные исходные данные приведены в таблице 1.

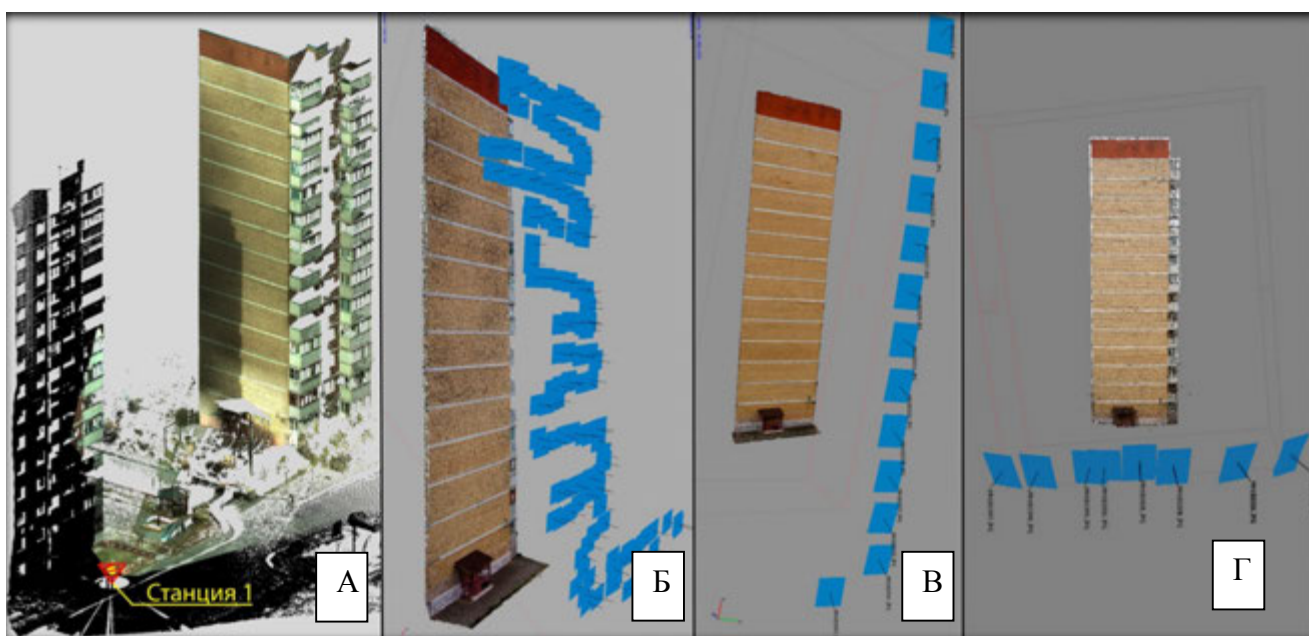


Рисунок 3 – Местоположение сканерной станции и центров фотографирования
А) Наземное лазерное сканирование; Б) Фотосъемки с БПЛА Phantom 2;
В) Фотосъемка фасада с лестничной клетки соседнего здания;
Г) Фотосъемка с земли

Таблица 1 - Технические характеристики оборудования и полученные исходные данные

Оборудование	Технические характеристики	Характеристика съемки (максимальное расстояние от центра прибора до объекта/ высота от ур. земли)	Полученный исходный материал		Характеристики облака точек после обработки
			Наземная съемка	Воздушная съемка	
Лазерный сканер Leica ScanStation C10	Контактный, импульсный, высокоскоростной лазерный сканер Точность единичного измерения- местоположение – 6 мм на 50 м, расстояние – 4 мм на 50 м. Дальность – 300 м Скорость сканирования – до 50, 000 точек/сек Поле зрения – гор. 360 , вер. 270 Цифровая видеокамера – 4 Мп, размер 1920x1920	32,7 м / 1,8 м	Файл облако точек в формате .bin		Наземная съемка - 1,0 миллион точек (после разрезания плотного облака точек)
БПЛА квадрокоптер DJI Phantom 2 vision +	Тип БПЛА – квадрокоптер 4 винта Максимальная скорость полета – 15м/с Дальность сигнала – 200-500 м Встроенные модуль GPS Тип камеры – цифровая камера на стабилизированном подвесе Камера - PHANTOM VISION FC200 Тип матрицы – Aptina 1/2.3” дюйма Число пикселей – 14 Мп Угол обзора – 110 град. мин	5,0 – 8,0 м / 2,5 – 40,0 м		Цифровой фотоснимок – 136 шт Формат - JPG Размер – 4384x3288 Диафрагма f/2.8 Выдержка 1/2571 с. Скорость ISO – 100 Фокусное расстояние – 28 мм экв. 35 Представление света - sRGB Данные GPS	Воздушная съемка – 10,4 миллионов точек
Фотоаппарат Canon EOS 5D Mark III Объектив Canon EF 16-35 mm II f/2.8L USM	Тип камеры - зеркальная Тип матрицы – CMOS Размер матрицы – 36 x 24 мм (полный кадр) Число пикселей – 22.3 Мп Тип объектива – широкоугольный Zoom Фокусное расстояние – 16-35 мм Угол обзора - 63-108.10 град. мин Диафрагма – F 2.80	Фотографирование с лестничной клетки соседнего здания 31,5 м /1,8 – 36,0 м Фотографирование с земли 28,0 м/1,8 м	Цифровой фотоснимок – 12 шт Формат - JPG Размер – 5760x3840 Диафрагма - f/2.8 Выдержка 1/320 с. Скорость ISO – 100 Фокусное расстояние – 35 мм Представление света - sRGB	Цифровой фотоснимок – 13 шт Формат - JPG Размер – 5760x3840 Диафрагма - f/5 Выдержка 1/100 с. Скорость ISO – 100 Фокусное расстояние – 35 мм Представление света - sRGB	Наземная съемка - 15,9 миллионов точек. Воздушная съемка – 10,4 миллионов точек.

Порядок работы на сканерной станции состоял из следующих этапов:

- установка сканера на запланированной точке на штатив, с установкой по высоте для охвата исследуемого объекта;
- горизонтирование прибора с помощью подъемных винтов;
- сканирование местности и объектов вокруг точки стояния сканера на низком качестве;
- выделение исследуемого фасада в полученном скане, сканирование фасада на высоком качестве.

С появлением высококачественных и легких беззеркальных камер со сменной оптикой и миниатюрных датчиков для автопилота, стало возможным создание легких и сверхлегких беспилотных летательных аппаратов, выполняющих функции аэрофотосъемочных роботов. Воздушная фотосъемка фасада выполнялась при помощи БПЛА не предназначенного для решения фотограмметрических задач квадрокоптером Phantom 2 vision + производство фирмы DJI.

Порядок выполнения фотосъемки с БПЛА состоял из следующих этапов:

- А) Калибровка компаса квадрокоптера, поиск спутников для пространственной ориентации.
- Б) Установка автоматического фотографирования с интервалом в 3 сек.
- В) Выполнение полета в ручном режиме по зигзагообразной траектории параллельно фасаду.

Третий вариант съемки выполнялся цифровым зеркальным фотоаппаратом Canon EOS 5D Mark III. Фотосъемка выполнялась в ручном режиме с предварительной настройкой диафрагмы и выдержки. Фокусировка производилась в автоматическом режиме, режим экспозамера центр-взвешенный. Фотографирование выполнялось в двух вариантах, с земли и с лестничной площадки соседнего здания.

При выполнении фотосъемки оператор придерживался следующих параметров:

- выполнение съемки параллельно поверхности объекта;
- обеспечение достаточного перекрытия между кадрами порядка 60-80%;
- производить съемку в пасмурную погоду, либо избегать бликов от солнца, блестящих и нетекстурированных поверхностей.

Калибровка камеры проводилась в программе Agisoft Lens – бесплатное программное обеспечение для автоматической калибровки линзы камеры с использованием жидкокристаллического экрана в качестве калибровочной мишени. Программа автоматически определяет следующие параметры калибровки камеры:

- фокусное расстояние;
- координаты главной точки;
- коэффициенты радиальной деформации (дисторсии).

В большинстве случаев калибровка камеры не требуется ПО Agisoft PhotoScanPro автоматически рассчитывает параметры калибровки.

Программная обработка полученных данных

Полученные данные с наземного лазерного сканирования импортируются в программы непосредственно фирм изготовителя лазерных сканеров (Cyclone Leica Geosystems HDS, 3dresaper и др.), либо в программы для работы с облаками точек (Cloud Compare v. 2.6.1. и др). Программные модули обладают мощными средствами для обработки, анализа и визуализации пространственных данных, полученных в результате трехмерного сканирования. Импортированный массив точек редактируется для улучшения производительности после импорта в CAD среды. При редактировании облака точек производится удаление лишних точек, не нуждающихся в последующем анализе, выполняется разряжение облака точек.

Исходными данными полученные с БПЛА и с наземной фотосъемки для фотограмметрической обработки материалов являются фотоснимки в формате JPEG, TIFF, PNG и др. Одной из программ позволяющей самостоятельно создавать плотное облако точек, реконструировать 3D-форму и текстуру объекта по разноракурсным фотоснимкам, является ПО компания Agisoft (г. Санкт-Петербург). Это ПО PhotoScanPro, которое используются как в России, так и во многих странах мира. Особенностью данного ПО является то, что обработка снимков включает ряд последовательно выполняемых операций, часть которых реализуется современными методами машинного зрения и базируется на использовании аппарата проективной геометрии, однородных координат и фотограмметрической обработки изображений. Обработка материалов фотосъемки состоит из следующих основных этапов:

а) **Выравнивание фотографий.** На этом этапе выполняется:

- поиск общих точек на снимках,
- определение элементов взаимного ориентирования снимков,
- формирование первичной модели местности, состоящей из общих точек (разреженного облака точек).

б) **Привязка** модели в требуемой системе координат. Может выполняться по координатам центров фотографирования (КЦФ), по координатам точек наземной опорной сети или по тем и другим.

в) **Построение плотного облака точек.** На этом этапе выполняется повторный поиск общих точек и определение их положения. Поскольку параметры взаимного ориентирования снимков уже известны с высокой точностью, это позволяет сузить область поиска общих точек и повысить достоверность определения их соответствия. Плотность результирующего облака точек при этом оказывается весьма высокой – в наиболее детальном режиме построения плотного облака анализируется буквально каждый пиксел исходных фотографий, и для всех пикселов определяется положение соответствующих им точек на местности.

В программе нет ограничений на величину фотографий и число одновременно обрабатываемых изображений. Соотношение «размер фотографий/число фотографий в блоке» определяется опытным путем, в зависимости от мощности вычислительной системы. Все вычисления выполняются в автоматическом режиме, в соответствии с заданными параметрами и установками. В исключительных случаях допускается вмешательство оператора и выполнение некоторых действий в не автоматизированном (ручном) режиме. Каждая точка в облаке точек имеет информацию о реальном цвете.

Анализ облака точек

Созданные облака точек можно импортировать в САПР и геодезические программы. В данной статье рассматривается анализ геометрии облака точек в программе Autocad 2016. Импортируем обработанные и сконвертированные файлы облаков точек в формате .rcs. Так как облака точек, полученные методом цифровой фотограмметрии, не были привязаны оператором при обработке в ПО Agisoft PhotoScanPro к фактическим размерам, выполняем корректировку масштаба и пространственного положения полученных облаков в соответствии с облаком точек созданным лазерным сканером, инструментами Autocad. После

приведение облака к фактическому масштабу и положению выполняем анализ поверхности многоцветной плоскостью. Регулировка цветовых отметок происходит в меню цветовая легенда, в меню редактирования облако точек (рисунок 4). Отметки выставляются таким образом, чтобы максимальная и минимальная отметка в плоскости фасада окрашивалась крайними цветами палитры. Для измерений отклонений в полученных характерных участках с помощью вкладки подрезка вырезаем интересующий участок и поворачиваем перпендикулярно для выполнения измерений. В зависимости от ширины вырезаемого участка зависит кучность точек (рисунок 6). Разброс точек на участке А при вырезки полосы в 200 мм составляет до 10 мм. Размеры разности поверхностей на участках А и Б принимались по центрально расположенным точкам (среднее значение).

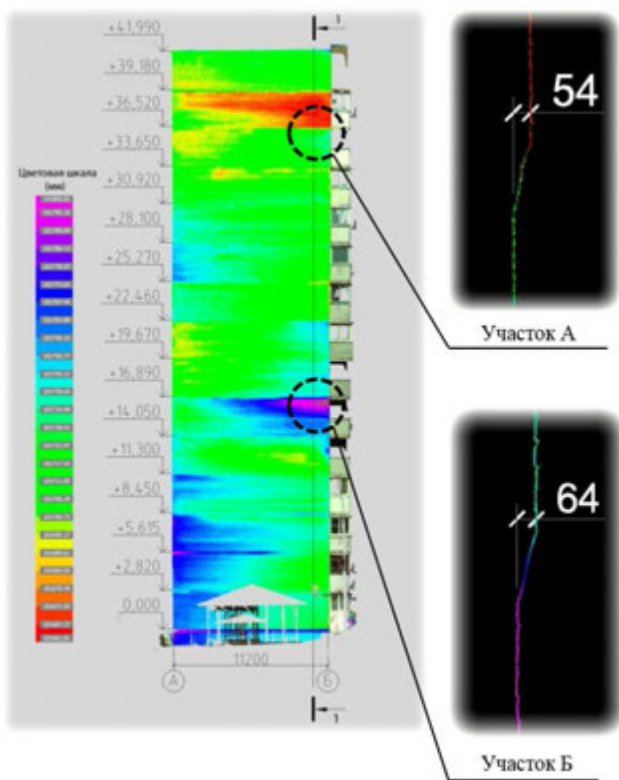


Рисунок 5 – Цветовая картограмма облака точек, произведенного наземным лазерным сканированием

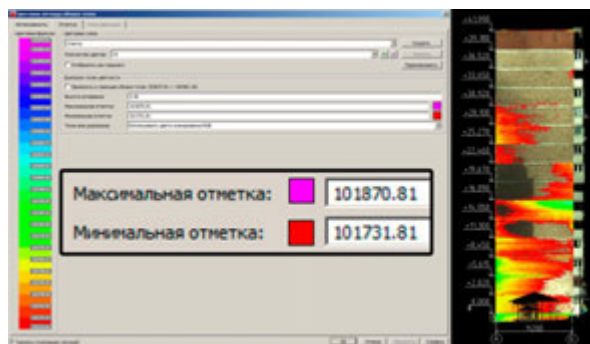


Рисунок 4 – Цветовая картограмма в Autocad 2016

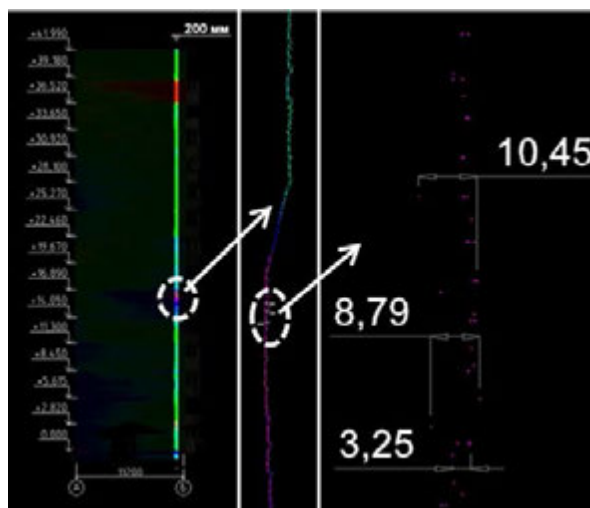


Рисунок 6 – Кучность точек в сечении 1-1 (200 мм)

Результаты анализа облаков точек приведены на рисунке 7. Сечения 1-1 представлено с искаженным масштабом для наглядного вида. Разность значений на участках А и Б полученные разными методами варьируется от 1 до 4 мм (рисунок 8).

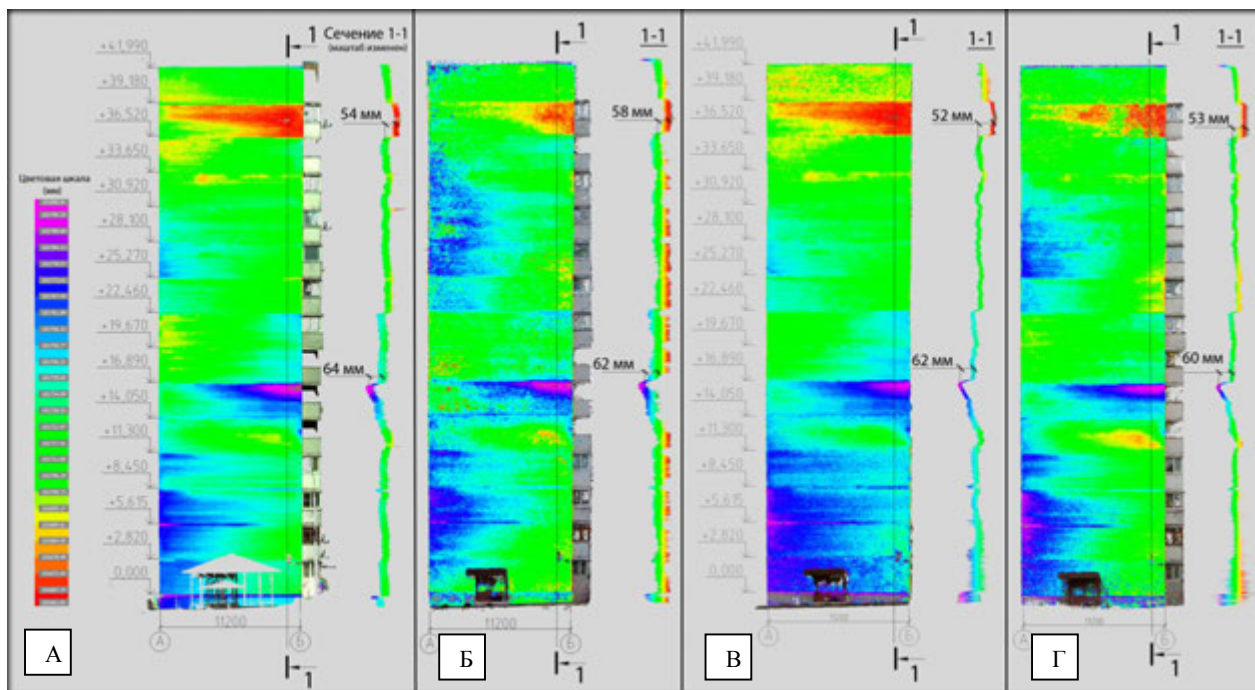


Рисунок 7 – Результаты анализа облака точек
А) Наземное лазерное сканирование; Б) Фотосъемки с БПЛА Phantom 2;
В) Фотосъемка фасада с лестничной клетки соседнего здания;
Г) Фотосъемка с земли

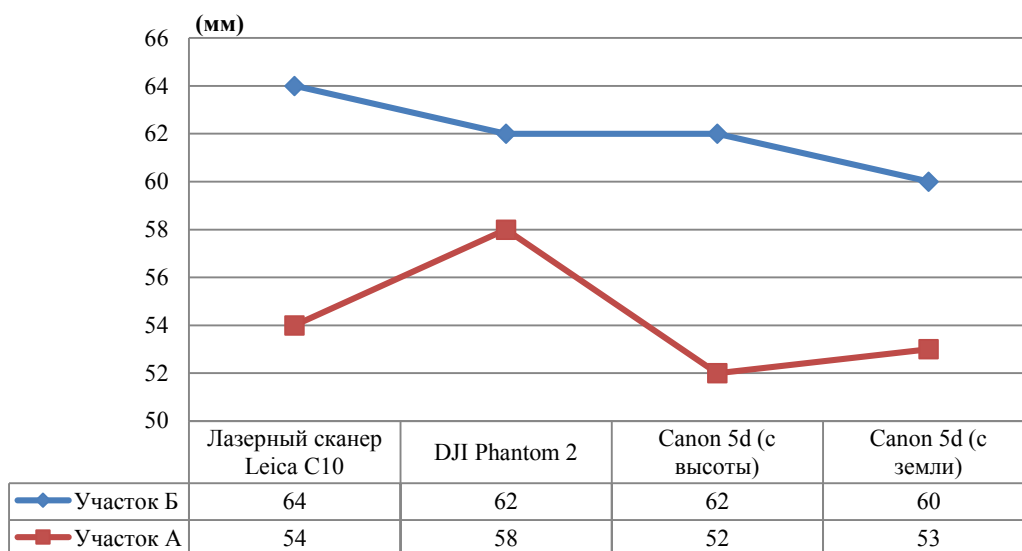


Рисунок 8 – Выявленные максимальные значения отклонений на участках А и Б, определенные разными методами

Дефекты и повреждения

При съемке объекта получаем данные по геометрии объекта (облако точек) а также визуальные данные о повреждении конструкций. При фотографировании фасада (рассматриваемыми приборами) получаем отдельные снимки в высоком разрешении, так как они были выполнены с близкого расстояния. Из снятых фотоснимков, посредством фотограмметрических программных комплексов для обработки одиночных снимков, можно получить масштабный фотоснимок высокой детализации по всей поверхности фасада. Из произведенного снимка можно извлечь полную информацию не только о характере повреждения, но и по площади и объему. Выявленные повреждения на характерных участках представлены на рисунке 9.

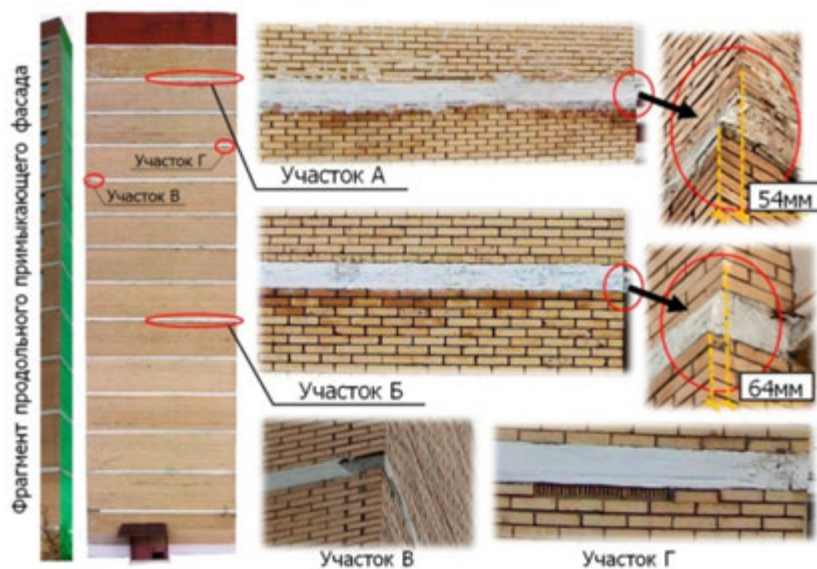


Рисунок 9 – Фотоснимок фасада высокой детализации

Выводы

1. Рассмотренные методы измерений дают в кратчайшие сроки полную информацию о геометрии исследуемого объекта и характере повреждений.
2. Точность полученного облака точек методом цифровой фотограмметрии в сравнении с наземным лазерным сканированием дает основания применить метод как экспресс метод для предварительной оценки технического состояния облицовочного слоя фасада с последующими измерениями геодезическими приборами выявленных аномальных участков.
3. Полученные данные наземного лазерного сканирования и визуальные данные с фотоаппаратуры в последующем могут быть использованы при мониторинге технического состояния фасада здания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Вопросы качества и долговечности облицовки слоистых каменных стен // Инженерно-строительный журнал. 2011. №2. С. 42–47.
2. Масляков В.Я. Применение 3D-технологий при оперативном планировании и проектировании горных работ. XII Всероссийское совещание по проблемам управления ВСПУ-2014, Москва 2014 г.
3. Иноземцев Д.П. Беспилотные летательные аппараты: теория и практика. Часть 2. Модель обработки аэрофотоснимков в среде AGISOFT PHOTOSCAN // АТИП. 2013. № 3 (50). С. 51.
4. Середович В. А., Комиссаров Д.В. Состояние, проблемы и перспективы применения технологии наземного лазерного сканирования. ГЕО-СИБИРЬ-2005: сб. материалов науч. конгр. Новосибирск, 2005 г. - Новосибирск: СГГА, 2005. - Т. 1. - С. С. 193-197. – 1.
5. Руководство пользователя Agisoft PhotoScan: Professional Edition, версия 1.2. Электронный ресурс: www.photoscan.ru.

EXPERIENCE IN INSPECTING BRICK LINING LAYER OF BUILDING FACADE USING NONCONTACT MEASURING TECHNIQUES

Goryev Aleksandr Sergeevich, 1-st category engineer
(LLC «Construction» Scientific and Production Enterprise, Moscow)

ABSTRACT

The main problem appearing when inspecting multi-layer enclosing structures of walls with brick lining layer in frame buildings is detecting concealed defects and damage. Which reasons of appearing are imperfections in design solutions, and low-quality implementation of construction and installation activities. Often emergent technical condition of such facade structure types is revealed once individual elements collapse, which in turn represents hazard for persons being nearby the building. Due to a possibility of concealed defects available in such structures obtaining full info about the condition of visible outer brick lining layer is the most important task for subsequent high-quality sound solution in selecting sectors for detailed inspection, inspection technique, gage type, instruments and finally making objective, economically expedient solution in bringing façade structures to a functional condition. Noncontact measuring techniques being considered are specially characterized by higher performance, and bear extremely great amount of information being in a number of cases excessive. The article discusses specific features of techniques, field

operation condition, software processing of data obtained and façade geometry analysis. Comparing of results obtained by various techniques at different condition of project surveying is performed. Option in recording defects and damage by high-detailed scale photo images is considered. Conclusion is made on accuracy of point cloud obtained by digital photographic survey and its application as express method of preliminary assessing technical condition of façade lining layer with further geodetic surveying of abnormal segments revealed. Conclusion is made on application of the techniques being surveyed when accepting façade activities, inspection and monitoring of building façade technical condition.

Keywords: facade, lining brick layer, noncontact measuring techniques, ground laser scanning, digital photographic survey.

РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ВАРИАНТЫ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЯ ПИВОВАРЕННОГО ЗАВОДА КУПЦОВ ЕРМОЛАЕВЫХ В НИЖНЕМ НОВГОРОДЕ

Григорьев Юрий Семёнович, к.т.н., доцент

Фатеев Валерий Валерьевич, инженер

(Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет,
Нижний Новгород)

АННОТАЦИЯ

В настоящее время множество, как правило, не эксплуатируемых зданий различного назначения, реконструируется и перепрофилируется под иное, более востребованное назначение. Примером этого является реконструкция здания варочного цеха бывшего пивоваренного завода купцов Ермолаевых в Нижнем Новгороде в гостинично-ресторанный комплекс, предусматривающая: 1) надстройку существующего здания на 1 этаж с конструктивным усилением ленточных фундаментов; 2) возведение пристроя на фундаментах в виде свайно-грунтовых диафрагм из линейно расположенных призматических свай.

Существующее здание, находившееся в аварийном состоянии, делало невозможным реализацию проекта реконструкции. Поэтому на предварительном этапе были выполнены комплексные инженерные обследования здания и конечно-элементное моделирование совместной работы строительных конструкций здания и грунтового основания. В результате были выявлены истинные причины деформации и разрушения строительных конструкций здания, что позволило разработать простые инженерные решения по устранению аварийной ситуации с минимальными затратами и в кратчайшие сроки.

Ключевые слова: аварийное состояние, компьютерное моделирование, деформации, грунтовое основание, разрушение, усиление, реконструкция.

В 1882 году в Нижнем Новгороде на Почайне был открыт «Ново-Лысковский пивоваренный завод наследников А.Ф. Ермолаева», представлявший собой комплекс зданий различного назначения [1]. К этому времени купцы Ермолаевы уже являлись владельцами крупного предприятия в пивоваренной отрасли Нижегородской губернии - «Лысковского пивоваренного завода», основанного в 1860 г. в торгово-промышленном селе Лысково [2].

В 1908 г. под техническим надзором гражданского инженера Ф.А. Ермолаева на территории «Ново-Лысковского пивоваренного завода» было построено самое оригинальное здание комплекса – варочный цех, архитектурный облик которого из неоштукатуренного красного кирпича строг и прост (рисунок 1.1).

После Октябрьской революции 1917 года в гражданскую войну завод был разграблен, но в 1922 году по решению советского правительства о возрождении пивоваренной отрасли началось его восстановление. В годы Великой Отечественной войны пивоварение на заводе потеснили сушильное и мельничное производства - для фронта сушили картофель, лук, грибы, варили варенья. После войны в 1950-60 годы завод был модернизирован [3]. Однако в перестроечное время производство пива было прекращено, а само здание было заброшено. В течение нескольких лет здание не эксплуатировалось, не отапливалось, строительные конструкции подвергались интенсивному температурно-влажностному воздействию, техническое состояние конструкций не контролировалось (рисунок 1.2).

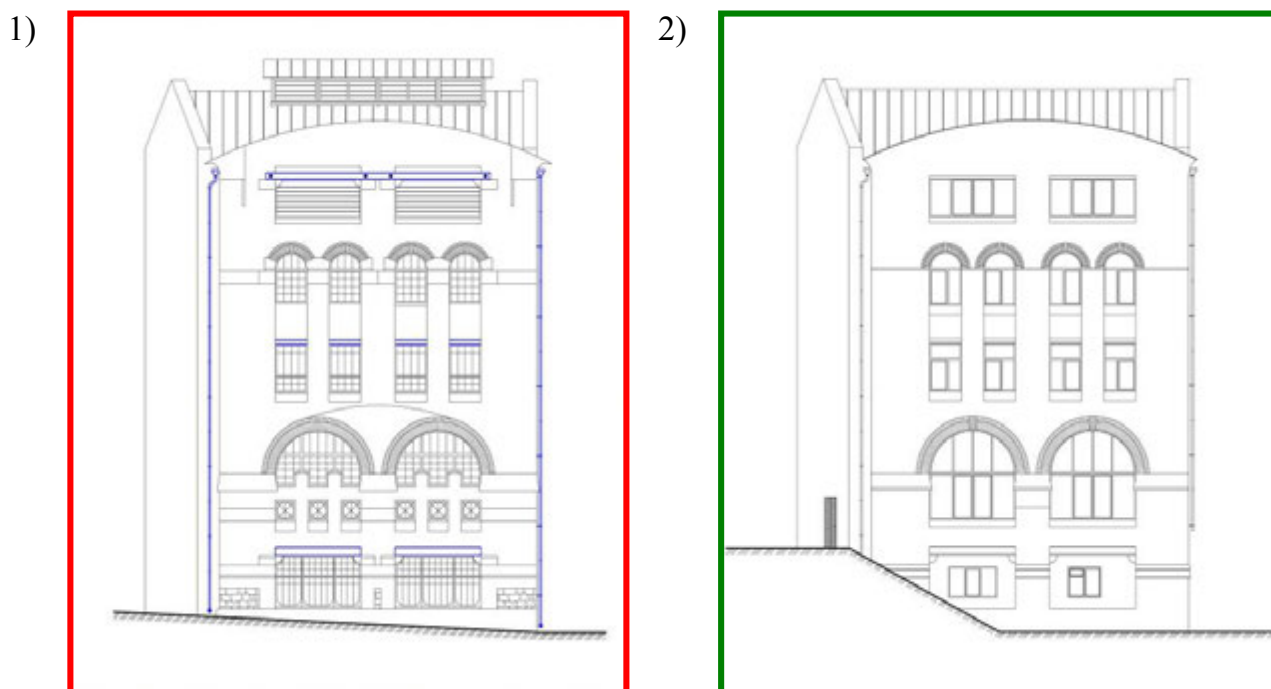


Рисунок 1 – Здание варочного цеха бывшего пивоваренного завода купцов Ермолаевых: 1) первоначальный архитектурный облик главного фасада здания; 2) главный фасад не эксплуатируемого здания в настоящее время

Комплексные инженерные обследования здания с учетом требований нормативной [4-8] и рекомендаций специальной технической литературы [9-19] были выполнены летом 2009 года в связи с планировавшейся реконструкцией здания варочного цеха в гостинично-ресторанный комплекс «Ермолаев», предусматривающей увеличение объема за счет: 1) надстройки существующего здания на 1 этаж и 2) возведения пристроя к существующему зданию.

В ходе исследований было установлено: здание 5-этажное (включая цокольный этаж), кирпичное (рисунок 2а, 2б), с неполным встроенным металлическим каркасом, компактной трапецеидальной (близкой к прямоугольной) формы в плане (рисунок 2в), с деревянным чердачным перекрытием и с междуэтажными перекрытиями из сводов Монье, выполненных по стальным двутавровым балкам. Размеры здания в плане: ширина — 14,1 м, длина — 15,2 м по главному фасаду и 18,30 м по дворовому. Высота надземной части здания 22,8 м.

Основными несущими конструкциями являются наружные и внутренняя кирпичные стены с металлическим каркасом внутри здания. Стены выполнены из обыкновенного глиняного кирпича пластического прессования на цементном растворе с добавлением извести. Наружные стены переменной по высоте толщины: от 1080, 1090, 1130 и 1140 мм в цокольном этаже до 580-630 мм на 4-ом этаже. Внутренняя поперечная стена также переменной по высоте толщины - от 880 мм в цокольном этаже до 640 мм на 4-ом этаже. Наружные стены оштукатурены снаружи и изнутри.

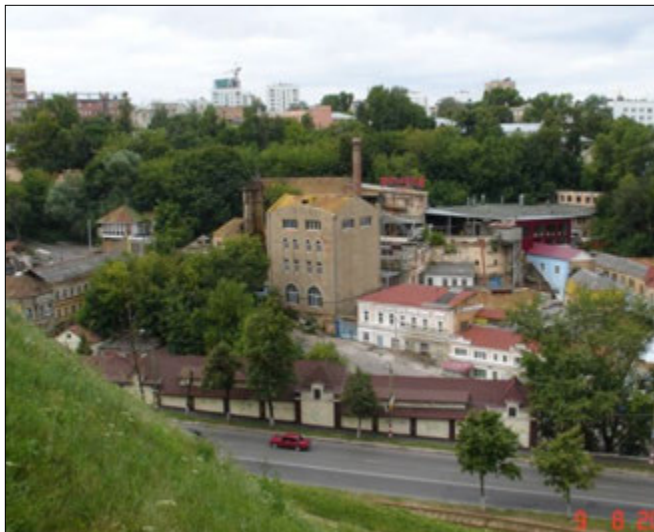
Стены здания опираются на ленточные фундаменты. Материал фундаментов - кладка из обыкновенного глиняного кирпича на цементном растворе с добавлением извести. Глубина заложения ленточных фундаментов 2,29-2,38 м от уровня пола цокольного этажа.

Встроенный металлический каркас выполнен из прокатной стали, принятой по «Русскому сортаменту» [20]. Колонны клепаные, составного сечения из двух швеллеров и продольных стальных листов. Балки, ориентированные вдоль оси «Б», неразрезные из спаренных двутавров.

Колонны каркаса опираются на столбчатые фундаменты, выложенные из обыкновенного глиняного кирпича на цементном растворе с добавлением извести. Глубина заложения столбчатых фундаментов 1,72 м от уровня пола цокольного этажа.

Междуэтажные перекрытия - кирпичные своды, выложенные по стальным прокатным двутавровым балкам, опираются на продольные кирпичные стены и на стальные продольные балки, опирающиеся, в свою очередь, на стальные колонны и поперечные несущие стены.

а)



б)



в)

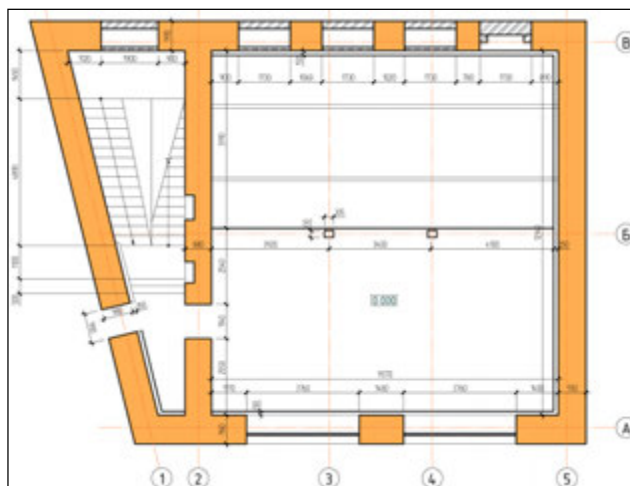


Рисунок 2 – Здание на улице Почаинской, 17
а) общий вид здания с Кремлёвского холма; б) общий вид с торцевой стены, ориентированной по оси «5»; в) план 1-го этажа

Снижению пространственной жесткости здания и, следовательно, увеличению его чувствительности к неравномерным деформациям грунтового основания способствуют:

а) использование внутри здания в качестве несущих конструкций отдельно стоящих колонн;

б) отсутствие монолитных железобетонных поясов жесткости замкнутых по контуру несущих стен здания;

в) большие по площади оконные проёмы первого этажа;

г) отсутствие арматурных сеток в кладке стен и простенков;

д) кирпичные фундаменты, опирающиеся на неоднородное по составу и физико-механическим свойствам естественное грунтовое основание, подвергающееся интенсивному насыщению водой весной и осенью.

ОпираНИЕ металлических балок чердачного и междуэтажных перекрытий непосредственно на кирпичную кладку стен без опорных распределительных подушек привело к концентрации напряжений в поперечных стенах, к их перегрузке и, как следствие, к образованию в них сквозных вертикальных трещин, рассекающих стены по всей высоте (рисунок 3). Со временем эта ситуация значительно ухудшилась из-за разрушения стальных колонн первого этажа коррозией.

Обследованием металлических конструкций было установлено, что колонны стального каркаса, расположенные на пересечении координационных осей «3»/«Б» и «4»/«Б» (рисунок 2в), клепаного сечения состоящего из двух швеллеров №30 и стальных листов толщиной 12 мм. В поперечных сечениях, расположенных на высоте 1,7 м над уровнем перекрытия цокольного этажа, колонны полностью разрушены коррозией (рисунок 4). Величина потери площади поперечного сечения колонн составляет 70...90 %.

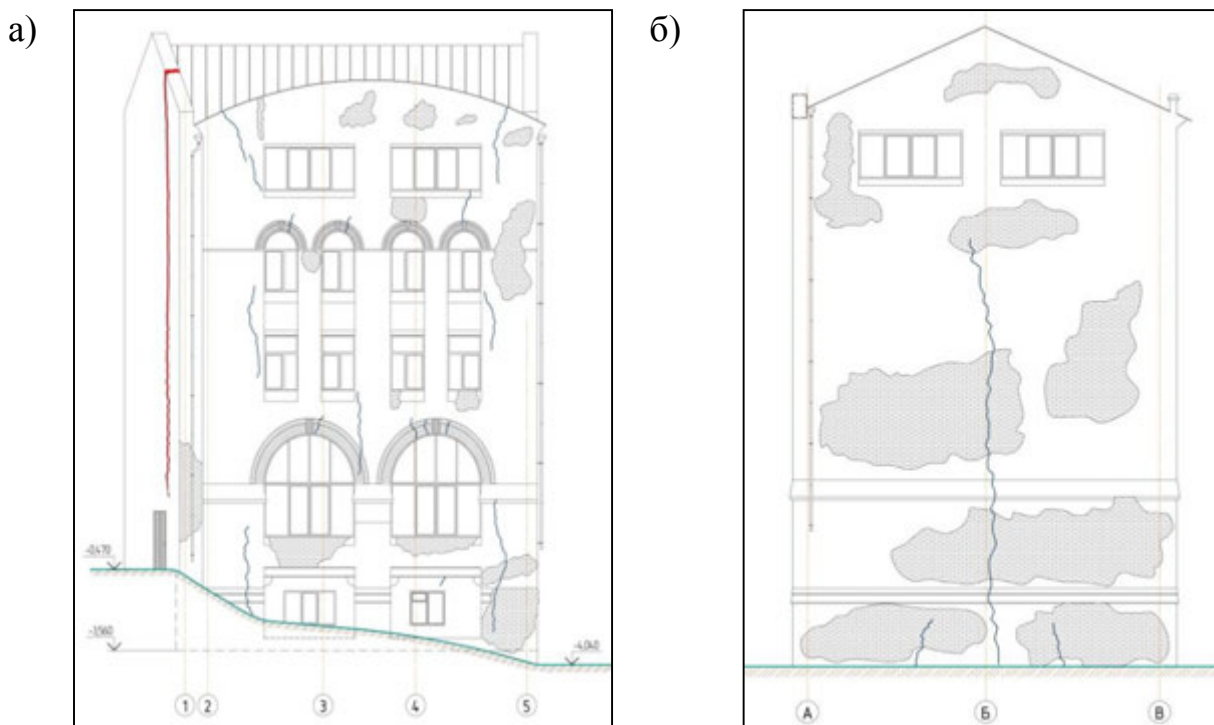


Рисунок 3 – Схемы расположения дефектов и повреждений в наружных стенах а) в стене главного фасада; б) в торцовой стене. Вертикальные трещины с раскрытием до 12-15 мм, рассекают стены по всей высоте

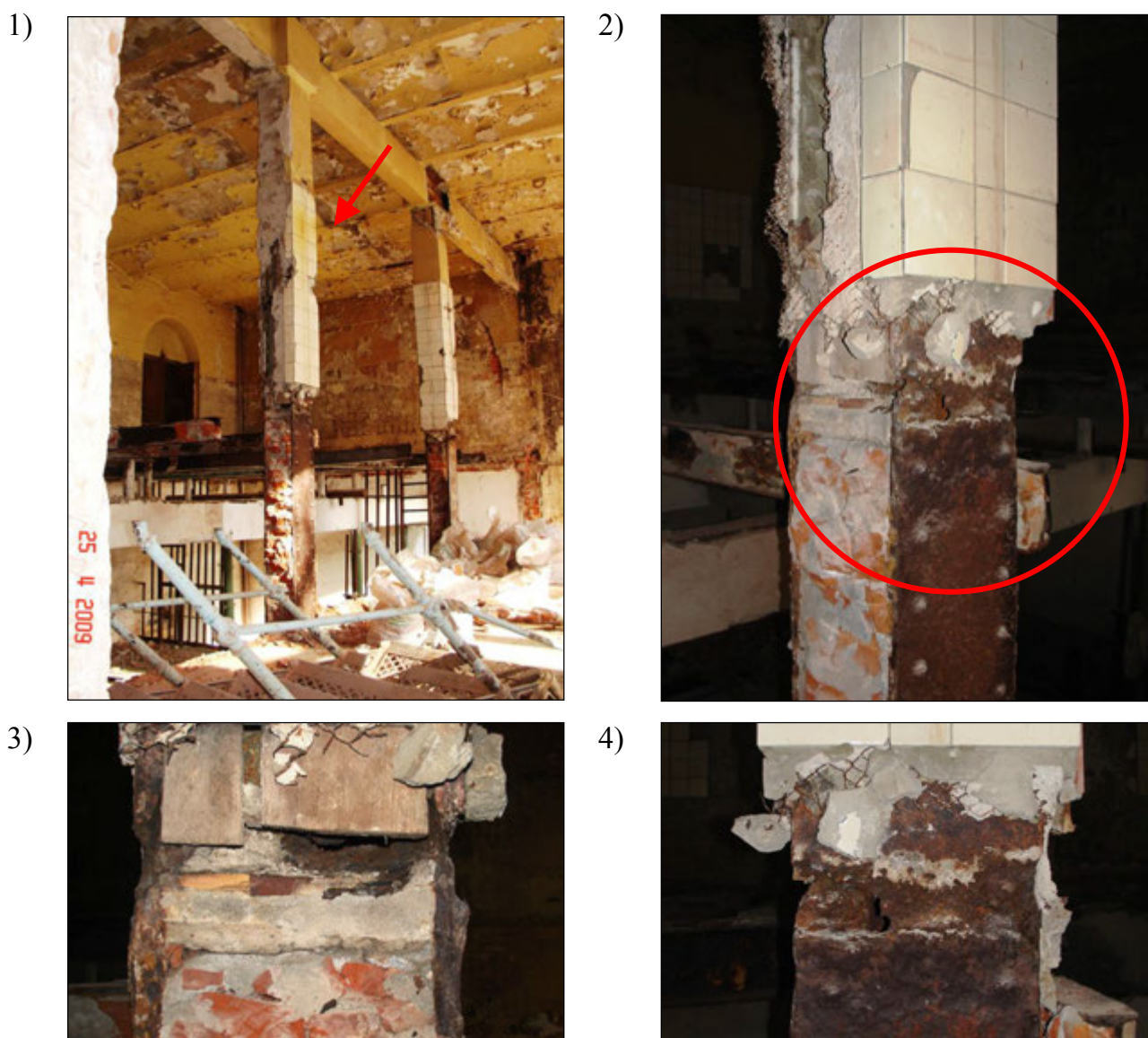


Рисунок 4 – Разрушение металлических колонн каркаса коррозией:

1) металлические колонны на 1-ом этаже здания, расположенные на координатных осях «Б»/«3» и «Б»/«4»; 2) колонна, расположенная на пересечении осей «Б»/«3»; 3) отверстие, образовавшееся в стенке швеллера, в результате разрушения металла коррозией; 4) разрушенный сквозной коррозией накладной лист колонны

Компьютерным конечно-элементным моделированием [21] совместной работы строительных конструкций надземной части здания (рисунок 5, 6) было установлено, что разрушение стальных колонн 1-го этажа коррозией (на 70-90% площади поперченного сечения) привело к изменению схемы работы всего здания:

- 1) металлического каркаса;
- 2) сводчатых междуэтажных перекрытий 1-4 этажей;
- 3) несущих стен здания.

Перекрытия в значительной мере стали работать как опертые по контуру наружных стен, ориентированных по осям «А», «5», «В», и внутренней стены, ориентированной по оси «2». При этом:

1. Значительно (на величину до 50%) возросли сосредоточенные нагрузки от междуэтажных перекрытий, передаваемые металлическими балками каркаса, смонтированными вдоль оси «Б», на поперечные стены, ориентированные по осям «2» и «5» (рисунок 7);

2. В такой же степени возросли нагрузки, передаваемые на простенки наружных продольных стен, ориентированных по осям «А» и «В» (рисунок 7), и особенно на простенки 1-го и цокольного этажей наружной стены главного фасада.

Обрушение конструкций не произошло лишь благодаря совместной пространственной работе не разрушенных элементов каркаса: колонн 2-4-го этажей, главных неразрезных продольных металлических балок и жестких междуэтажных перекрытий из сводов Монье.

Увеличение нагрузки на простенки цокольного и 1-го этажа, расположенные в осях «А»/«2»-«3», привело к развитию дополнительной неравномерной осадки грунтового основания и к образованию в стене главного фасада симметричных, относительно простенков, сквозных трещин (рисунок 3).

Чрезмерные сосредоточенные нагрузки, передающиеся на поперечные стены через главные балки металлического каркаса, наряду с податливостью грунтового основания, привели к дополнительным неравномерным осадкам и, как следствие, к образованию трещин в поперечных стенах здания.

Таким образом, было установлено, что причиной деформации здания и образования в стенах трещин являются неравномерные осадки грунтового основания.

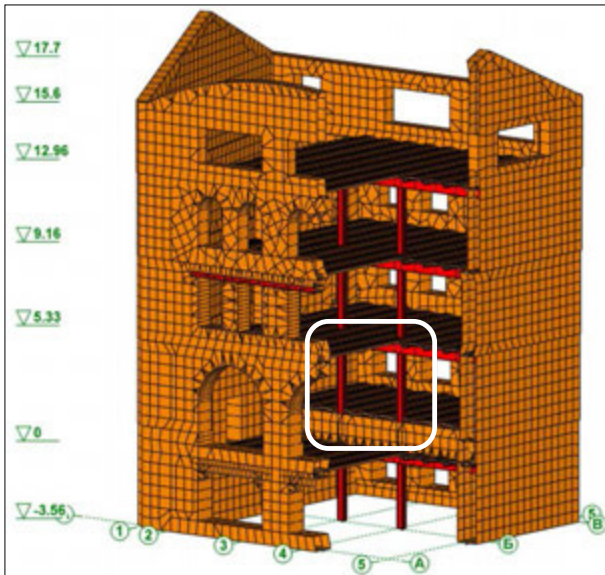


Рисунок 5 – Расчётная схема №1. Конечно-элементная модель здания до разрушения стальных колонн 1-го этажа

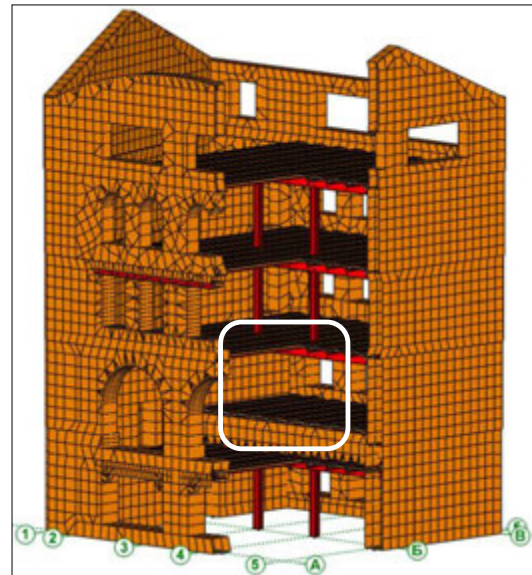
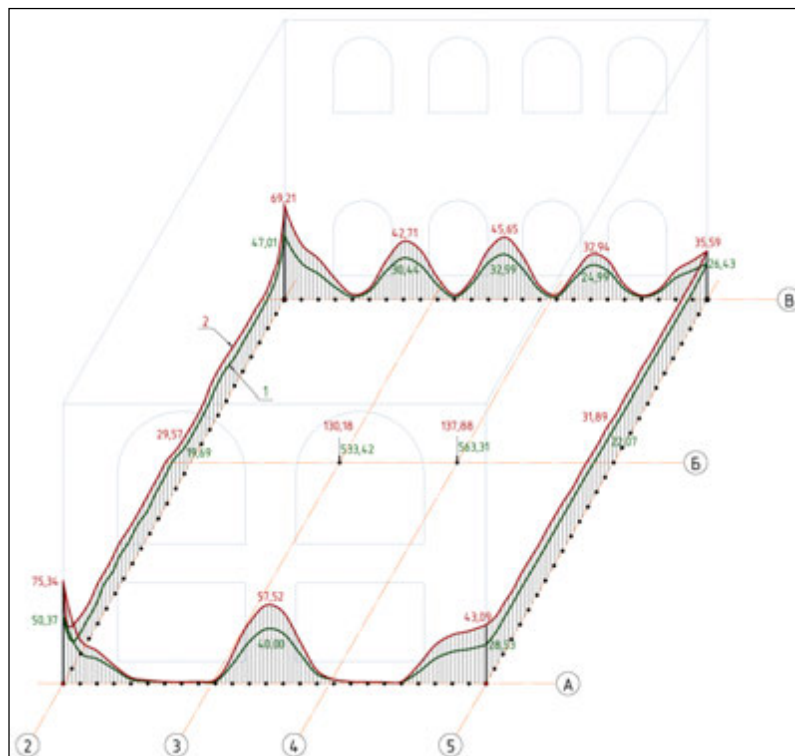


Рисунок 6 – Расчётная схема №2. Конечно-элементная модель здания после разрушения стальных колонн 1-го этажа



**Рисунок 7 – Эпюры распределения вертикальных нагрузок в наружных стенах здания от междуэтажных перекрытий в уровне пола цокольного этажа:
1 - эпюра до аварийного состояния колонн;
2 - эпюра после аварийного состояния колонн**

Однако причиной развития неравномерных осадок явилось не ухудшение прочностных и деформационных свойств грунтового основания, а изменение конструктивной схемы здания и перераспределение нагрузок, передающихся на стены в результате разрушения коррозией колонн металлического каркаса на первом этаже здания.

Сложившаяся к моменту выполненных обследований ситуация на объекте являлась аварийной, в результате которой могло произойти обрушение междуэтажных перекрытий и возможно всего здания. В связи с этим все работы по подготовке здания к реконструкции были приостановлены, вплоть до ликвидации аварийной ситуации.

После устройства временных поэтажных металлодеревянных конструкций подкреплений перекрытий (рисунок 8), были выполнены работы по усилению колонн поврежденных коррозией (рисунок 9).



Рисунок 8 – Конструкции подкрепления стальной колонны 1-го этажа, на пересечении осей «Б»/«3»

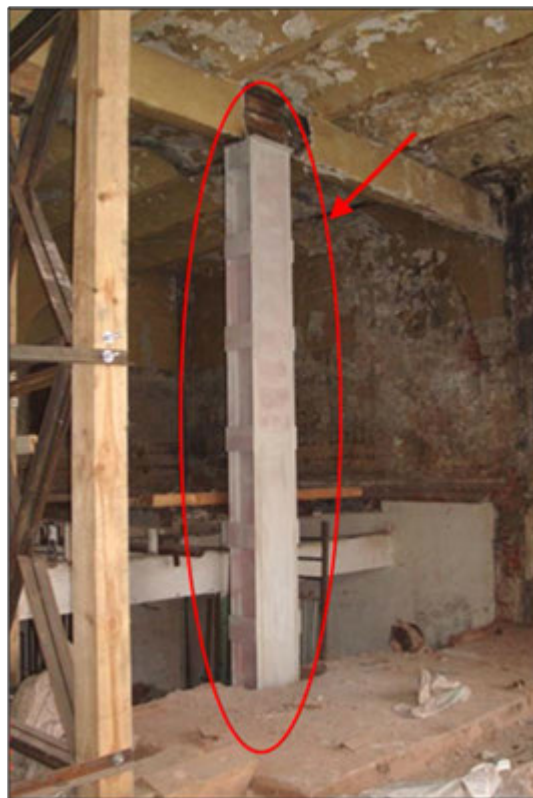


Рисунок 9 – Усиленная колонна 1-го этажа, расположенная на пересечении осей «4»/«Б»

Результаты выполненных исследований (инженерно-геологические изыскания [22], обмерные работы, исследования прочности строительных материалов и конструкций, поверочные расчёты строительных конструкций, грунтового основания и фундаментов) послужили основой для эскизной проработки различных вариантов архитектурно-планировочного решения реконструкции здания. Из многочисленных вариантов архитектурного облика главного фасада гостинично-ресторанного комплекса был выбран вариант, выполненный в стиле промышленный модерн (рисунок 10).

По проекту здание гостинично-ресторанного комплекса «Ермолаев» состоит из 2-х частей, отделенных друг от друга осадочным деформационным швом, а именно: 1) из существующего здания, построенного в 1908 году и 2) пристраиваемого здания. Для удобного функционального зонирования помещений предложено размещение в существующей исторической части - ресторанов, а в пристраиваемой - гостиницы.

Проект реконструкции предусматривает надстройку существующего здания на один этаж, что влечет за собой увеличение нагрузки на ленточные фундаменты, опирающиеся на естественное грунтовое основание. В этом случае несущая способность грунтового основания оказывается недостаточной для восприятия передающейся на него нагрузки.

Поэтому проектом предусмотрено усиление существующих фундаментов и грунтового основания подведением под ленточные фундаменты поперечных стен многосекционных вдавливаемых свай «МЕГА», объединяющихся в единый конструктивный элемент монолитным железобетонным ростверком, в результате чего образуется свайно-грунтовая конструкция - диафрагма.

Пристраиваемое здание - 5-этажное, кирпичное, с поперечными несущими стенами, опирающимися на свайные фундаменты с однорядным расположением железобетонных призматических свай сечением 300x300 мм длиной 8,0 м, погружаемых вдавливанием в грунтовое основание с минимальным шагом 0,9 м (рисунок 11, 12). При расположении свай таким образом формируется диафрагма, состоящая из свай и уплотнённого межсвайного грунта, который включается в работу при передаче на фундамент горизонтальных нагрузок от оползневого и ветрового давления. Такая конструкция, воспринимая нагрузки от здания, выполняет функции подпорного сооружения и не препятствует фильтрации грунтовых вод.



Рисунок 10 – Гостинично-ресторанный комплекс «Ермолаев» - реконструкция здания бывшего пивоваренного завода купцов Ермолаевых в Нижнем Новгороде: 1...4 - эскизные варианты представления главного фасада; 5-главный фасад (основной вариант)

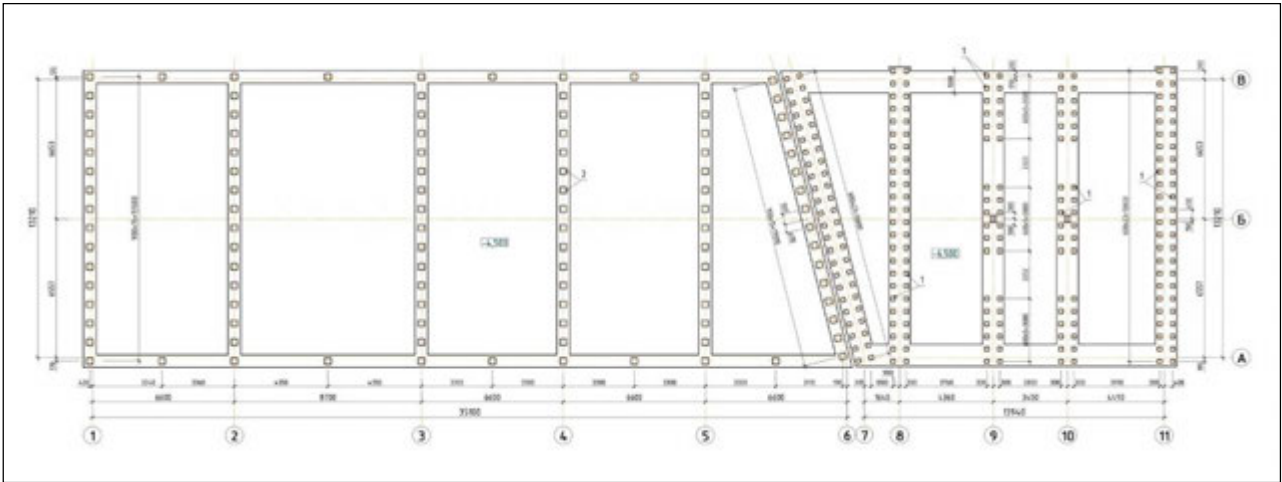


Рисунок 11 – Схема расположения элементов свайных фундаментов – диафрагм

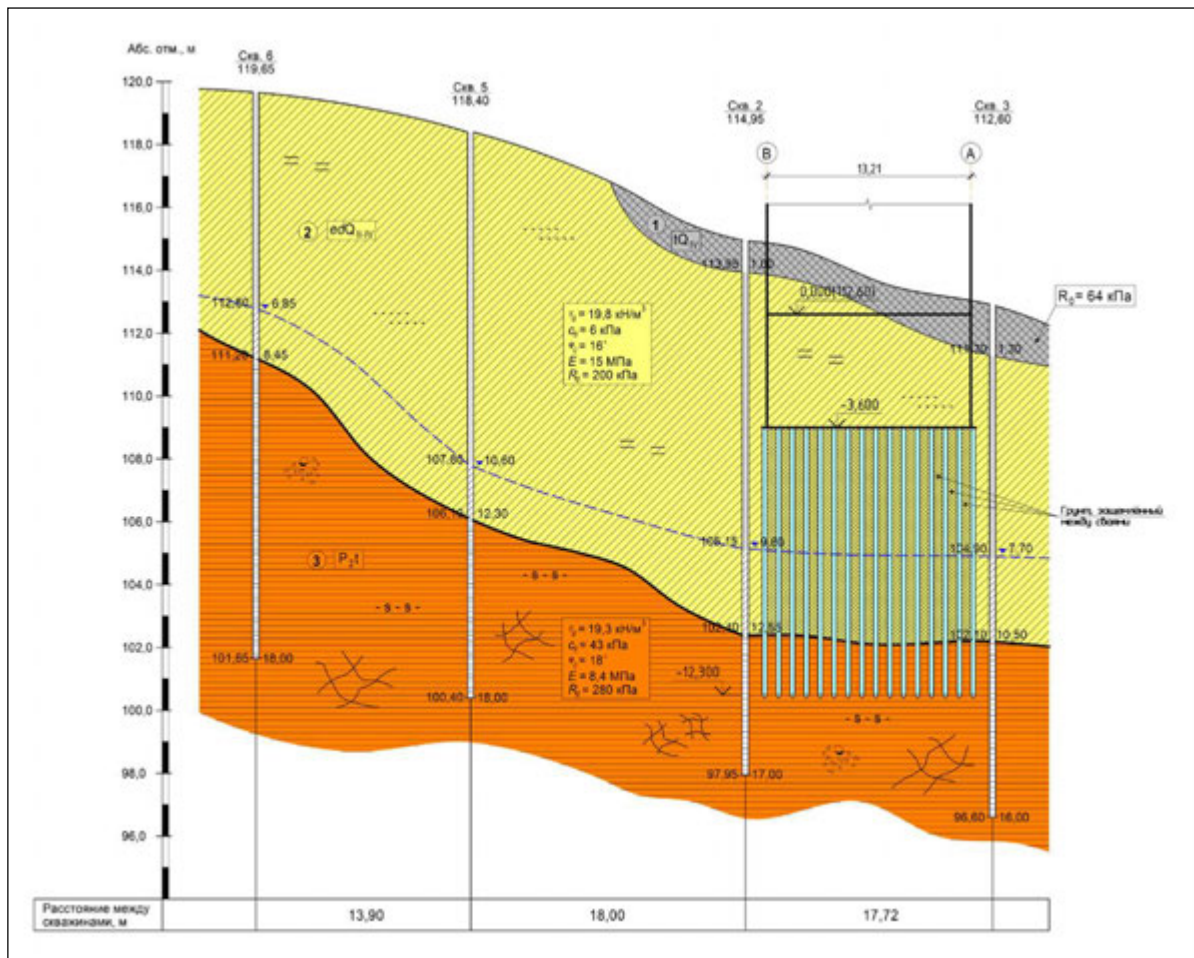


Рисунок 12 – Инженерно-геологический разрез присклоновой территории левого борта Почаинского оврага, на которой расположено здание бывшего пивоваренного завода купцов Ермолаевых (1 – насыпной грунт, 2 – суглинок, 3 – глина мергелистая)

За счёт этого удастся в значительной степени снизить барражный эффект, и отказаться во многих случаях от устройства сложных и дорогостоящих подпорных сооружений и дренажных систем.

Эффективность предлагаемого конструктивного решения фундаментов используемого в качестве подпорного сооружения, воспринимающего вместе с вертикальными и горизонтальные нагрузки, была подтверждена специальными экспериментальными исследованиями моделей фундаментов, состоящих из линейно расположенных призматических свай, погруженных в грунтовый массив природного сложения [23].

ЛИТЕРАТУРА

1. ЦАНО. Чертежи на постройку каменного пятиэтажного здания пивоваренного завода наследников А.Ф. Ермолаева, расположенного по адресу: г. Нижний Новгород, ул. Почаинская, 17, литер «Е». – Центр. архив Нижегород. обл. Ф. 5. Оп. 50. Д. 18452. Л. 1-22.
2. Лисицына А.В. Лысковский пивоваренный завод – памятник архитектуры эпохи модерна // Приволжский научный журнал. - 2007. - №2. - С. 80-87.
3. Про пиво Российской Империи [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <http://www.rupivo.ru>.
4. ГОСТ 5272-68*. Коррозия металлов. Термины. – Взамен ГОСТ 5272-50 : введ. 01.01.69. – М, 1968. – 12 с.
5. СП 13-102-2003. Свод правил. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – Введ. 21.08.2003. – М, 2003.
6. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России. 2011. – 81 с.
7. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*.-Введ.01.01.2013.- 73 с.
8. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная версия СНиП 2.02.01-83* : утв. Минрегион России 28.12.2010 №823 : дата введ. 20.05.2011. – М, 2011. – 166 с.
9. Бедов А.И., Сапрыкин В.Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: Учебное пособие.-М.: Изд-во АСВ, 1995. 192 с.
10. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений.- СПб: Издат. дом KN+, 2001. 140 с.
11. Калинин А.А. Обследование, расчет и усиление зданий и сооружений: Учебное пособие.- М.: Изд-во АСВ, 2004.160 с.

12. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учебное пособие.-М.: Изд-во АСВ, 2004. 240 с.
13. Ремнев В.В., Морозов А.С., Тонких Г.П. Обследование технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений: Учебное пособие для вузов ж.-д. транспорта.- М.: Маршрут, 2005. 196 с.
14. Фадеева Г.Д., Железняков Л.А. Обследование строительных конструкций: виды и методы измерения деформаций здания // Новый университет. Серия: Технические науки, 2013. № 11-12 (21-22). С. 82-84.
15. Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д., Кукушкина Г.А., Черненко Е.В. Техническое обследование строительных конструкций комплекса производственных зданий // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014. № 7 (22). С. 194-217.
16. Улыбин А.В. О качестве инструментального обследования зданий / Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: Сборник материалов Международной науч. конф.-М.: Изд-во МГСУ, 2015. С. 222-228.
17. Tenžera, D., Puž, G., Radič, J. Visual inspection in evaluation of bridge condition // Gradjevinar, 2012 64 (9). pp. 717-726.
18. Binda, L., Cantini, L., Tedeschi, C. Diagnosis of historic masonry structures using Non-Destructive techniques RILEM Bookseries 6, 2012 pp. 1089-1102.
19. Reichling, K., Raupach, M., Broomfield, J., (...), Taché, G. Full surface inspection methods regarding reinforcement corrosion of concrete structures (2013) Materials and Corrosion, 64 (2). pp. 116-127.
20. Зубовъ, И.М. Моменты инерции и другие элементы сечъний частей металлических фермъ. Издание 2-е, исправленное и дополненное. Часть 1. Русский сортимент. М. Типолиотографія В.Рихтеръ, 1904.-143 с.
21. Вычислительный комплекс SCAD / Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. – М.: СКАД СОФТ, 2009. – 656 с.
22. Технический отчет: «Реконструкция 5-этажного здания на ул. Почаинская, д.17 Нижегородского района г. Нижнего Новгорода». Шифр объекта №026-09. Инженерно-геологические изыскания. ООО «ГЕОСЕРВИС». Кстово. 2009 г.
23. Григорьев Ю.С., Фатеев В.В. Исследование работы свайных противооползневых конструкций с линейным однорядным расположением призматических свай // 15-й Международный научно-промышленный форум «Великие реки – 2013». - Н.Новгород: ННГАСУ, 2013. С. 164-167.

RESULTS OF INSPECTION AND VARIANTS OF RECONSTRUCTION OF THE MERCHANTS YERMOLAYEV IN NIZHNY NOVGOROD

Grigoriev Yuri Semenovich, candidate of technical sciences,
associate professor

Fateev Valeriy Valerievich, engineer
(Nizhniy Novgorod State University of Architecture and civil Engineering,
Nizhny Novgorod)

ABSTRACT

A great number of buildings which are not operated at present undergo reconstruction and are converted into more relevant structures. An example of this is the reconstruction of the brewhouse of the former brewery which belonged to the merchant family Yermolaev in Nizhny Novgorod into the hotel-restaurant complex, providing: 1) the superstructure of the existing building on the 1st floor with a structural reinforcement of strip foundations; 2) the construction of additional building on the foundations in the form of pile-ground aperture of lined up prismatic piles.

The existing building which was in poor condition, made the implementation of the reconstruction project impossible. Therefore, at the preliminary stage a complex engineering survey of the building and finite element modeling of joint work of construction designs of buildings and subgrade were carried out. As a result, the true causes of deformation and fracture structures of the building were revealed, which enabled the engineers to formulate sound engineering decisions on elimination of emergency situation with minimum costs and in the shortest possible time.

Keywords: emergency condition, finite element analysis, deformations, the soil basis, destruction, strengthening, reconstruction.

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ ЕЕ СМЯТИИ В ОТВЕРСТИЯХ КРЕСТООБРАЗНЫМИ ВИТЫМИ НАГЕЛЯМИ

Жаданов Виктор Иванович¹, д.т.н., профессор
Аркаев Максим Александрович¹, преподаватель
Афанасьев Владимир Емельянович², к.т.н., доцент
(¹Оренбургский государственный университет, Оренбург;
²Сибирский федеральный университет, Красноярск)

АННОТАЦИЯ

В процессе эксплуатации деревянных конструкций зачастую возникает необходимость их восстановления и усиления. При выполнении таких работ распространено использование механических соединительных связей нагельного типа. На пути совершенствования традиционных типов связей, имеющих ряд недостатков, были разработаны витые крестообразные стержни. Однако использование указанных стержней требует их всестороннего анализа. Одной из задач является исследование напряженно-деформированного состояния древесины при ее смятии в отверстиях нагелями витой формы крестообразного поперечного сечения. Ввиду достаточно сложной формы, как самого нагеля, так и ответного паза в массиве, задача решена при помощи численных исследований в модуле Static Structural программного комплекса Ansys WorkBench.

Приведен алгоритм создания твердотельных трехмерных моделей деревянного бруса и нагелей различного типа. Указаны особенности разбиения модели на конечные элементы, задания характеристик материалов и условий контакта. Приведен сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния древесины при ее смятии нагелями круглого поперечного сечения, крестообразных нагелей прямолинейной и витой форм. Получены результаты, позволяющие определить значение сопротивления древесины смятию R_{CM} в отверстиях, образованных витыми крестообразными нагелями различного диаметра.

Ключевые слова: древесина, смятие, нагель, крестообразное сечение, витая форма.

Введение

В течение жизненного цикла деревянных конструкций зданий и сооружений различного назначения зачастую возникает необходимость их восстанов-

ления или усиления. Связано это, прежде всего, с тем, что во время эксплуатации воздействие различных факторов приводит к снижению их эксплуатационной надежности и долговечности. Кроме того, необходимость усиления конструкций может возникнуть и вследствие увеличения действующих на них нагрузок [1, 2, 3, 4, 5].

Анализ трудов и работ в исследуемой области показал, что зачастую проведение работ по усилению сопряжено с использованием различных типов механических соединительных связей. В настоящее время наиболее распространены связи нагельного типа, такие как цилиндрические нагели (металлические и деревянные), болты, штифты, винты, шурупы, гвозди, при этом они имеют ряд существенных недостатков [6, 7]. На пути совершенствования существующих механических связей в ОГУ были разработаны стальные стержни крестообразного поперечного сечения витой формы.

Использование нового типа связей требует их всестороннего анализа, а также внесения коррективов в существующие методики расчета и конструирования. Одной из задач, требующей решения, является исследование напряженно-деформированного состояния древесины при ее смятии в отверстиях нагелями витой формы крестообразного поперечного сечения.

Объект исследования

Древесина, подвергающаяся смятию в отверстиях, образованном нагелями крестообразного поперечного сечения витой формы.

Цель исследования

Определение зависимости между сопротивлением древесины сжатию и ее смятием в отверстиях жестким крестообразным штампом витой формы.

Методика исследования

В работе использована численная методика, реализованная в модуле Static Structural программного комплекса Ansys WorkBench.

Результаты исследований

Работа древесины на смятие в отверстиях характеризуется сложным распределением напряжений по контуру отверстия и в деревянных элементах в целом. Этому вопросу посвящены многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, наиболее значительные из которых были проведены в

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко учеными В.М. Коченовым и А.В. Леняшиным, в ВИАМ Г. Мухиным и Л. Бахманом [8, 9, 10]. Особо следует отметить труды Дмитриева П.А. [11, 12, 13], в которых он исследовал напряженно-деформированное состояние древесины при ее смятии жесткими цилиндрическими штампами.

В.Н. Шведовым [14, 15, 16] было экспериментально доказано влияние ориентации ребер крестообразных нагелей по отношению к волокнам на фактическую работу древесины при ее смятии в отверстии. Следует отметить, что В.Н. Шведовым рассматривались прямолинейные нагели, в которых ориентация ребер была одинакова по всей их длине.

Особенностью витых крестообразных нагелей является то, что ориентация ребер по отношению к волокнам по их длине изменяется (рисунок 1).



Рисунок 1 – Общий вид витого крестообразного стержня

Изменение ориентации ребер по длине нагеля, несомненно, оказывает влияние на напряженно-деформированное состояние древесины при ее смятии в отверстии, образованном жестким крестообразным штампом витой формы. Некоторые аспекты смятия древесины витыми крестообразными нагелями были рассмотрены в работе Г.А. Столповского [17], однако исключительно при выдергивании нагеля из массива древесины. Необходимо так же отметить, что Г.А. Столповским были определены и исследованы оптимальные параметры витых нагелей крестообразного поперечного сечения, которые были использованы при проведении исследований данной работы [17, 18]

Существующие в настоящее время данные не позволяют в полном масштабе использовать предложенные нагели как при проектировании новых, так и при усилении существующих деревянных конструкций. Какие-либо численные и экспериментальные исследования напряженного состояния древесины при ее смятии в отверстиях жесткими крестообразными штампами витой формы не проводились.

Принимая во внимание достаточно сложную форму, как самого нагеля, так и ответного паза в массиве, исследование напряженно-деформированного состояния древесины при ее смятии в отверстиях жесткими штампами витой формы крестообразного поперечного сечения производилось при помощи программного комплекса Ansys WorkBench в модуле Static Structural. Моделирование выполнялось по следующим этапам: создание трехмерной модели, состоящей из деревянного элемента и нагеля; задание физико-механических характеристик элементов; задание условий контакта древесины и нагеля; разбиение модели на конечные элементы; задание силовых факторов.

Для создания пространственной геометрии элементов наиболее рациональным будет использование систем автоматизированного проектирования, предназначенных для создания 3D моделей – CAD система. В настоящей работе использовалась программа Компас 3D группы компаний Аскон.

При построении расчетных моделей нагелей и деревянного бруса достаточно следующих операций: создание эскиза контура; выдергивание; кинематическая операция. Используя выше перечисленный функционал, были созданы геометрические трехмерные модели деревянного бруса (рисунок 2) и нагелей, различного типа. После создания моделей отдельных элементов в режиме сборки из них были созданы трехмерные твердотельные сборочные единицы.

При задании физико-механических характеристик деревянного бруса необходимо учитывать тот факт, что древесина, как материал, является ортогонально анизотропным. Для этого в программном комплексе Ansys описание поведения массива деревянного элемента выполнялось с использованием модели материала Orthotropic Elasticity, при этом все значения характеристик заполнялись в соответствии с матрицей податливости, приведенной ниже:

$$[D]^{-1} = \begin{bmatrix} 1/E_y & -\nu_{zy}/E_y & -\nu_{xy}/E_y & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{yz}/E_z & 1/E_z & -\nu_{xz}/E_z & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{yx}/E_x & -\nu_{zx}/E_x & 1/E_x & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{zx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yx} \end{bmatrix}, \quad (1)$$

В формуле (1): E – модуль упругости; G – модуль сдвига; μ – коэффициент Пуассона. Индексы соответствуют координационным осям на рисунке 2.

По результатам натурных испытаний вводились значения физико-механических характеристик древесины сосны 2 сорта: модуль упругости вдоль волокон – 10 000МПа, модуль упругости поперек волокон – 400МПа, коэффициент Пуассона поперек волокон – 0,45, коэффициент Пуассона вдоль волокон – 0,018, модуль сдвига вдоль и поперек волокон – 500МПа.

При моделировании деревянного бруса размеры назначались в соответствии с конструктивными требованиями СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции» так, чтобы расстояния вдоль волокон от нагелей до торцов и между нагелями были не менее 15d; ширина образцов была принята 12d. Обратимся к вопросу назначения толщины деревянного бруса. Витой нагель при внедрении в массив оставляет в древесине отверстие крестообразного сечения, ориентация которого изменяется в соответствии с изменением положений ребер. Для нагеля крестообразные отверстия в зоне внедрения нагеля и в зоне его выхода из массива на расстоянии 5d одинаковы. При толщине деревянного бруса в трехмерной модели равной $c=5d$ ориентация ребер нагеля не оказывает влияния на напряженно-деформированное состояние древесины.

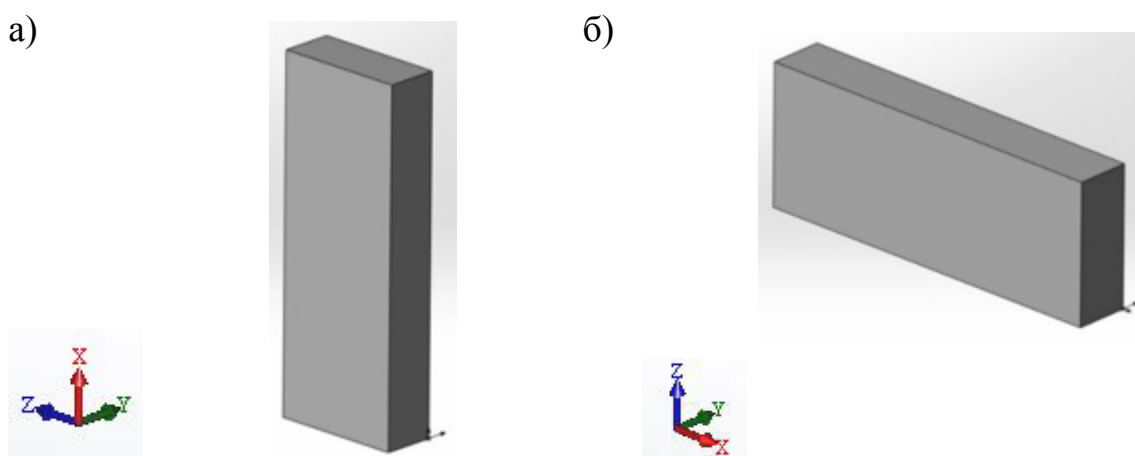


Рисунок 2 – Модель деревянного бруса:

а – при испытаниях вдоль волокон, б – при испытаниях поперек волокон

Для создания штампа нагели были смоделированы абсолютно жесткими. Таким образом, смятие древесины по всей толщине деревянного элемента происходило равномерно. При проведении исследований были использованы нагели следующих типов и размеров: цилиндрические нагели – диаметром $d=10$ мм; крестообразные нагели прямолинейной формы – габаритные размеры $d=10$ мм, толщина ребра $t=2$ мм; крестообразные нагели витой формы – габаритные размеры $d=10$ мм, толщина ребра $t=2$ мм, шаг навивки $S=20d$.

Контакт между нагелем и массивом деревянного бруса задавался с помощью встроенной карты Connections в модуле Static Structural. Тип контакта Frictionless (без трения), Penetration Tolerance (возможное проникновение одного тела в другое) имело значение 0,005 мм (рассчитывалось из условия Penetration Tolerance (min) = 1% от толщины прилегающего элемента).

Для генерации конечно-элементной сетки в программном комплексе Ansys WorkBench использовался встроенный автоматический генератор объемных сеток в модуле Static Structural.

Для твердотельного моделирования деревянного бруса были использованы объемные конечные элементы 1-го порядка тетраэдрической формы. При этом вблизи отверстия, образованного нагелем, использовалась функция призматического слоя (сгущения) Inflation, позволяющая увеличить точность расчета и контактного взаимодействия (рисунок 3). Толщина призматического слоя Maximum Thickness 0,5мм.

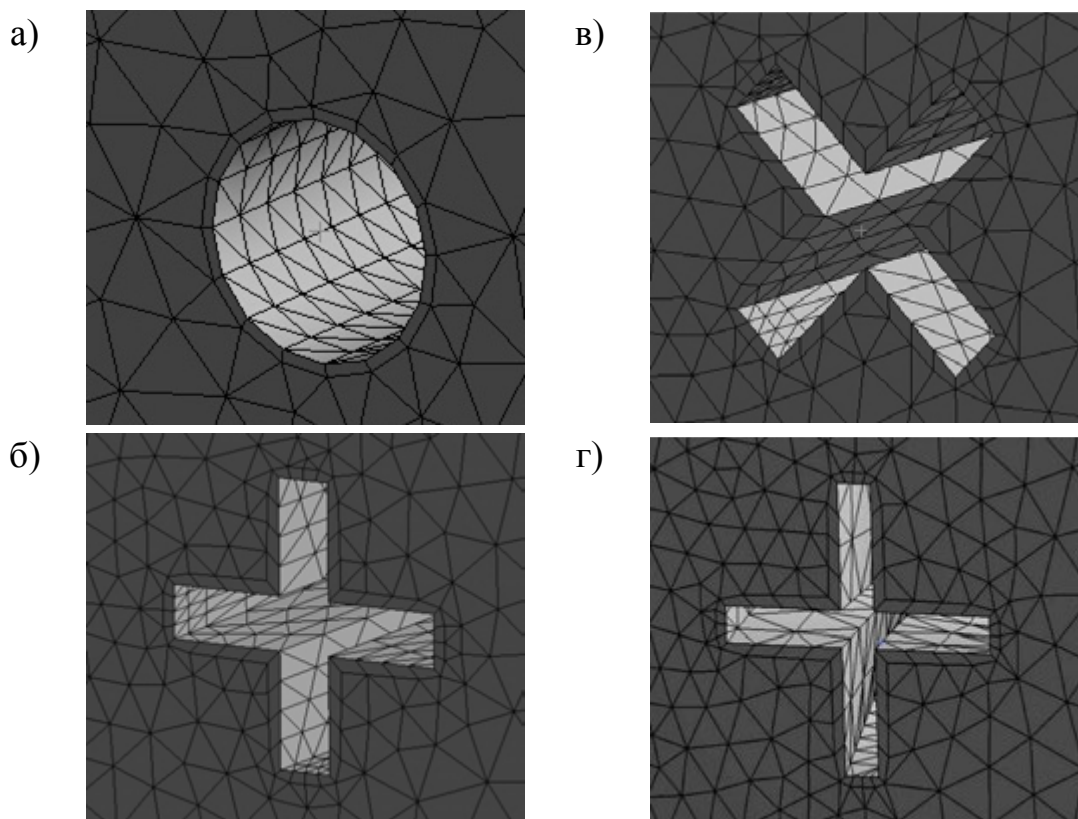
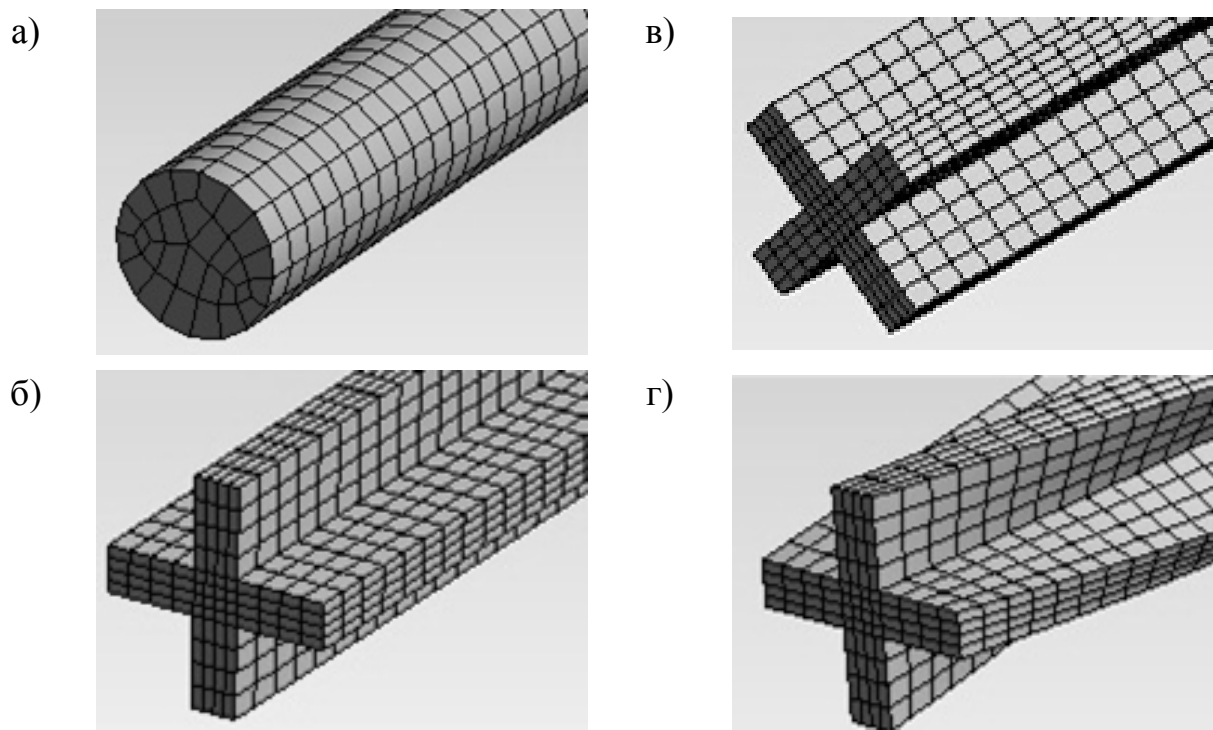


Рисунок 3 – Модель деревянного бруса после разбиения на конечные элементы вблизи отверстия, образованного нагелем: а – цилиндрическим; б – крестообразным с ориентацией ребер 0°-90°; в – крестообразным с ориентацией ребер 45°; г – витым крестообразным

При моделировании нагелей в качестве конечных элементов были использованы объемные конечные элементы формы гексаэдра. При разбиении цилин-

дрический нагелей на конечные элементы его поперечное сечение разбивалось на 16 частей (рисунок 4а). Для крестообразных нагелей прямолинейной и витой форм каждое ребро поперечного сечения по каждому направлению разбивалось на - 4 части (рисунок 4 б, в, г). По длине нагели разбивались на 100 элементов.



**Рисунок 4 – Модели нагелей после разбиения на конечные элементы:
а – цилиндрический; б – крестообразный с ориентацией ребер 0°-90°;
в – крестообразный с ориентацией ребер 45°; г – витой крестообразный**

Заключительным этапом моделирования является задание силового воздействия путем приложения нагрузки к нагелю. Нагрузку прикладывали до перемещения нагеля в массиве древесины на 1мм. Результаты сравнения несущей способности древесины при ее смятии вдоль волокон жесткими штампами различного типа приведены на рисунке 5.

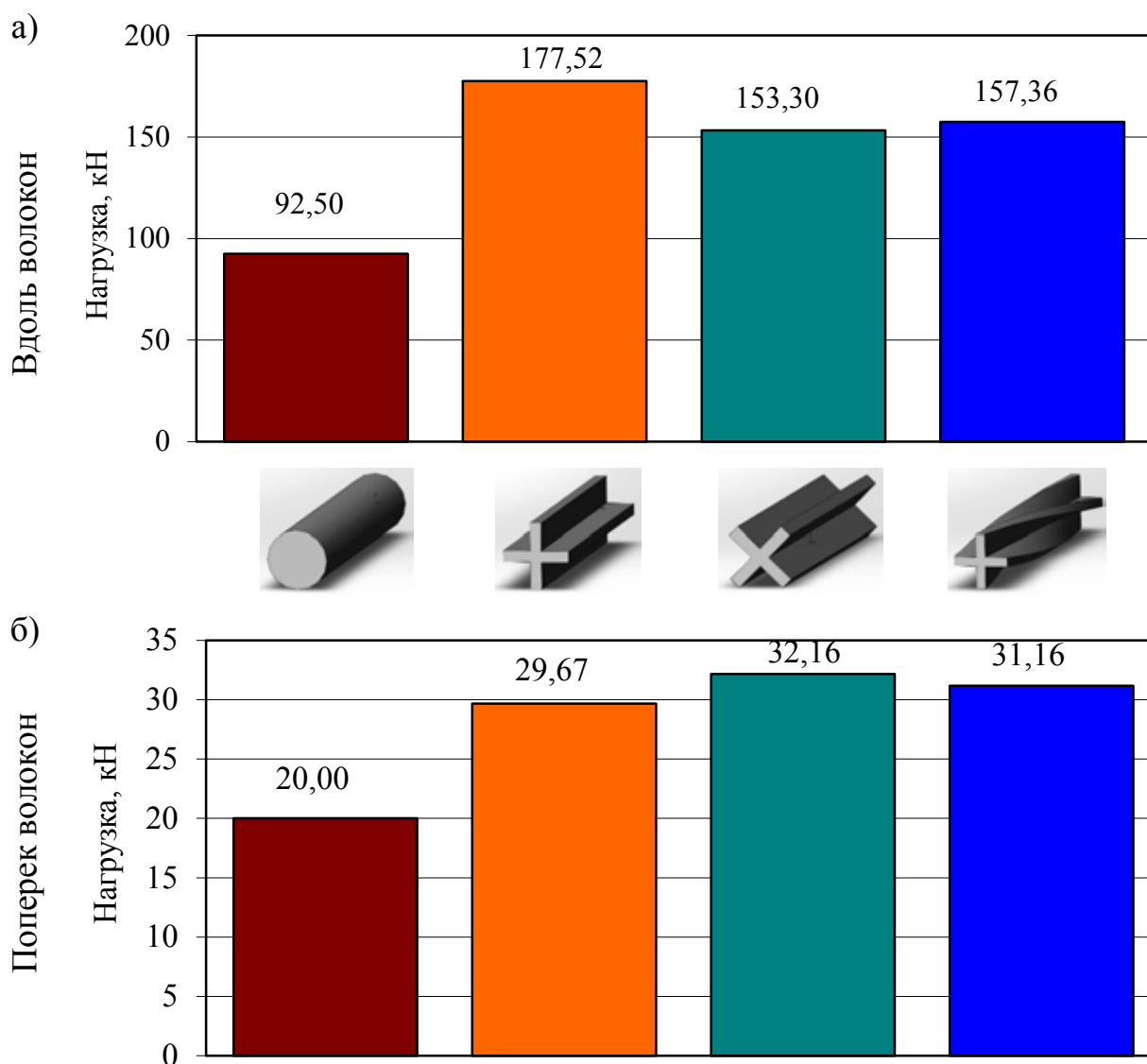


Рисунок 5 – Нагрузка для перемещения на 1мм жестких штампов $d=10\text{мм}$ различного типа в массиве древесины толщиной $5d$

Анализ результатов, приведенных на рисунке 5, показал, что при толщине деревянного бруса $c=5d$, с точки зрения смятия древесины жесткими штампами, витой крестообразный нагель занимает промежуточное положение между прямолинейным нагелем с ориентацией ребер по отношению к волокнам $\alpha=0^\circ$ (90°) и 45° . Объясняется это тем, что при витой форме нагеля положение ребер по отношению к волокнам изменяется от 0° до 45° и от 45° до 90° .

Основной задачей исследований напряженно-деформированного состояния древесины при ее смятии в отверстиях жесткими штампами витой формы крестообразного поперечного сечения заключается в получении зависимости между сопротивлением древесины при ее сжатии R_C и при ее смятии R_{CM} при различных диаметрах жесткого штампа. Для определения вышеуказанных зави-

симостей были проведены дополнительные исследования, при этом габаритные размеры витых крестообразных нагелей d приняты 10, 12, 16 и 20 мм. Толщина деревянных элементов принята $5d$.

В настоящее время указанная зависимость для цилиндрических нагелей при смятии вдоль волокон определена и экспериментально подтверждена Дмитриевым П.А.:

$$R_{CM}^{BP} = 0.8R_C^{BP} (1.1 - 0.11d), \quad (2)$$

где R_C^{BP} - временное сопротивление древесины при сжатии вдоль волокон, МПа;
 d - диаметр цилиндрического штампа, см.

При смятии древесины цилиндрическим нагелем поперек волокон:

$$R_{CM.90}^{BP} = 0.1R_C^{BP} \left(1 + \frac{2.5}{d^{0.55}} \right), \text{ МПа} \quad (3)$$

Для цилиндрических нагелей с увеличением диаметра нагеля сопротивление древесины при смятии в отверстии снижается, данная зависимость распространяется и на витые крестообразные нагели. Следует отметить, что Дмитриевым П.А. экспериментально фиксировался момент разрушения образцов и соответствующее значение нагрузки. При проведении численных исследований отследить момент разрушения технически невозможно, поэтому для анализа использовались значения условного напряжения, определенные по формуле (4).

$$\sigma_{CM} = \frac{N}{dc}, \text{ МПа} \quad (4)$$

где N – нагрузка, кН;

d – габаритные размеры штампа, см;

c – толщина деревянного бруса, см.

Данные о соотношении σ_{CM}/R_C при различных габаритных размерах штампа при смятии вдоль и поперек волокон, полученные по итогам численных исследований, приведены на рисунке 6. На этом же рисунке так же графически отображены зависимости, полученные Дмитриевым П.А. для штампов круглого поперечного сечения.

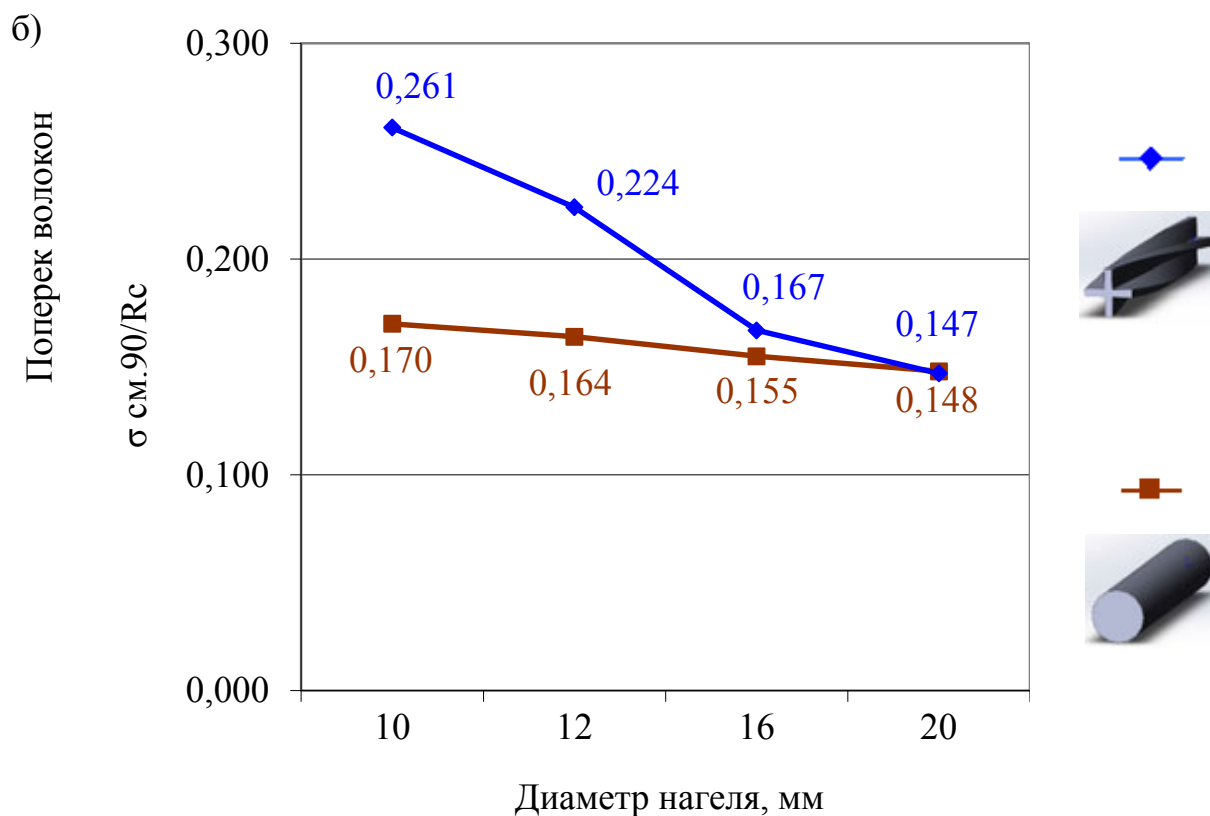
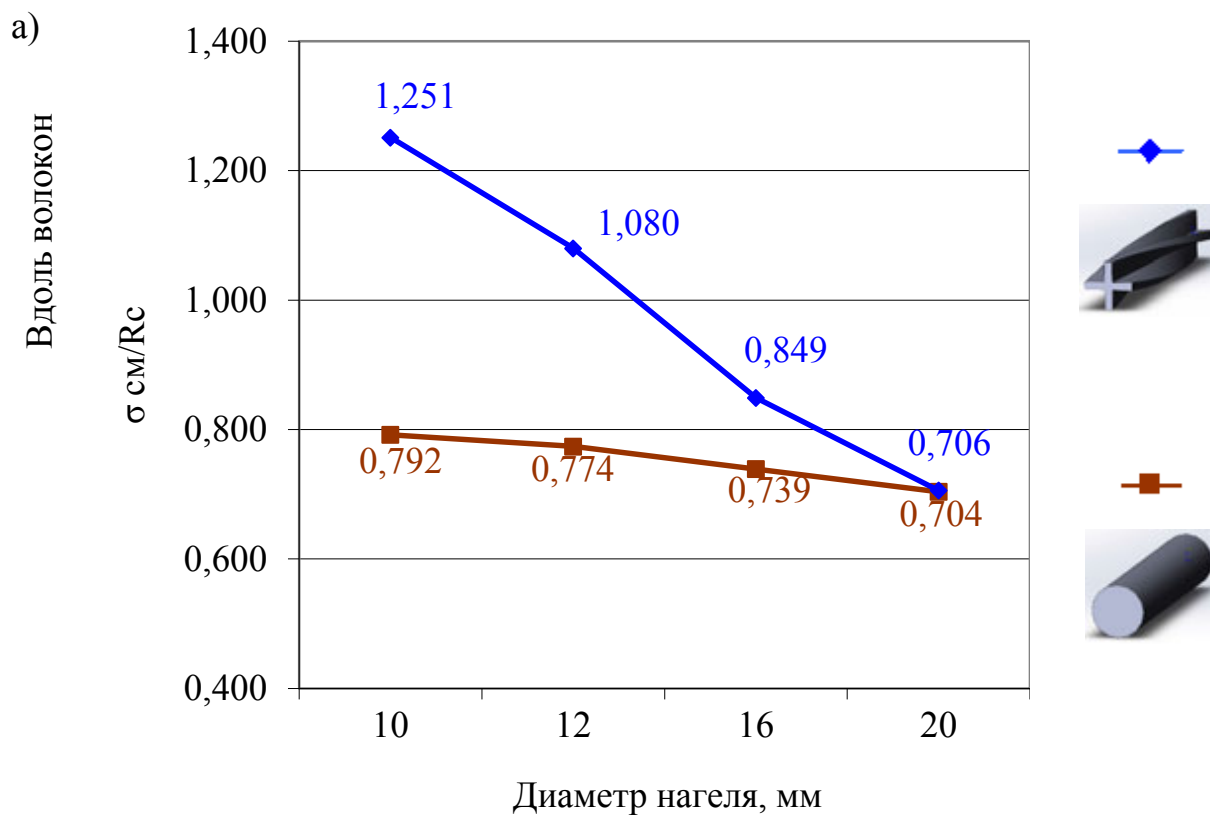


Рисунок 6 – Соппротивление древесины смятию в отверстия в зависимости от диаметра штампа: а – вдоль волокон; б – поперек волокон

Выводы

1. Определена зависимость между сопротивлением древесины сжатию и ее смятию в отверстия жесткими штампами витой формы крестообразного поперечного сечения при их различных диаметрах.

2. Полученные результаты проведенных исследований позволяют определить значение сопротивления древесины смятию R_{CM} в отверстиях, образованном витыми крестообразными нагелями различного диаметра.

3. Дальнейшие исследования целесообразно направить на аппроксимацию выявленных зависимостей между сопротивлением древесины при ее сжатии R_C и при ее смятии R_{CM} в отверстиях с их экспериментальным подтверждением.

Проведенные исследования являются одним из этапов изучения витых крестообразных нагелей при их использовании в рамках усиления эксплуатируемых деревянных конструкций зданий и сооружений различного назначения. Практическая значимость изучаемого вопроса заключается в создании практической методики расчёта и разработке рекомендации по конструированию и выполнению усиления деревянных конструкций с использованием витых крестообразных нагелей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Большаков В.В. Руководство по эксплуатации и ремонту деревянных конструкций // ГОССТРОЙИЗДАТ, 1939.
2. Гуськов И.М. Эксплуатация деревянных конструкций и методы устранения их дефектов // Учебное пособие. Москва, 1982. 106с.
3. Гуськов И.М. Ремонт деревянных конструкций // Учебное пособие. Москва, 1982. 75с.
4. Аркаев М.А., Жаданов В.И., Столповский Г.А., Украинченко Д.А., Лисов С.В. Усиление деревянных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений (монография). Оренбург: ООО ИПК «Университет», 2012. - 176 с.
5. Аркаев М.А., Огир А.Ю. Развитие способов усиления деревянных конструкций // Университетский комплекс как региональный центр образования, науки и культуры. Материалы всероссийской научно-методической конференции. – Оренбург: ОГУ, ООО ИПК «Университет», 2014. - С. 582-587.
6. Аркаев М.А., Муртазина Л.А., Огир А.Ю., Шмелев К.В. Совершенствование механических связей нагельного типа в соединениях деревянных конструкций // В сб.: Современные строительные конструкции из металла и древесины. - №18. – Одесса: ООО «Внешрекламсервис», 2014. - С.20-23.

7. Аркаев М.А., Огир А.Ю. О недостатках механических связей нагельного типа в деревянных конструкциях // Строительная наука-2014: теория, образование, практика, инновации: сборник трудов междунар. научно-техн. конф. Архангельск: Изд-во ООО "Типография "ТОЧКА", 2014. - С. 23-27.
8. Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций // Госстройиздат, 1953. 122 с.
9. Лентяшин А.В. Исследование сопряжений на нагелях // Научно-технический отчет лаборатории деревянных конструкций ЦНИИПС № 4412-5100, 1934-1935.
10. Лентяшин А.В. Расчет нагельных сопряжений. Сб. статей и аннотаций по деревянным конструкциям / Под. Ред. Карлсена Г.Г. и Цвигмана Г.А. // М.-Л., Госстройиздат, 1934.
11. Дмитриев П.А. Экспериментальные исследования соединений элементов деревянных конструкций на металлических и пластмассовых нагелях и теория их расчета с учетом упруговязких и пластических деформаций. Диссертация на соискание ученой степени доктора техн. наук. - Новосибирск: НИСИ, 1975. - 529 с.
12. Дмитриев П. А. Исследование прочности древесины на смятие в отверстиях при кратковременном и длительном действии нагрузок. // Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1965. - 165-173 с.
13. Дмитриев П.А., Стрижаков Ю.Д. Исследование древесины на смятие в отверстиях поперек волокон при действии кратковременных и длительных нагрузок. Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1969, № 7. С. 22-28.
14. Шведов В.Н. Соединение деревянных элементов на нагелях крестообразного сечения, забитых огнестрельным способом. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. Новосибирск: 1999. 185 с.
15. Шведов В.Н. Сопротивление древесины смятию нагелями крестообразного сечения // Тез. докл. научн.- техн. конф. (апрель 1990 г.) - Новосибирск: НИСИ, 1990. - С. 46.
16. Шведов В.Н. Сопротивление древесины смятию в отверстиях штампом крестообразного сечения //Изв. вузов. Строительство. Новосибирск, 1992. - N9-10. С. 143-144.
17. Столповский Г.А. Соединение деревянных элементов на витых крестообразных стержнях, работающих на выдергивание. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. Оренбург: 2011. 186 с.
18. Столповский Г.А., Жаданов В.И., Гарипов В.С. Применение методов планирования эксперимента при поиске оптимальных параметров винтового стержня, влияющих на усилие его выдергивания из массива древесины // Известия ВУЗов. Строительство. 2011. № 2. С. 109-116.

RESEARCH OF WOOD TENSELY DEFORMED CONDITION
IN THE TIME OF ITS BEARING STRAIN
BY CROSSWISE TWISTED DOWELS IN THE OPENINGS

Zhadanov Victor Ivanovich¹, doctor of technical sciences, professor
Arkaev Maxim Aleksandrovich¹, teacher
Afanasyev Vladimir Emelyanovich², Candidate of Technical Sciences
associate professor
(¹Orenburg State University, Orenburg;
²Siberian Federal University, Krasnoyarsk)

ABSTRACT

Often in use of wooden constructions, there is a need of their restoration and strengthening. Nowadays it is widespread to use dowel type mechanical connecting when performing such works. On the way of perfecting the traditional types of communications, which have a number of disadvantages, were developed the twisted cruciform rod stocks.

However, use of these specified rods demands their multifold analysis. One of tasks is to research wood tensely deformed condition in the time of its bearing strain by crosswise twisted dowels in the openings. In view of enough irregular shape, both dowel, and a reciprocal mortise in the massif, the task solved by means of numerical researches in the Static Structural module of the program complex Ansys WorkBench.

The algorithm of creation of solid-state three-dimensional models of wooden bar and various dowels is given. Features of splitting model into finite elements, assignment of material's characteristics and contact conditions are specified.

The comparative analysis of an tensely deformed condition of wood in the time of its bearing strain by dowels of a round cross-section, cruciform dowels of rectilinear and twisted form is given. The results allowing to define value of bearing strain resistance of wood in the opening formed by twisted cruciform dowels of various diameter are received.

Keywords: wood, bearing strain, dowel, crosswise section, twisted form.

ВЛИЯНИЕ РАСПАЛУБОК НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ КАМЕННЫХ СВОДОВ

Зимин Сергей Сергеевич, старший преподаватель

Беспалов Владимир Владимирович, студент

Скрипченко Илья Валентинович, студент

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

АННОТАЦИЯ

В статье представлено конечно-элементное моделирование каменных сводов совместно с основными видами распалубок. Определены места появления основных опасных участков – в торцевых зонах распалубок и на пологих участках опирания на свод. На основе расчетных данных даны рекомендации к обследованию сводчатых конструкций с распалубками и к проектам по их ремонту и усилению.

Ключевые слова: распалубка, сводчатые конструкции, каменная кладка, исторические здания, моделирование.

Введение

При обследовании исторических зданий и назначении дальнейших мероприятий по ремонту и усилению конструкций можно столкнуться с необходимостью определения состояния каменных сводов. Ввиду нестандартности конструкции, нехватки понимания специфики работы каменных сводов и недостаточно разработанных методов расчета [1] зачастую делаются неверные выводы об их техническом состоянии. Это влечет за собой с одной стороны – перерасход средств на чрезмерное усиление заведомо исправных участков, а с другой – оставление без внимания опасных участков конструкции сводов.

Основы расчета арок и сводов были собраны и обобщены в начале XX века Лахтиным Н. К. [2], а главные принципы действующих сегодня в России норм расчета каменной кладки базируются на исследованиях и экспериментах Онищика Л. И. [3]. В настоящее время наиболее часто для определения действующих напряжений в сводах используют различные расчетные комплексы – такие, как Ansys, Abaqus и их аналоги. Свод моделируют с использованием сплошной модели кладки [4], а в некоторых случаях и с дополнительным моделированием отдельных участков дискретной моделью – как сложной конструк-

ции «кирпич плюс раствор» [5]. Для определения устойчивости свода, как правило, достаточно построения кривой давления – и в случае, если она не выходит за пределы кладки, свод считают устойчивым.

Проведенный ранее анализ публикаций [6] демонстрирует, что критерии прочности кладки сводов не разработаны, а в России практически нет исследователей, занимающихся изучением каменных сводов. Вместе с тем, есть достаточно много исследований, посвященных работе каменной кладки [7-12]. Зарубежные исследования можно условно разделить на две группы: поиск методов численного моделирования, позволяющих наиболее точно отразить работу сводов различной конфигурации [13-19] и экспериментальное изучение механизмов разрушения кирпичных арок и сводов [20-23]. Исследования подробно описывают причины разрушения сводов, потери ими устойчивости и механизмы таких процессов. Однако стоит отметить, что в этих работах рассматриваются обычные своды, которые редко встречаются в зданиях сами по себе. В большинстве случаев в сводах имеются распалубки для устройства дверных или оконных проемов. Их наличие влечет за собой изменение положения кривой давления свода и перераспределение напряжений в нём. В статье предпринята попытка проанализировать это перераспределение.

Постановка задач и исходные данные

Основная цель работы – оценка влияния различных видов распалубок на напряженное состояние сводов.

Для этого было необходимо решить следующие задачи:

- Моделирование и расчет сводов с основными видами распалубок;
- Анализ полученных результатов и определение участков, на которых возникают наиболее неблагоприятные состояния;
- Определение возможных путей к устранению или минимизации этих неблагоприятных состояний.

Для моделирования была принята сплошная модель кладки с объемным весом $\gamma=1800$ кг/м³, модулем упругости $E=1680$ МПа и коэффициентом Пуассона $\mu=0.2$. Свод был принят цилиндрическим, постоянного радиуса 3 метра и толщиной в один кирпич (25 см). Основания свода и распалубок – опоры, запрещающие линейные перемещения и моделирующие перевязку кладки. В качестве нагрузки принято только действие собственного веса.

Свод смоделирован в ПК Abaqus в пяти вариантах (рисунок 1):

- а) не модифицированный свод;
- б) свод с полукруглым проемом радиусом 0.8 м у каждого основания;
- в) свод с распалубками у оснований радиусом 0.8 м и толщиной 120 мм, выступающими за пределы свода на ширину 0.8 м;
- г) свод с врезанными распалубками радиусом 0.8 м и толщиной 120 мм, опирающимися на него;
- д) предельный вариант врезанной распалубки – крестовый свод.

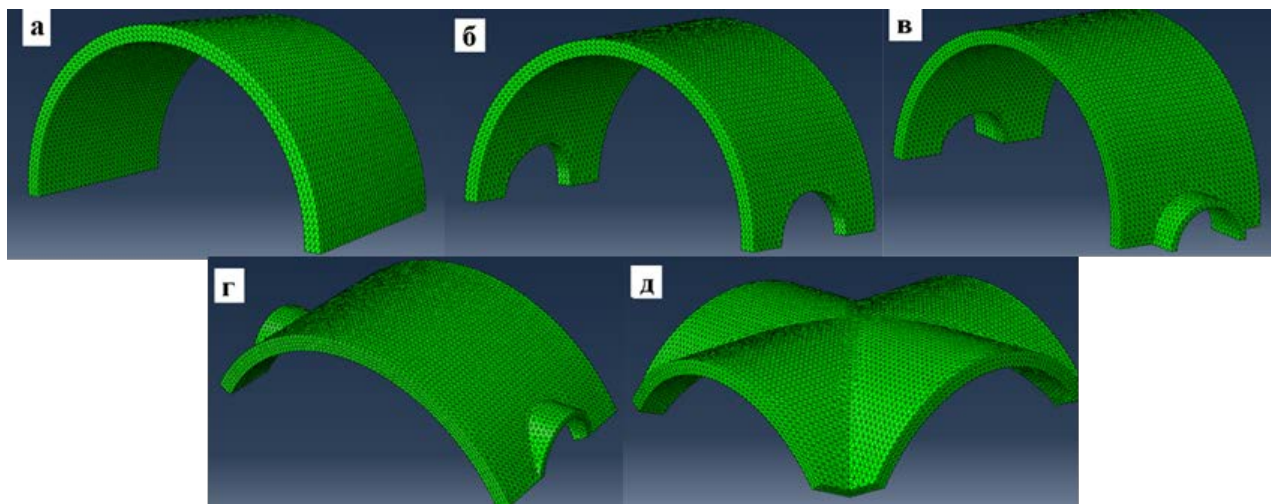


Рисунок 1 – Конечно-элементные модели рассматриваемых сводов

Моделирование сводов

Цилиндрические своды в различных модификациях являются самыми распространенными в исторических зданиях. Как правило, они используются для перекрытий коридоров или других протяженных помещений. Под нагрузкой свод прогибается в середине пролета с выпучиванием наружу участков над пятами (рисунок 2). В реальных сводах такие деформации частично компенсируются путем пригрузки забутовкой этих участков.

Здесь, как и в остальных случаях, наибольший интерес представляют главные растягивающие напряжения на внутренней стороне свода – как наиболее опасные для неармированной каменной кладки [4], зоны концентрации сжимающих напряжений, а также траектории их действия.

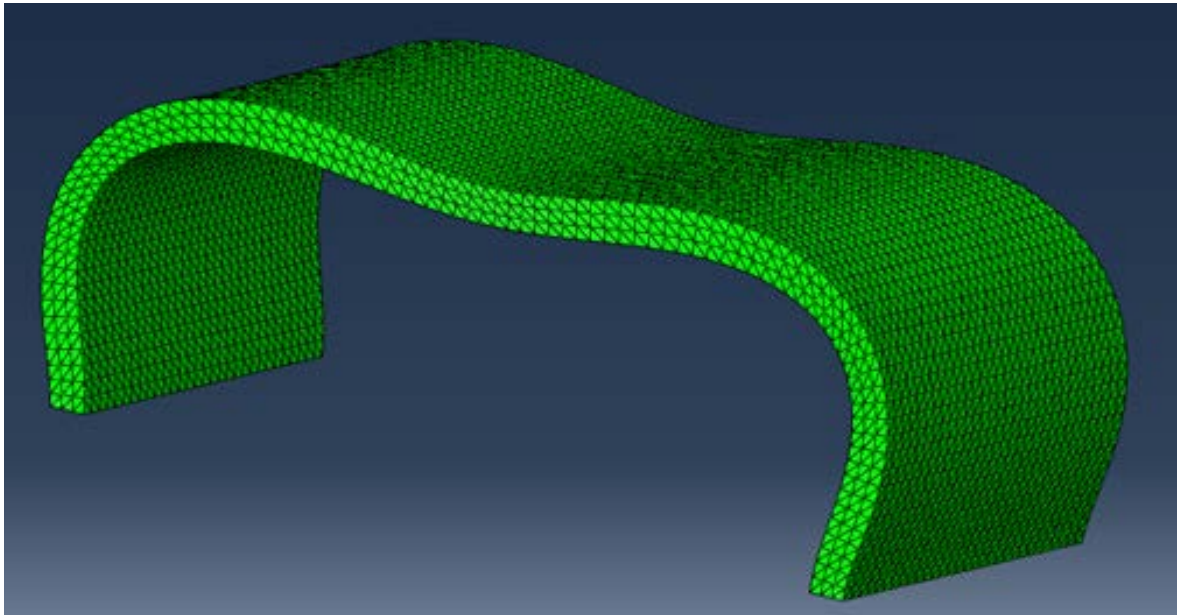


Рисунок 2 – Деформированная модель свода. Масштаб деформаций 1000:1

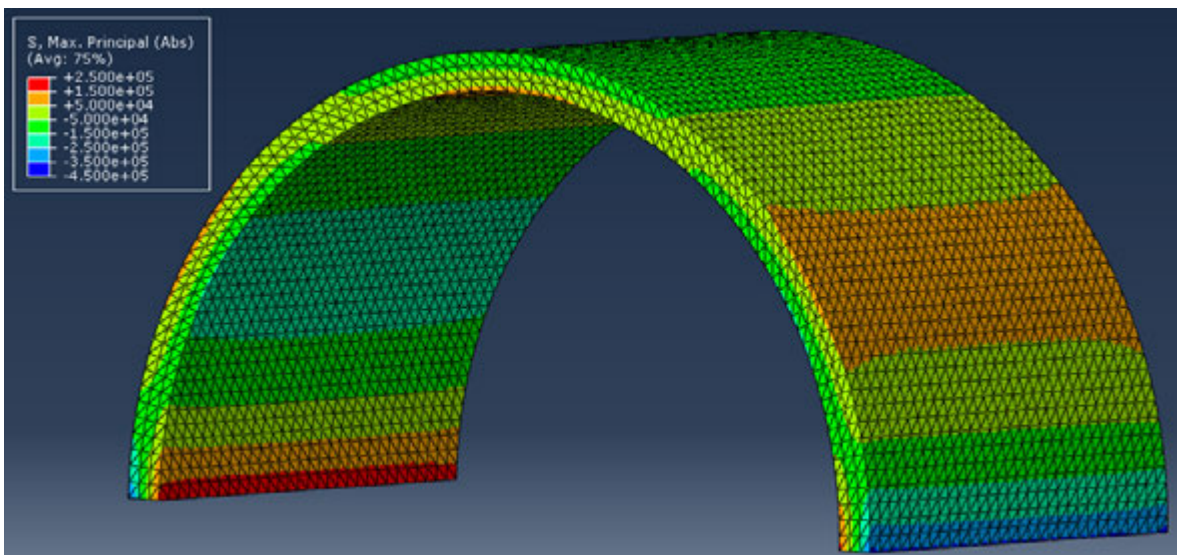


Рисунок 3 – Максимальные главные напряжения в своде, Па

Зоны растягивающих напряжений находятся в характерных местах, соответствующих деформированной модели (рисунок 3). Сжимающие напряжения относительно невелики, распределены по всему своду и равномерно передают нагрузку от свода на всю длину опор. Для наглядности полученные по результатам расчета линии действия максимальных главных напряжений представлены схематично (рисунок 4). Отчетливо прослеживается линия сжатия – так называемая кривая давления.

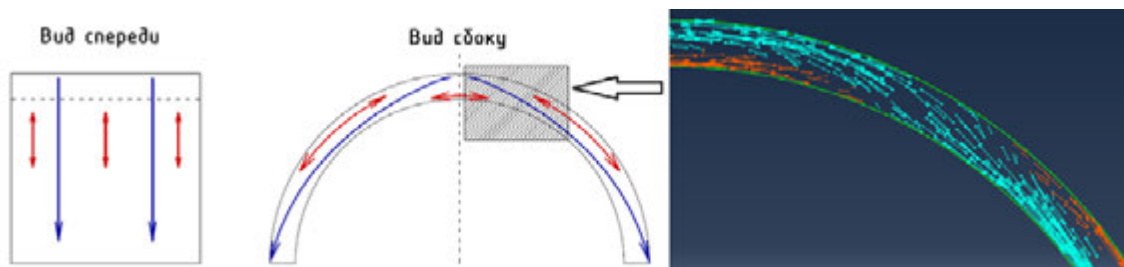


Рисунок 4 – Линии действия максимальных главных напряжений. Здесь и далее красными стрелками обозначены главные растягивающие напряжения, синими – главные сжимающие

Врезание проема вызывает перераспределение напряжений (рисунок 5). У оснований напряжения увеличились пропорционально уменьшению опорной площади. Непосредственно над проемом с внешней стороны свода появились опасные растягивающие напряжения, идущие параллельно дуге проема (рисунок 6). Во внутренних слоях поток сжимающих напряжений огибает проем и сходится у его оснований.

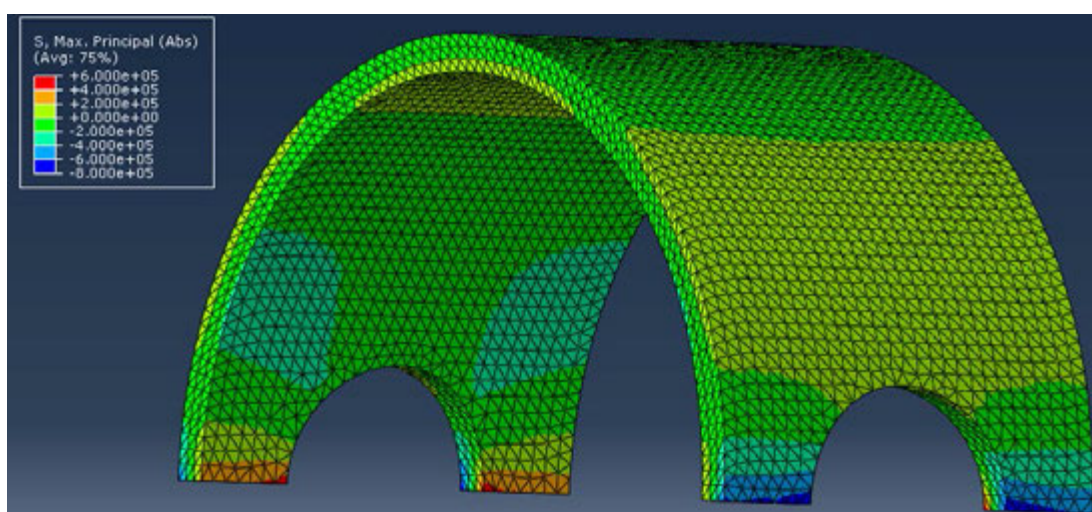


Рисунок 5 – Напряжения в своде с проемом, Па

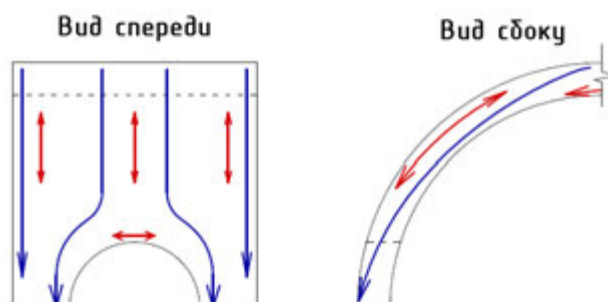


Рисунок 6 – Линии действия максимальных главных напряжений в своде с проемом

Таким образом, нагрузка передается на опоры неравномерно, увеличиваясь по мере приближения к проему. Такие своды встречаются крайне редко из-за конструктивной ненадежности. Как правило, для таких проемов используются различного рода распалубки.

При устройстве в своде выступающей распалубки, перевязанной с ним (т.е. жестко соединенной), полученные напряжения схожи с теми, которые были в своде с проемом, но в данном случае они смещаются на торец распалубки (рисунок 7). Растягивающие напряжения, параллельные дуге распалубки, покрывают теперь большую зону за счет отсутствия обжатия сводом, как это было в своде с проемом. А поток сжимающих напряжений свода, обходящий распалубку, сходится в наиболее удаленной точке основания распалубки (рисунок 8).

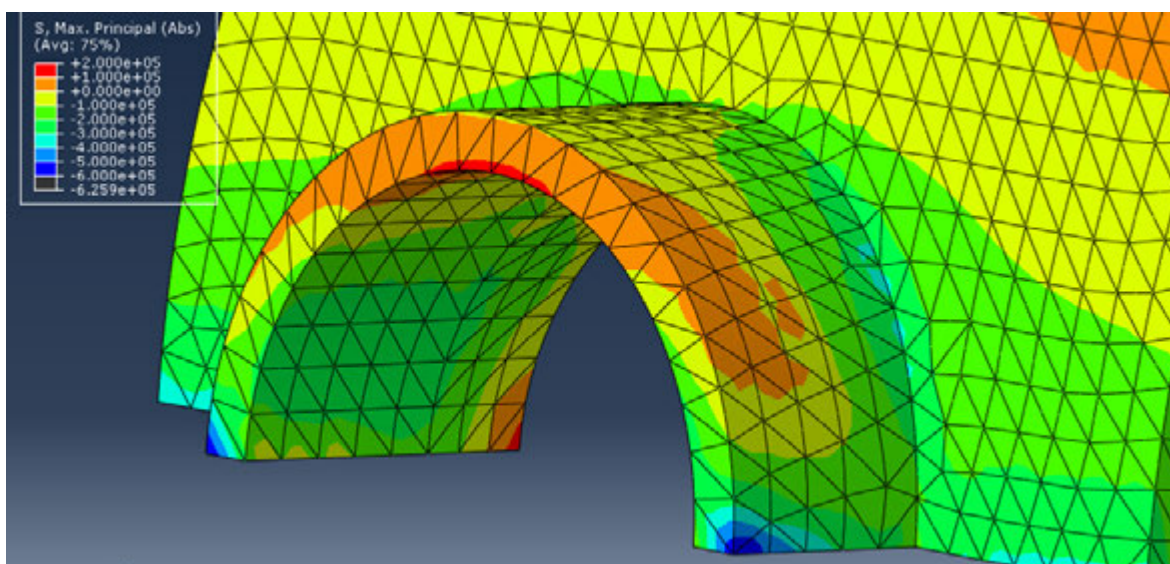


Рисунок 7 – Максимальные главные напряжения в распалубке, Па

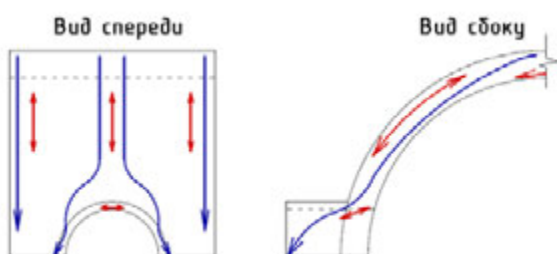


Рисунок 8 – Линии действия максимальных главных напряжений в своде с распалубкой

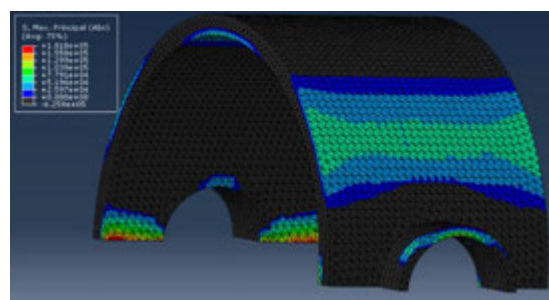


Рисунок 9 – Зоны растягивающих напряжений

Кроме того, за счет такого переноса напряжений, на верхнем участке примыкания распалубки к своду появляются растягивающие напряжения, стремящиеся «оттолкнуть» её от свода (рисунок 8, 9.).

Рассмотренная выше конфигурация свода встречается в основном в сводах старых канализационных систем. Гораздо более распространенная ситуация - цилиндрический свод перекрытия с врезанными в него распалубками для устройства оконных или дверных проемов. В этом случае распалубка опирается непосредственно на свод, дополнительно догружая его (рисунок 10).

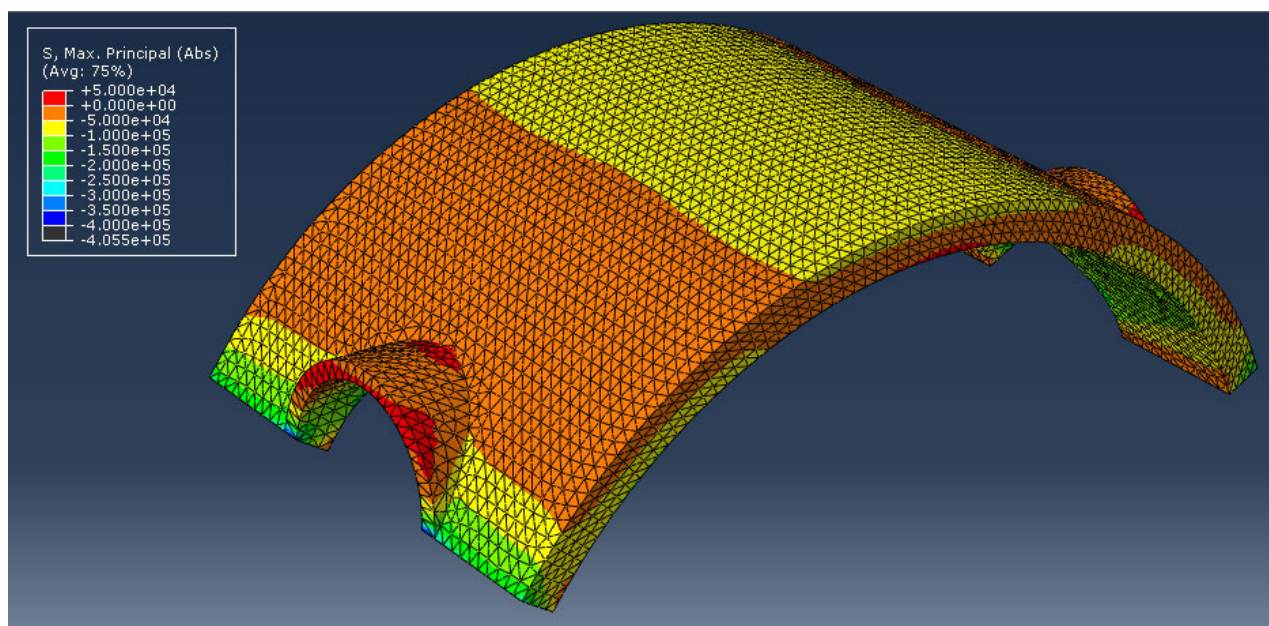


Рисунок 10 – Напряжения в своде с врезанной распалубкой, Па

Напряжения в своде распределены таким же образом, как в своде с проемом, а распалубка ведет себя как самостоятельный свод – растягивающие напряжения в середине ее пролета распределены по всей ширине, а не сосредоточены в торце, как в предыдущем случае.

Основная опасность в такого рода распалубках – передача нагрузки на кладку свода по нормали к ней со смещением линии давления (рисунок 11). Усилие от распалубки p передается на примыкающий участок свода по трем направлениям: параллельно потоку сжимающих напряжений свода p_y , сливаясь с ним; в направлении торца свода – распорная составляющая p_x ; и, наконец, по нормали к сечению кладки p_z . Если распалубка имеет небольшие размеры и врезана в свод неглубоко, нормальная составляющая и распор достаточно малы и полностью гасятся сжимающими усилиями свода N . Если же распалубка ле-

жит на пологих участках, близких к вершине свода, угол между нагрузкой от распалубки и ее нормальной составляющей минимален. Нормальные усилия, передающиеся распалубкой, на пологом участке становятся сравнимы со сжимающими усилиями от собственного веса и вызывают изгиб этого участка. В нижней зоне ребра примыкания возникают растягивающие напряжения, а распор от распалубки только усиливает их.

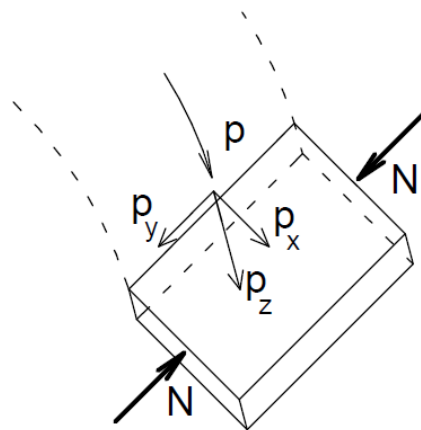


Рисунок 11 – Усилия, действующие в зоне опирания распалубки на свод

В предельном случае, когда распалубки, расположенные симметрично, равны по размерам самому своду, его называют крестовым. Исходя из картины напряжений, полученной по результатам расчета (рисунок 12), можно заключить, что крестовый свод работает как четыре распалубки, опертые друг на друга. Сжимающие напряжения распределены уже не равномерно, а сконцентрированы в ребрах и нарастают по мере движения от шельги к пяте.

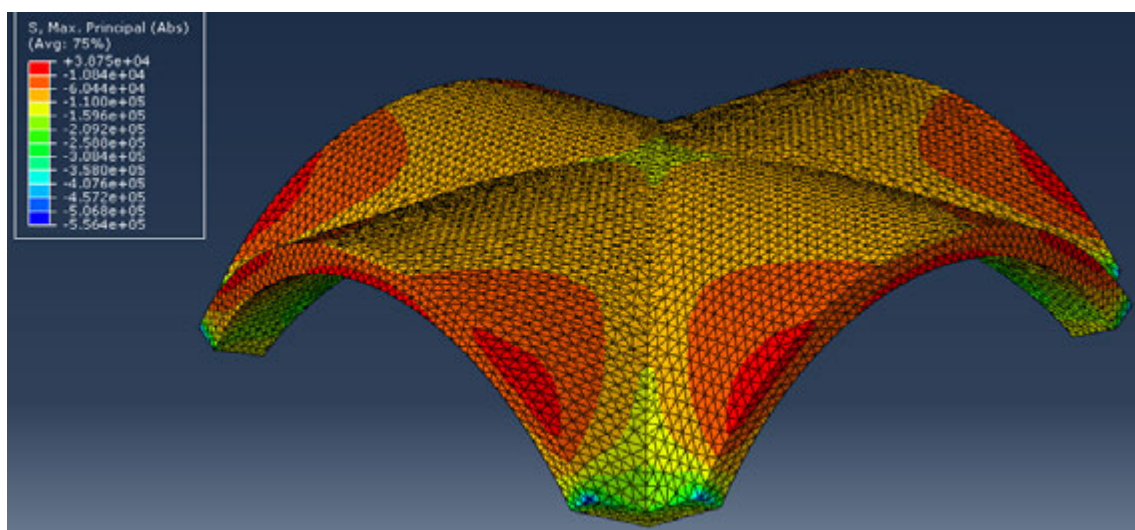


Рисунок 12 – Максимальные главные напряжения в крестовом своде, Па

Слабое место такого свода – его центральная часть. Рассмотренная выше проблема возникновения растягивающих напряжений под опорными участками распалубок здесь проявляется наиболее ярко. Все четыре ребра в пологой зоне слабо сжаты на внешней поверхности и растянуты на внутренней (рисунок 13).

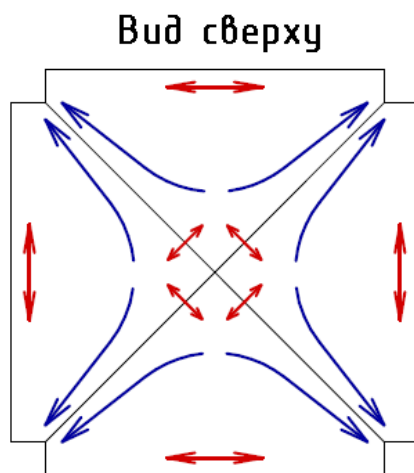


Рисунок 13 – Линии действия максимальных главных напряжений в крестовом своде

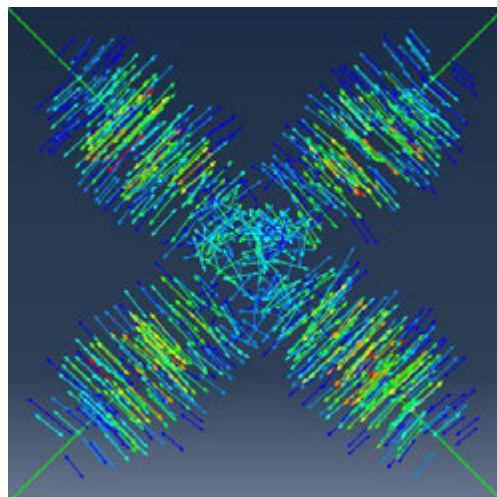


Рисунок 14 – Линии действия максимальных главных растягивающих напряжений центрального участка

Распределение напряжений в этой зоне такое, что по мере движения от точки пересечения ребер, растягивающие напряжения сначала возрастают, а затем уменьшаются вплоть до полного исчезновения (рисунок 14).

Выводы

Во всех рассмотренных случаях поток сжимающих напряжений огибает распалубку или проём и вызывает появление растягивающих напряжений над ними. За счет уменьшения опорных участков сжимающие напряжения в них увеличиваются, но распределяются не равномерно, а с увеличением по мере приближения к проёму или распалубке. Сами распалубки в общем случае работают как самостоятельные своды, однако у них есть дополнительные опасные зоны в торцевой части и в пологой зоне опирания на свод, где появляются участки с растягивающими напряжениями.

При проведении обследования следует в первую очередь обращать внимание на такие участки конструкций сводов и распалубок, как на места наиболее вероятного появления повреждений.

При разработке проектов по ремонту и усилению сводчатых конструкций необходимо учитывать данные особенности их работы совместно с распалубками. Следует также обращать внимание на те способы нейтрализации опасных зон, которые уже реализованы в сводах – забутовка участков над пятами, разгрузка центральных участков сводов, увеличение сечения кладки свода по мере приближения к пятам и т.п. Все они при производстве каких-либо работ должны быть сохранены или заменены эквивалентными.

По-прежнему остается не решенным вопрос определения пределов прочности каменных сводчатых конструкций, в том числе в сложных случаях при работе совместно с распалубками и другими сводами. Исследованию данной проблемы и будут посвящены последующие работы авторов.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции
2. Лахтин Н.К. Расчет арок и сводов // Санкт-Петербург. 1911. С.106.
3. Онищик Л. И. Каменные конструкции // Стройиздат. 1939. С. 215.
4. Bespalov V., Orlovich R., Zimin S. (2016). Stress-Strain State of Brick Masonry Vault with an Aperture. МАТЕС Web of Conferences. No. 53, 001009. 6 p.
5. Зимин С. С., Беспалов В. В., Казимирова А. С. Расчетная модель каменной арочной конструкции // Вестник ДонНАСА. 2015. №3(113). С. 33-37.
6. Зимин С. С., Беспалов В. В., Кокоткова О. Д. Сводчатые конструкции исторических зданий // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 2(29). С. 57-72.
7. Деркач В. Н., Орлович Р. Б. Эмпирические критерии прочности каменной кладки в условиях сложного напряженного состояния // Строительство и реконструкция. 2010. № 6 (32). С. 8-12.
8. Деркач В. Н., Орлович Р. Б. Критерии прочности, применяемые в зарубежной практике расчета и проектирования каменных конструкций // Известия вузов. Строительство. 2011. № 6. С. 101-106.
9. Деркач В. Н., Орлович Р. Б. Оценка прочности кладочных растворов при обследовании каменных зданий // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7. С. 3-10.
10. Улыбин А. В., Зубков С. В. О методах контроля прочности керамического кирпича при обследовании зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 3. С. 29-34.

11. Улыбин А. В., Зубков С. В., Сударь О. Ю., Лаптев Е.А. Стандартная и альтернативная методики определения прочности кирпича при обследовании зданий и сооружений // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 3 (18). С. 9-24.
12. Зубков С. В., Улыбин А. В., Федотов С. Д. Исследование механических свойств кирпичной кладки методом плоских домкратов // Инженерно-строительный журнал. 2015. № 8. С. 20-29.
13. Valuzzi M. R., Binda L., Modena C. (2005) Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing. *Construction and building materials*. 2005. No. 19. pp. 63-73.
14. Betti M., Drosopoulos G. A., Stavroulakis G. E. (2008) Two non-linear finite element models developed for assessment of failure of masonry arches. *Comptes Rendus Mecanique*. 2008. No. 336. pp. 42–53.
15. Riveiro B., Solla M., Arteaga I., Arias P., Morer P. (2013) A novel approach to evaluate masonry arch stability on the basis of limit analysis theory and non-destructive geometric characterization. *Automation in Construction*. 2013. No. 31. pp. 140-148.
16. Block, P., Lachauer, L. (2014) Three-dimensional funicular analysis of masonry vaults. *Mechanics Research Communications*. 2014. No. 56. pp. 53-60.
17. Harvey W. J. (1988) Application of the mechanism analysis to masonry arches. *The Structural Engineer*. 1988. No. 66 (5). pp. 77–84.
18. Milani G., Rossi M., Calderini C., Lagomarsino S. (2016). Tilting plane tests on a small-scale masonry cross vault: Experimental results and numerical simulations through a heterogeneous approach. *Engineering Structures*. No. 123. pp. 300-312.
19. Milani G. (2015). Upper bound sequential linear programming mesh adaptation scheme for collapse analysis of masonry vaults. *Advances in Engineering Software*. No. 79. pp. 91-110.
20. Huerta S. (2001) Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach. *International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions*. 2001. No. 3. pp. 47–69.
21. Carini A., Genna F. (2012) Stability and strength of old masonry vaults under compressive longitudinal loads: Engineering analyses of a case study. *Engineering Structures*. 2012. No. 40. pp. 218-229.
22. Bovo, M., Mazzotti, C., Savoia, M. (2014) Structural behaviour of historical stone arches and vaults: Experimental tests and numerical analyses. *Engineering Materials*. 2014. No. 628. pp. 43-48.
23. Sarhosis, V., Oliveira, D.V., Lemos, J.V., Lourenco, P.B. (2014) The effect of skew angle on the mechanical behaviour of masonry arches. *Mechanics Research Communications*. 2014. No. 61. pp. 53-59.

SPANDRELS INFLUENCE ON THE STRESS STATE OF MASONRY VAULTS

Zimin Sergey Sergeevich, senior lector

Bespalov Vladimir Vladimirovich, student

Skripchenko Ilya Valentinovich, student

(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The article presents the finite element analysis of the mechanical behavior of brick masonry vaults with various spandrels. The most dangerous areas were defined in the abutting end of spandrel and flat areas, where spandrel bears against the vault. Recommendations for such structure inspection and project of its repair and strengthening were given on the basis of the analysis data.

Keywords: spandrel, vault structures, masonry, historical buildings, simulation, stress state.

ОПЫТ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ МЕТОДОМ ПЛОСКИХ ДОМКРАТОВ

Зубков Сергей Владимирович, ведущий инженер

Улыбин Алексей Владимирович, к.т.н., доцент

(Санкт-Петербургский политехнический Университет Петра Великого
Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье представлены некоторые результаты испытания кирпичной кладки в полевых условиях при помощи метода плоских домкратов (Flat Jack Testing). Описаны преимущества и недостатки данного метода, сложности, возникающие при испытаниях, дальнейшей обработке и интерпретации результатов.

Ключевые слова: кирпичная кладка, метод плоских домкратов, модуль упругости, прочность кладки.

Введение

При обследовании каменных зданий и сооружений одной из основных задач является определение прочностных и деформационных характеристик данной кладки, которые в дальнейшем используются при поверочных расчетах конструкций.

В данной работе хотелось бы остановиться на определении деформационной характеристики (модуля упругости) кирпичной кладки.

Модуль упругости кладки напрямую зависит от ее предела прочности и упругой характеристики, имеющей табличное значение.

Прочность кирпичной кладки в свою очередь согласно отечественным нормам СП 15.13330.2012 [1, 2] определяется по эмпирической зависимости, исходя из известных прочностных характеристик кирпича и раствора. При этом прочностные характеристики компонентов кладки определяются путем стандартных испытаний отобранных из конструкции образцов согласно ГОСТ 8462-85 [3] и ГОСТ 5802-86 [4]. Данный метод достаточно трудоемок, приводит к существенным повреждениям конструкций, а определение прочности компонентов кладки неразрушающими методами (упругого отскока, ультразвука, ударного импульса и т.д.) недопустимо, в особенности для керамического кирпича [5, 6].

Метод плоских домкратов

За рубежом, и в особенности в Италии, для исследования свойств кирпичной кладки активно применяется метод плоских домкратов [7-9]. В начале 1990-х в США появился стандарт ASTM 1197 [10], регламентирующий определение модуля упругости испытываемого участка кладки.

Согласно ASTM 1197 определение деформативных характеристик кирпичной кладки осуществляется следующим образом (рисунок 1). В кладке друг над другом выполняют два пропила, в которые помещают плоские домкраты. Между домкратами устанавливают систему измерения деформаций участка кладки. В ходе испытания при увеличении давления в системе регистрируют перемещения датчиков, то есть фиксируют насколько сжимается испытываемый участок. После этого по формуле (1) определяют напряжения в кладке и, зная перемещения при данном напряжении, вычисляют модуль упругости.

$$f_m = K_m K_a P \quad (1)$$

где f_m – напряжения в фрагменте кладки;

K_m – коэффициент, учитывающий жесткостные характеристики домкратов.

K_a – коэффициент, учитывающий отношение площади паза к площади домкрата.

P – давление в домкратах.

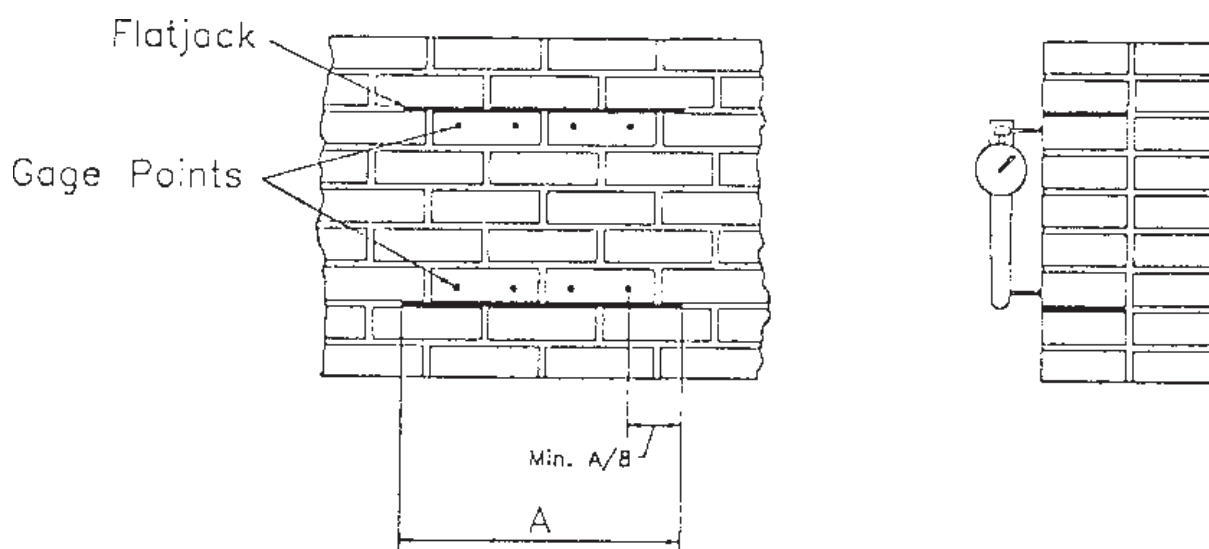


Рисунок 1 – Измерение модуля упругости согласно ASTM 1197

Эксперимент

Как уже упоминалось в предыдущих работах [11,12] авторами сконструирована установка для реализации метода Flat Jack Testing, аналогичная применяемой за рубежом. Изготовлены плоские домкраты по индивидуальному заказу, собрана гидравлическая система, совместно со специалистами компании ООО «НПО «Интерприбор» разработаны датчики фиксации перемещений с соответствующим программным комплексом.

В условиях реального объекта была проведена серия испытаний кирпичной кладки. Возраст кладки более 40 лет. Кирпич – керамический полнотелый, раствор – цементно-песчаный.

Целью данной работы являлась оценка влияния на результат испытаний защемления участка кирпичной кладки (рисунок 1) со сторон примыкания к кладке стены, не отделенной от испытываемого фрагмента прорезями. Необходимо отметить, что методика ASTM 1197, а также научные публикации зарубежных авторов [7-9] не учитывают данный фактор.

Испытание проводилось в три этапа.

1. В рамках первого этапа из стены отобраны образцы кирпича и раствора с последующим лабораторным испытанием и определением прочности на сжатие. После этого согласно СП 15.13330.2012 [1] вычислены пределы прочности кладки и модуль деформации. Результаты исследования представлены в таблице 1.

Таблица 1

<i>Прочность кирпича $R_1, \text{кгс/см}^2$</i>	<i>Прочность раствора $R_2, \text{кгс/см}^2$</i>	<i>Предел прочности кладки $R_u, \text{кгс/см}^2$</i>	<i>Модуль деформации $E, (\text{МПа})$</i>
71	107	29,1	2850

2. Второй этап заключался в испытании кладки методом плоских домкратов согласно ASTM 1197, т.е. с двумя горизонтальными штрабами.

Перед проведением испытаний выполнена калибровка домкратов, то есть определены его жесткостные характеристики и влияние на результат испытания [12]. В ходе калибровки установлены коэффициенты домкрата в зависимости от давления (рисунок 2).

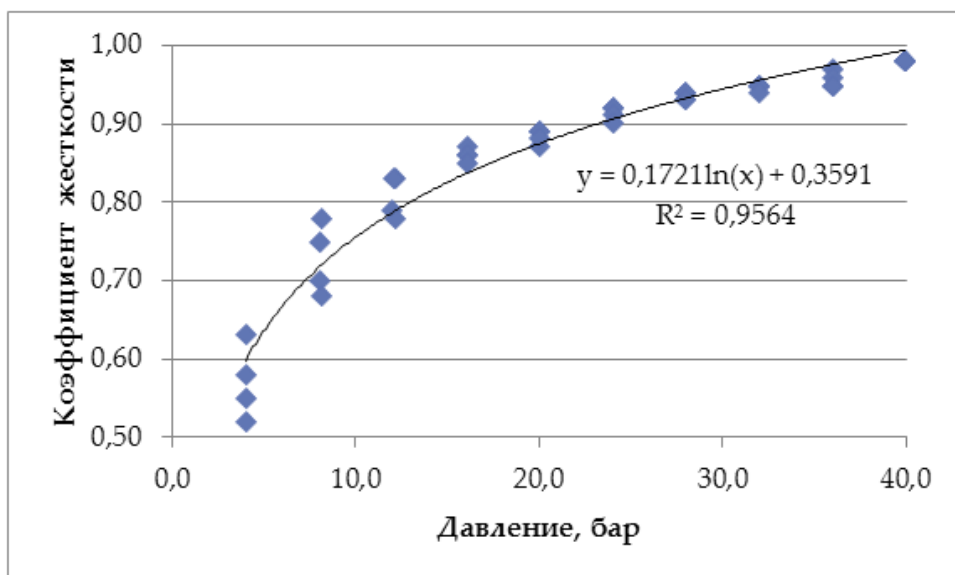


Рисунок 2 – График зависимости коэффициента жесткости домкрата от давления в системе

В ходе испытания (рисунок 3) фиксировались деформации кладки и давление, действующее в системе, после чего по известным зависимостям с учетом жесткости домкратов вычислялся модуль упругости.



Рисунок 3 – Испытание кладки по методике ASTM 1197

График зависимости деформаций от напряжений представлен на рисунке 4.

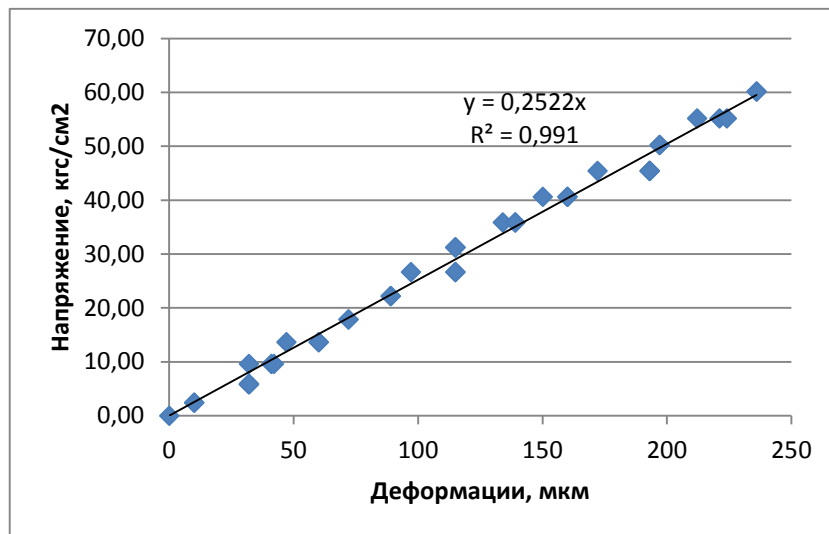


Рисунок 4 – График зависимости деформаций от напряжений

В результате обработки данных модуль упругости в среднем по двум участкам составил $E = 6700-7000$ МПа. Полученный модуль упругости в разы превышает полученный по стандартной методике ($E = 2850$ МПа).

3. Третий этап заключался в испытании кладки методом плоских домкратов аналогично второму этапу, но уже с устройством дополнительных вертикальных штраб (рисунок 5). Таким образом исключено влияние защемления кладки с боковых сторон.



Рисунок 5 – Испытание кладки с вертикальными штрабами

График зависимости деформаций от напряжений представлен на рисунке 6.

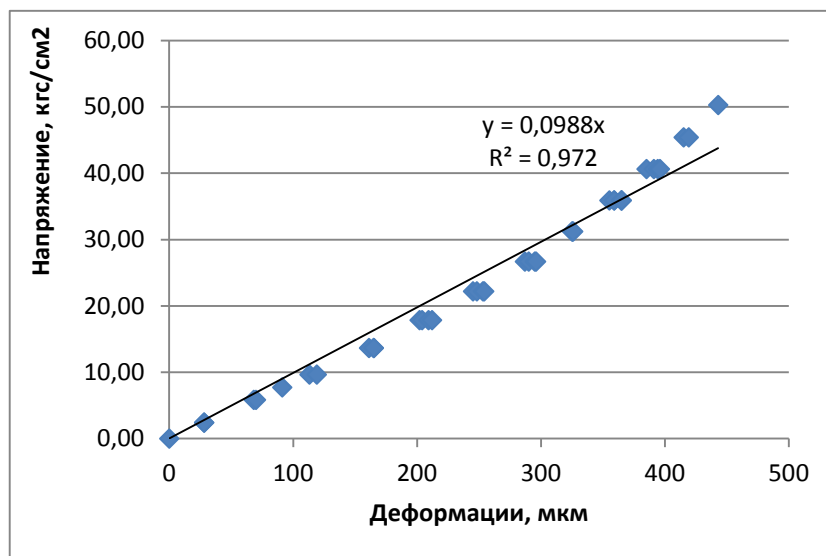


Рисунок 6 – График зависимости деформаций от напряжений (испытание с вертикальными штрабами)

В результате данного испытания зафиксировано, что полученные деформации значительно больше, чем при испытании без вертикальных штраб при идентичной нагрузке. При этом зависимость «напряжения-деформации» осталась линейной, а полученные значения модуля упругости оказались в разы ниже. Среднее значение составляет $E=2510$ МПа. Данное значение модуля упругости достаточно близко со значением, вычисленным по стандартной методике ($E = 2850$ МПа).

Выводы

В результате данного эксперимента выявлено существенное влияние защемления испытываемого участка на результаты определения деформационных характеристик кирпичной кладки методом плоских домкратов. При этом данный факт никаким образом не обговаривается в действующих зарубежных нормативных документах, а также в научных публикациях зарубежных авторов. Для внедрения данного метода в практику обследования и испытания каменных конструкций необходимо проведение дальнейших исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*.-Введ.01.01.2013.- 73 с.
2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81. «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ВДПП Госстроя СССР, 1987. – 152 с.
3. ГОСТ 8462-85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе.- Введ. 01.07.85.- 5 с.
4. ГОСТ 5802-86 Растворы строительные. Методы испытаний. – Введ. 01.07.86.
5. А.В. Улыбин, С.В. Зубков О методах контроля прочности керамического кирпича при обследовании зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2012. №3. С.29-34.
6. Улыбин А.В., Зубков С.В., Сударь О.Ю., Лаптев Е.А. Стандартная и альтернативная методики определения прочности кирпича при обследовании зданий и сооружений // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 3 (18). С. 9-24.
7. Andreini, M., De Falco, A. , Giresini, L., Sassu, M. Mechanical characterization of masonry walls with chaotic texture: Procedures and results of in-situ tests // International Journal of Architectural Heritage. 2014. Vol. 8, pp. 376-407.
8. S. Parivallal, K. Kesavan , K. Ravisankar , B Arun Sundram, A K Farvaze Ahmed. Evaluation of in-situ stress in masonry structures by flat jack technique.-Proceedings of the National Seminar & Exhibition on Non-Destructive Evaluation. NDE, December 8-10, 2011.
9. Carpinteri A., Invernizzi S., Lacidogna, G. Cracking simulation of brick-masonry elements subjected to the double flat-jack test.- Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, 2008.-SAHC08 1.- pp.367-374.
10. ASTM 1197 «In Situ Measurement of Masonry Deformability Properties. Using the Flat-jack Method».
11. Зубков С.В, Улыбин А.В. Опыт применения метода плоских домкратов при испытании кирпичной кладки // Материалы VI международной научно-практической конференции "Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения". 2015. С.87-94.
12. Зубков С.В., Улыбин А.В., Федотов С.Д. Исследование механических свойств кирпичной кладки методом плоских домкратов // Инженерно-строительный журнал. 2015. №8(60). С. 20–29.

THE EXPERIENCE OF AN APPLICATION
OF THE FLAT JACK TESTS ON A BRICK MASONRY

Zubkov Sergey Vladimirovich, lead engineer

Ulybin Aleksey Vladimirovich, PhD (Eng), Associate professor
(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The paper presents the results of some tests masonry in-situ by the method of the flat jacks. Described advantages and disadvantages of this method, the complexities involved in the tests, further processing and interpretation of results.

Keywords: brick masonry, flat jack tests, modulus of elasticity, strength of masonry.

ОПЫТ ГЕОРАДАРНОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ НАСЫПЕЙ НА ПРОСАДОЧНЫХ, НАБУХАЮЩИХ И ЗАСОЛЕННЫХ ГРУНТАХ

Кулижников Александр Михайлович¹, д.т.н.

Еремин Роман Александрович¹, к.т.н.

Украинченко Дмитрий Александрович², к.т.н.

Лисов Сергей Вячеславович², с.н.с.

(¹ ФАУ «РОСДОРНИИ», Москва;

² Оренбургский государственный университет, Оренбург)

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрены проблемы проектирования, строительства и эксплуатации земляного полотна в неблагоприятных грунтово-гидрогеологических условиях, усугубленных наличием в составе движения тяжелых автомобилей, осуществляющих систематические перевозки. Представлен опыт георадарного обследования высоких насыпей на подходах к путепроводам на просадочных, набухающих и засоленных грунтах. На основании выполненного георадарного обследования и лабораторных исследований физико-механических характеристик грунтов определены причины проявления просадочных деформаций дорожного полотна. Даны рекомендации по устранению выявленных дефектов, предотвращению просадок и обеспечению устойчивости грунтов земляного полотна, содержанию участка автомобильной дороги, а также указаны ошибки, допущенные при проектировании и строительстве, учет которых позволит избежать негативных последствий эксплуатации вновь возводимого земляного полотна в аналогичных неблагоприятных грунтово-гидрогеологических условиях.

Ключевые слова: георадар, физико-механические характеристики, высокая насыпь, дорожное полотно, путепровод, грунтовые и гидрогеологические условия.

В процессе эксплуатации автомобильной дороги Оренбург-Орск-Шильдагр Челябинской области, проходящей по территории Гайского района Оренбургской области, регулярно возникают просадки в высоких насыпях на подходах к путепроводам. Частые ремонтные работы по устройству выравнивающих слоев из асфальтобетона не устраняют просадочные явления, которые повторяются регулярно.

Получение данных о состоянии грунтов тела и основания насыпей путем традиционных методов (отбор кернов и бурения скважин) при изысканиях для капитального ремонта и ремонта автомобильных дорог не позволяют иметь полную достоверную информацию, так как число кернов и буровых скважин согласно действующей нормативно-технической базы ограничено, в то время как состояние грунтов земляного полотна в виду его искусственного происхождения и подстилающего основания может изменяться как в продольном, так и поперечном направлениях даже через несколько метров.

Исследования просадочных участков вышеупомянутой дороги были выполнены ФАУ «РОСДОРНИИ» по заданию Главного управления дорожного хозяйства Оренбургской области. В целях выяснения причин просадок наряду с традиционными методами бурения и лабораторными исследованиями был использован метод георадиолокации с применением георадаров по методике, приведенной в методических рекомендациях [1, 2].

При выполнении работ был использован георадар «ОКО-2» с контактными антенными блоками АБ-150 и АБ-400 (производство ООО «ЛОГИС»). Запись продольных профилей по проезжей части осуществлялась вышеупомянутыми антенными блоками по правой и левой полосам движения. По обочине запись продольных профилей осуществлялась антенными блоками АБ-150 только по левой полосе движения, где просадки были наиболее выраженными. Для оценки влияния грунтов основания насыпи запись продольных профилей выполнялась антенным блоком АБ-150 также у оснований откосов на подходах к путепроводам (рисунок 1). Всего сотрудниками ФАУ «РОСДОРНИИ» была записана 121 радарограмма.



Рисунок 1 – Дорожная лаборатория ФАУ «РОСДОРНИИ» с георадаром «ОКО-2» с антенным блоком АБ-150 при выполнении работ у оснований откосов высоких насыпей

Для заверки георадиолокационного зондирования и установления фактических значений диэлектрической проницаемости грунтов было пробурено 10 скважин сотрудниками Оренбургского государственного университета. Отобранные пробы грунтов испытывались ими же в лабораторных условиях: определялись гранулометрический состав, плотность и влажность, плотность частиц грунта, максимальная плотность и оптимальная влажность грунта, влажность на границах текучести и раскатывания, коэффициент пористости, показатели сжимаемости, максимальная молекулярная влагоемкость, характеристики набухания и усадки, химический состав грунтов.

Поперечные створы выполнения буровых работ выбирались на просадочных участках дороги с сеткой трещин, колеей и поперечными трещинами.

Радарограммы поперечных проходов были записаны в местах выполнения заверочного бурения (рисунок 2).



Рисунок 2 – Поперечный створ будущей скважины № 8 и прохода георадара

Результаты георадиолокационных и буровых работ показали, что просадки только на 30 % скважин (на 3 из 10) с правой и левой стороны дороги совпадают. Следовательно, просадки происходят не равномерно по ширине земляного полотна, а преимущественно по одной из сторон. Данное явление может быть вызвано косогорностью (наличием направления стока поперек дороги) основания земляного полотна в поперечном направлении и в связи с этим неравномерным застоём поверхностных вод и разным увлажнением грунтов земляного

полотна и подстилающего основания по правой и левой сторонам автомобильной дороги в весенний и осенний периоды.

При анализе рельефа в местах выполнения буровых работ было зафиксировано отсутствие продольного водоотвода вдоль земляного полотна с верховой стороны (весной и осенью здесь застаиваются поверхностные воды). Продольному водоотводу вдоль основания насыпи, как показали обследования, препятствуют возникшие искусственные валы грунта и неорганизованные съезды. При этом во всех скважинах зафиксированная влажность грунтов существенно превышает оптимальную.

Результаты анализа радарограмм и лабораторных исследований грунтов, выполненных сотрудниками Оренбургского государственного университета, показали, что грунты земляного полотна и его основания относятся к средне- и сильнодеформируемым (согласно таблице В.4 ГОСТ 25100 [3]), слабо- и среднепросадочным (относительная деформация просадки от 0,001 до 0,043), слабо- и средненабухающим (относительная деформация набухания от 0,004 до 0,120), содержат карбонаты (от 0,22 до 5,69% сухого вещества), склонные к вымыванию грунтовыми водами. Коэффициент уплотнения грунтов находится в пределах от 0,86 до 0,98, при этом меньшие значения зафиксированы в рабочем слое земляного полотна.

Анализ радарограмм, записанных сотрудниками ФАУ «РОСДОРНИИ», показал, что на всех километровых участках зафиксировано большое количество аномальных зон, представленных в основном разуплотненными и переувлажненными грунтами. В этих зонах наблюдаются существенные структурные нарушения. Оси синфазности зачастую разорваны, изогнуты, размыты или хаотично расположены, часто наблюдаются наклонные оси синфазности, все это характеризует сдвиги и сползание грунта. Две радарограммы (километровых участков каждая) из многочисленного числа радарограмм, полученных антенным блоком АБ-150 по левой полосе движения, приведены на рисунке 3. Прямоугольниками выделены аномальные зоны. К аномальным зонам отнесены участки просадок, разуплотненных (толстые линии синфазности, характеризующиеся большими амплитудами и низкими частотами сигнала) и переувлажненных (тонкие разорванные, изогнутые, размытые и хаотично расположенные линии синфазности) грунтов. В работе была выполнена привязка каждой упомянутой зоны грунтов к километражу.

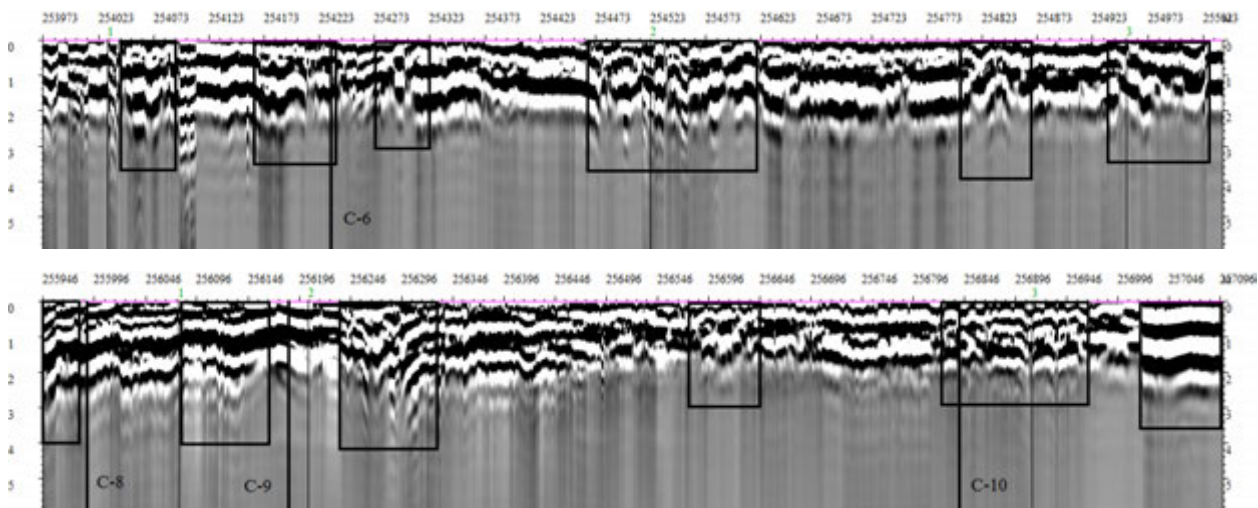


Рисунок 3 – Радарограммы двух продольных проходов (антенный блок АБ-150) на участке автомобильной дороги с указанием расположения заверочных буровых скважин № 6,8-10. Прямоугольниками выделены аномальные зоны

Аналогичные результаты с большим количеством аномальных зон получены антенным блоком АБ-400 (рисунок 4), при меньшей глубине зондирования 1-2 м. Аномальные зоны, выделенные антенными блоками АБ-150 и АБ-400 по результатам продольных проходов хорошо коррелируют друг с другом.

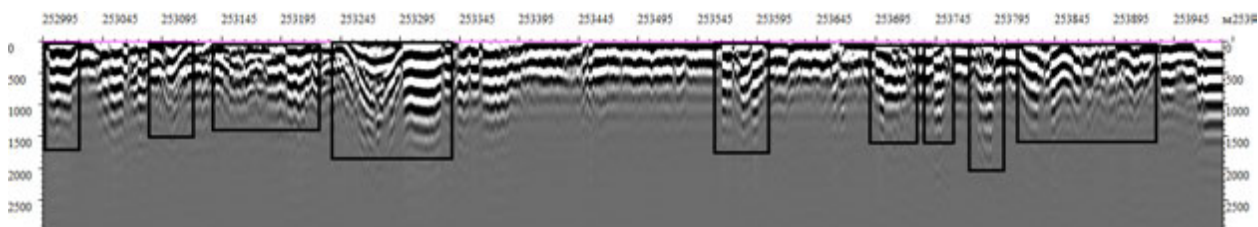


Рисунок 4 – Радарограмма одного из продольных проходов (антенный блок АБ-400) на участке автомобильной дороги. Прямоугольниками выделены аномальные зоны

Визуальный осмотр показал, что грунт у оснований откосов насыпи в летний период покрыт сеткой трещин, что способствует его обильному водонасыщению в период выпадения осадков. Следовательно, несущая способность выявленных в основании насыпей набухающих, сильно- и среднедеформируемых, содержащих карбонаты грунтов не достаточная, что ведет к образованию просадок под воздействием статических нагрузок от вышележащих грунтов насыпи и от динамических автомобильных нагрузок, в том числе карьерных автомобилей большой грузоподъемности, перевозящих сырье.

На всех радарограммах поперечных проходов, как в слоях дорожной одежды, так и в насыпных грунтах наблюдаются существенные структурные нарушения (оси синфазности разорваны, изогнуты, размыты, наклонены или хаотично расположены, что характеризует сдвиги и сползание грунта). Неравномерность толщины дорожной одежды свидетельствует о локальных просадках и попытках компенсировать их посредством усиления. Под левой полосой движения наблюдается утолщение дорожной одежды, что свидетельствует о результатах ранее выполненных ремонтных работ. Просадки продолжаются, так как зафиксированы и в период исследований.

Пример одной из радарограмм поперечного профиля: наклон осей синфазности на поперечном сечении (рисунок 5) сигнализирует о ранее выполненных ремонтах и о проседании земляного полотна с левой стороны дороги. Крупная аномальная зона под дорожной одеждой (выделенная зеленым цветом между 4 и 10 м) характеризует остатки погребенной старой дорожной одежды.

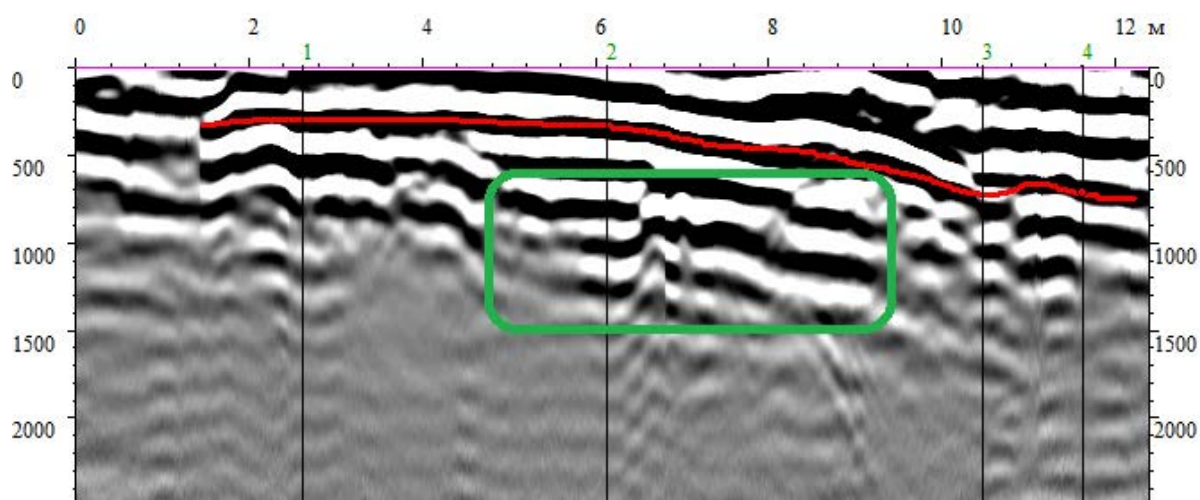


Рисунок 5 – Радарограмма поперечного прохода. Метки: 1,3 – кромка проезжей части; 2 – ось проезжей части; 4 – буровая скважина. Красный цвет – основание асфальтобетонного покрытия

На основе выполненного анализа результатов исследований установлено, что образование просадок вызвано несколькими факторами:

- грунтами в основании насыпей и местными грунтами, использованными для возведения земляного полотна;
- ошибками, допущенными при проектировании и строительстве данной автомобильной дороги;
- ошибками, допускаемыми при содержании автомобильной дороги.

Грунты основания и местные грунты, используемые для возведения насыпи, имеют следующие характеристики:

- суглинки и глины по ГОСТ 23161 [4] слабопросадочные в теле насыпей (например, скважина № 1, глубина 3,0-3,5 м) и среднепросадочные в основании насыпей (например, скважина № 7, глубина 11.0-11.5 м), которые при повышении влажности в весенне-осенние периоды дают дополнительные просадки. В этих грунтах наблюдаются также послепросадочные деформации грунта за счет выщелачивания и вымывания из них водорастворимых соединений (карбонатов);

- грунты земляного полотна и его основания относятся к средне- и сильно-деформируемым грунтам (по ГОСТ 25100 [3]), имеющим модуль деформации от 3 до 30 МПа. Низкое значение модуля деформации способствует просадке грунта особенно на участках высоких насыпей на подходах к путепроводам, где высота насыпей достигает 8-11 м;

- грунты земляного полотна и его основания относятся также к слабозасоленным (содержание солей от 0,05 до 0,27 %) и карбонатизированным грунтам (содержание карбонатов от 0,2 до 5,7 %), что способствует набуханию и усадке грунтов.

Ошибки, допущенные при проектировании и строительстве данной автомобильной дороги, по нашему мнению, следующие:

- отсутствие дренирующих песчаных грунтов в основании дорожной одежды, особенно на участках насыпей, проходящих в нулевых отметках;

- не обеспечен поверхностный водоотвод: недостаточное количество водопропускных труб и много участков дороги, где застаиваются поверхностные воды с верховой стороны у оснований откосов насыпей;

- не было обеспечено укрепление основания высоких насыпей, до модуля упругости 50 МПа;

- не был обеспечен требуемый нормативный коэффициент уплотнения грунтов при возведении насыпей;

- нарушение структуры, неоднородность материалов дорожной одежды и грунтов земляного полотна, выявленные по результатам георадарных исследований (в поперечном, так и в продольном направлениях).

К ошибкам, допускаемым при содержании автомобильной дороги, по нашему мнению, следует отнести:

- ненадлежащее обеспечение поверхностного водоотвода в весенне-осенний период, о чем свидетельствуют множество зафиксированных участков дороги, где застаиваются поверхностные воды с верховой стороны у оснований откосов насыпей;

- трещины на покрытии не заливаются мастикой, препятствующей проникновению осадков в дорожную одежду и тело земляного полотна;

- устранение последствий просадочных деформаций выполняется укладкой нового слоя асфальтобетона, в то время как причины просадок не ликвидируются;

- недостаточно контролируется движение по автомобильной дороге тяжелого и сверхтяжелого автомобильного транспорта в весенний период и при высоких летних температурах.

На выявленных по результатам георадарных работ участках просадок и разуплотненных грунтов следует ожидать последующих послепросадочных деформаций и просадок грунтов по истечении некоторого времени.

К общим рекомендациям по предотвращению просадок и обеспечению устойчивости грунтов земляного полотна, по нашему мнению, следует отнести:

- обеспечение поверхностного водоотвода: устранение застоя поверхностных вод в весенне-осенний периоды с верховой стороны у оснований откоса насыпи (прочистка боковых канав, сброс воды в пониженные места рельефа); обеспечение водоотвода с проезжей части и обочин (оценка эффективности работы прикромочных лотков, своевременная уборка снега с обочин); устройство дополнительных водоперепускных труб (в том числе и на участках съездов);

- устройство поперечных дренажных прорезей (или сеть наклонных дренажных скважин) на участках насыпей для осушений грунтов земляного полотна, а только после этого выполнение капитального ремонта дорожной одежды;

- на участках больших просадок наряду с поперечными дренажными прорезями целесообразно выполнить замену грунта рабочего слоя (активной зоны) земляного полотна на дренирующий грунт, что позволит осушить дорожную одежду и обеспечить несущую способность дорожной конструкции;

- осушить грунты основания земляного полотна, например, устройством дренажей глубокого заложения или связыванием воды путем инъектирования извести или цементного раствора;

- создать в основании земляного полотна путем его укрепления распределяющий слой, который позволит снизить сжимающие нагрузки на нижние слои основания земляного полотна (это достигается электро-химическими способами укрепления: создание электрического поля с закачиваем укрепляющих реагентов).

Особое внимание следует уделить своевременному выполнению работ по содержанию данного участка автомобильной дороги, а именно:

- очистка обочин от снега;
- заливка мастикой образовавшихся трещин на поверхности покрытия дорожной одежды;
- обеспечение поперечного уклона проезжей части и обочин;
- устранение колеи;
- устранение образовавшихся понижений на обочине, вызванных продавливанием поверхности колесами тяжелых автомобилей, припаркованных на обочине;
- ремонт прикромочных лотков;
- своевременное размораживание весной льда в водопропускных трубах;
- прочистка водосбросов;
- ограничение пропуска тяжелых автомобилей в периоды весенней распутицы и летних высоких температур воздуха.

ЛИТЕРАТУРА

1. «Методическими рекомендациями по применению георадаров при обследовании дорожных конструкций» (введены в действие письмом Росавтодора № ОС-28/477 от 28.01.2004).
2. ОДМ 218.2.037-2013. Методические рекомендации на проведение изыскательских работ при капитальном ремонте и ремонте автомобильных дорог (введены в действие распоряжением Федерального дорожного агентства от 05.06.2013 № 762-р). М.: Росавтодор, 2014 - 94 с.
3. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация.
4. ГОСТ 23161-2012. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик просадочности.

THE EXPERIENCE OF GEORADAR INSPECTION OF EMBANKMENTS ON SUBSIDING, SWELLING AND SALINE SOILS

Kulizhnikov Aleksandr Mihaylovich¹, PhD

Eremin Roman Aleksandrovich¹, PhD

Ukrainchenko Dmitriy Aleksandrovich², PhD

Lisov Sergey Vyacheslavovich², senior researcher

(¹Rosdornii, Moscow;

²Orenburg State University, Orenburg)

ABSTRACT

Problems of design, construction and exploitation of a roadbed in adverse ground and hydrogeological conditions aggravated by heavy cars, which are carrying out systematic transportations are considered in this article. Experience of georadar inspection of high embankments close to overpasses on the collapsible, swelling and saline soils is presented. On the basis of the executed georadar inspection and laboratory researches of soils physical and mechanical properties are defined the reasons of manifestation of roadbed collapsible deformations. Recommendations about elimination of the revealed defects, prevention of sags and ensuring stability of roadbed soils and maintenance of the highway section are made, and also the mistakes in design and construction taken into consideration will allow to avoid negative consequences of new roadbed operation in simulated adverse ground and hydrogeological conditions are specified.

Keywords: georadar, physical and mechanical properties, deep fill, roadbed, overpass, ground and hydrogeological conditions.

ОБСЛЕДОВАНИЕ И УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ, АРМИРОВАННЫХ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ

Курлапов Дмитрий Валерьевич, к.т.н., доцент
(ВИ(ИТ) ВАМТО «ВИТУ», Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В результате обследования монолитных железобетонных конструкций фундаментных плит хранилищ были обнаружены дефекты, связанные с усадкой бетонной смеси при неравномерном прогреве во время бетонирования при отрицательных температурах. Дефектами обследованных конструкций являются трещины глубиной более защитного слоя бетона.

Ключевые слова: композитная арматура, фундаментная плита, техническое обследование, дефекты, инъектирование, проверочные расчеты, трещины.

Техническое обследование фундаментных плит хранилищ проводилось в августе...сентябре 2015 года. На момент обследования выполнены фундаментные плиты хранилищ, выставлены стальные каркасы армирования колонн и стен строящихся сооружений. Фундаментные плиты хранилищ выполнены в феврале...апреле 2015 года. С целью уточнения геометрических размеров фундаментных плит и определения состояния фундаментных плит были выполнены визуальный осмотр и необходимые обмеры, проведены инструментальные измерения. Толщина плит 0,7 м. Плиты прямоугольные в плане с размерами 30,6×40,6 м. Для анализа скрытых от обзора дефектов конструкций в необходимых местах были произведены вскрытия [1, 2].

Для уточнения прочности бетона фундаментных плит были отобраны образцы (керны). Обследование грунтов основания и фундаментов производилось с помощью шурфов.

Обследуемые фундаментные плиты хранилищ расположены в Мурманской области [3].

Согласно [4] район по снеговой нагрузке – V, по ветровой – IV.

В геологическом строении района принимают участие 5 генетических типов грунтов:

- современные техногенные насыпные грунты (tQIV);
- торфяно-болотные отложения (bQIV);
- современные морские отложения (mQIV);

- верхнеплейстоценовые ледниковые отложения (qQIII);
- кристаллические горные породы архей-протерозойского возраста (γ AR).

Для выявления фактического состояния фундаментной плиты хранилища были открыты 4 шурфа, за границами плиты глубиной 1,5...2,0 м от уровня верха фундаментной плиты и в центре плиты выбурен керн. На основании результатов лабораторных исследований грунтов основания фундаментных плит хранилищ гранулометрический состав песчано-гравийной смеси соответствует проекту. На основании результатов динамического зондирования коэффициент уплотнения грунтов основания фундаментных плит хранилищ соответствует требованиям проектной документации.

С целью выяснения конструкции, обнаружения дефектов и повреждений был произведен натурный осмотр фундаментной плиты хранилища, выполнены необходимые обмеры, местные вскрытия и зондирование конструкций фундаментов для выявления их фактического состава и технического состояния скрытых элементов. В ходе обследования производилась фотофиксация дефектов. Разбивка выработок осуществлена на основании плана фундаментной плиты хранилища, представленного заказчиком, результатов визуального осмотра фундаментной плиты с дефектами. Планово-высотная привязка выработок произведена инструментально от существующих пунктов геодезической сети и отнесена к верху фундаментной плиты хранилища. Система высот – Балтийская. За отметку 0,000 м принята отметка чистого пола первого этажа хранилища. Абсолютная отметка в Балтийской системе высот – плюс 68,450 метров.

В процессе обследования установлено следующее.

Фундаментная плита хранилища выполнена на искусственном основании, состоящем из слоя песчано-гравийной смеси и уплотненного щебня, подстилающим грунтом является природный скальный грунт (ИГЭ-5а, ИГЭ-5б). Мощность слоя песчано-гравийной смеси – 0...0,68 метра. Мощность слоя уплотненного щебня – 0,5...0,6 метра. По результатам испытания песчано-гравийной смеси содержание песка в ПГС составляет 77,1 %, содержание гравия 22,9%.

Динамическим зондированием установлено, что по условному сопротивлению динамическому зондированию (p_d) по глубине грунт основания однороден и относится к песчано-гравийной смеси. Обследуемая толща грунта основания составила $h = 1,6...2,3$ м. Коэффициент уплотнения соответствует проектному коэффициенту уплотнения $K_y=0,96$.

Фундаментная плита с двойным армированием сетками из стержней диаметром 18 АСК-18-800/50. Размер ячейки сеток нижнего и верхнего армирования 200×200 мм. В местах опирания колонн для нижней сетки шаг уменьшен за счет дополнительных стержней диаметром 18 АСК-18-800/50 и размер ячейки составляет 100×100 мм [5]. Защитный слой бетона для стержней верхнего армирования составляет 30 мм, для стержней нижнего армирования – 45 мм. В соответствии с проектом класс бетона по прочности на сжатие фундаментной плиты хранилища – В25. По результатам испытания отобранных кернов прочность бетона фундаментной плиты на сжатие – В25. По периметру фундаментной плиты хранилища выполнена обмазочная гидроизоляция.

По результатам проверочных расчетов фундаментная плита хранилища имеет значительный запас прочности. Момент трещинообразования фундаментной плиты хранилища значительно превышает момент в фундаментной плите от внешней нагрузки. Осадка фундаментной плиты хранилища составляет 0,4 мм.

В ходе обследования фундаментной плиты хранилища выявлены трещины с шириной раскрытия до 0,6 мм на глубину до 500 мм (рисунок 1). Трещины в фундаментной плите хранилища не силового характера и не связаны с неравномерной осадкой основания. Причиной появления трещин является неравномерная усадка бетона во время прогрева при бетонировании с отрицательной температурой наружного воздуха.



Рисунок 1 – Трещина в фундаментной плите хранилища. Маяк над трещиной

В соответствии с результатами обследования фундаментных плит хранилищ ремонт дефектов должен осуществляться инъектированием под давлением через пакеры специальных ремонтных составов с предварительной подготовкой трещин.

В состав работ по инъектированию, рассматриваемых технологической картой входят: подготовка поверхности; установка пакеров; устройство герметизации трещины; устройство заполнения трещины составом; удаление пакеров и зачистка поверхности стен [6].

Подготовка поверхности в зонах инъектирования и лечения трещин заключается в очистке бетона до неразрушенного слоя бетона. Трещины с общим раскрытием до 1 мм могут быть очищены с помощью механизированного инструмента. После очистки трещин их следует инъектировать. Трещина, находящаяся между пакерами герметизируется для блокирования выхода инъекционной смолы во время инъектирования (например, материалом Sikadur®31, HILTI CC 412-1 или HIT-RE 500).

Инъекции проводятся двумя способами:

- с установкой внутренних пакеров в пробуренные отверстия;
- с наклейкой пакеров на трещину.

Инъекционные отверстия пробуривают с подсечением плоскости трещины под углом 30° ... 45° к поверхности фундаментной плиты или непосредственно в трещину. Угол наклона и глубина отверстий зависят от конкретной ситуации, однако для качественного заполнения полости трещины предпочтительнее попасть в ее середину. Для производства инъекционных работ в пробуренные отверстия устанавливают инжекторы, снабженные обратным клапаном (пакеры). Инжекторы закрепляют в отверстиях специальными резиновыми уплотнителями. В качестве инжекторов рекомендуется применять металлические разжимные пакеры диаметром 12...13 мм, с глубиной заделки до 50...80 мм. Расстояние между инжекторами (пакерами) составляет 250...400 мм (меньшее расстояние для трещин с меньшей шириной раскрытия) (рисунок 2).

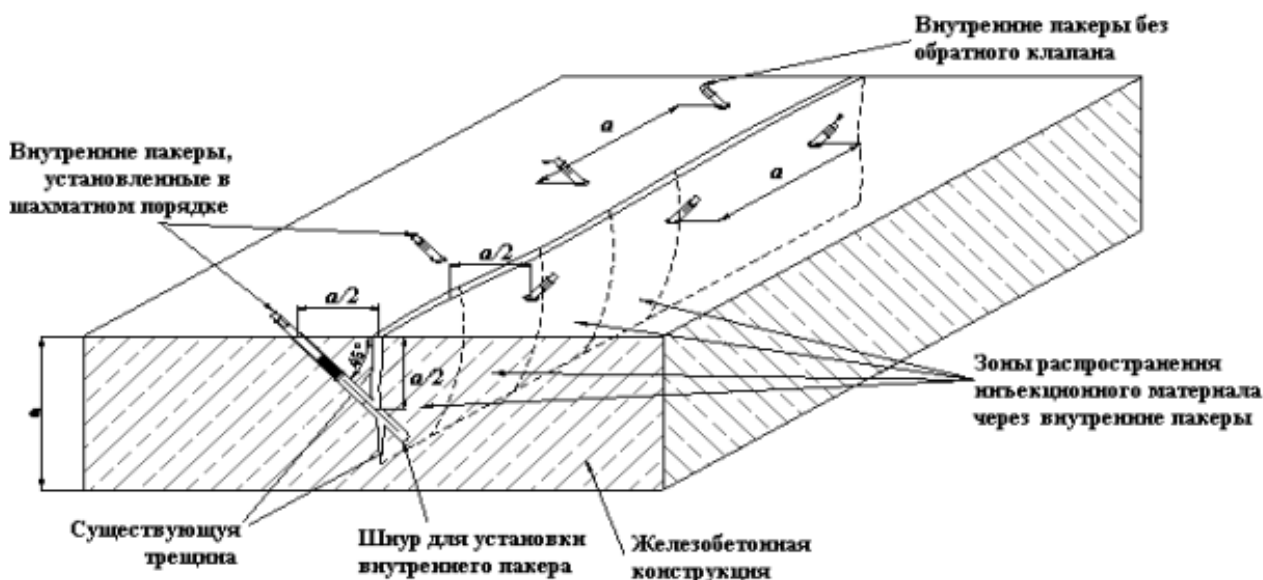


Рисунок 2 – Схема санации железобетонной конструкции

Для ограничения расхода инъекционного раствора, трещину между пакерами зачеканивают (заклеивают) специальными растворами в соответствии с инструкцией производителя инъекционного раствора.

Вертикальные трещины всегда должны инжецироваться снизу вверх. Как только инъекционная смола начинает просачиваться из следующего (соседнего) пакера, инъекцию в данный первый следует прекратить, пакер загерметизировать. Далее переходят к следующему пакеру. По завершению инжектирования сами инъекционные каналы/пакеры, а также герметизирующий материал между каналами удаляются.

Схема технического решения санации железобетонной конструкции в зоне трещины с использованием наружных (наклеенных) пакеров представлена на рисунке 3.

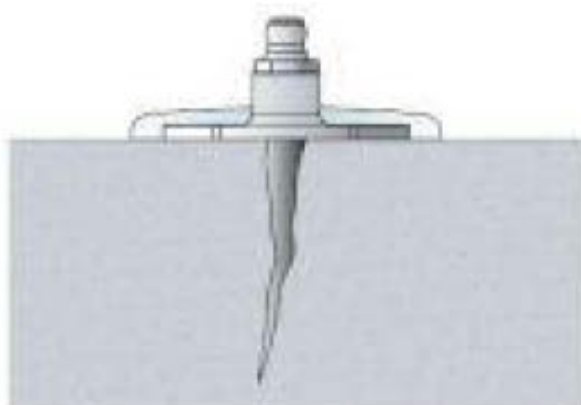


Рисунок 3 – Установка наклеиваемого пакера

Поверхность бетона вдоль трещины должна быть прочной, сухой на поверхности, чистой, без масла и смазки. Весь сыпучий материал и цементное молоко вдоль трещины следует убрать ручными инструментами. Продувать трещину следует сухим воздухом без смазки.

Основные работы по заделке трещин выполняют в следующем порядке:

- подготовка герметизирующего материала для заделки поверхности трещин.
- с помощью герметизирующего материала на трещину устанавливаются пакеры, оставляя отверстие для заливки полимерного состава.
- все трещине полностью заделываются герметизирующим материалом, в виде полос толщиной не менее 50 x 2 мм. После чего герметизирующему материалу необходимо дать застыть в течение заданного времени.
- после заливки смолы пакеры и герметизирующий материал можно снимать плоской стамеской. При необходимости, можно отшлифовать поверхность бетона шлифовальной машиной.

При использовании состава на основе микроцемента после закрепления инъекторов производится контрольное нагнетание в отверстие воды для увлажнения бетонной поверхности. Контрольное нагнетание покажет наличие гидравлической связи между пробуренными отверстиями и имеющимися трещинами, а также ориентировочный расход инъекционного состава.

Во время инъектирования часть воды будет вытесняться из порового пространства через трещины подаваемым составом. Нагнетание производят до появления состава из соседнего инъектора, после чего нагнетание производят в него.

Наблюдения ведут за каждым отверстием и результаты заносят в журнал.

При нагнетании ремонтных составов на базе полиуретановых смол должна соблюдаться следующая очередность:

- Инъектирование производят общедоступными одноканальными насосами с низким, средним или высоким давлением.
- Предварительное назначение предельно допустимого давления инъектирования сделано лишь приближенно и должно обязательно проверяться пробным нагнетанием и наблюдением за раскрытием трещин по гипсовым маякам и трещиномерам. При этом необходимо особое внимание обратить на недопустимость высоких давлений, которые представляют опасность в отношении

раскрытия имеющихся трещин, особенно при нагнетании составов густой консистенции на базе микроцементов.

Результаты работ по «лечению» трещин считают удовлетворительными, в случае если:

- при визуальном осмотре отсутствует незаполненные ремонтным составом участки трещин;
- при проверке ультразвуковым прибором отсутствует наличие трещины.

В противном случае производят бурение дополнительных инъекционных отверстий и нагнетание в них ремонтных составов.

При производстве ремонтных работ выбор способов устранения дефектов в конструкции фундамента осуществляем на основании изучения и установления причин их возникновения, а также оценки их влияния на эксплуатационные показатели конструкции.

Так как имеющиеся дефекты и повреждения не приводят к уменьшению несущей способности фундаментной плиты хранилища, техническое состояние фундаментной плиты хранилища следует признать работоспособным. Рекомендуется произвести заделку трещин, в соответствии с предложенными рекомендациями, после выполнения работ по возведению конструкций надземной части хранилища. При бетонировании стен хранилища избегать технологических швов в створе трещин фундаментной плиты хранилища. На период возведения конструкций надземной части сооружения производить мониторинг состояния фундаментной плиты хранилища.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. СПб, – Издательский Дом KN+, 2004. – 140 с.
2. СП13-102-203. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М.: ФГУП ЦПП. 2004.
3. СП131.13330.2012«Строительная климатология» Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменением N 2). – М.: ФГУП ЦПП. 2012.
4. СП20.13330.2011«Нагрузки и воздействия» Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*– М.: ФГУП ЦПП. 2011.
5. ГОСТ31938-2011«Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций» – М.: ФГУП ЦПП. 2012.

6. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами (в развитие СП 52-101-2003, М., НИИЖБ, Интераква).

INSPECTION AND STRENGTHENING OF BASE PLATES, REINFORCED WITH COMPOSITE REBAR

Kurlapov Dmitriy Valerevich,
Candidate of Technical Sciences, Associate Professor
(VI(IT) WAMTO «VITU», Saint-Petersburg)

ABSTRACT

In a survey of monolithic reinforced concrete constructions bed plates storage was discovered the defects associated with shrinkage of concrete mixtures with non-uniform heating during concreting at low temperatures. Defects of the inspected structures are cracks deeper than the protective layer of concrete.

Keywords: composite rebar, base plate, technical inspection, defects, injection, testing, calculations, cracks.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПЕРЕКРЫТИЙ ПО СТАЛЬНЫМ БАЛКАМ С НАКАТОМ В ВИДЕ СВОДИКОВ

Лаптев Егор Александрович, инженер

Улыбин Алексей Владимирович, к.т.н., доцент

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

АННОТАЦИЯ

В работе рассматривается конструктивное решение перекрытия по стальным балкам с накатом в виде бетонных сводиков. Для сравнения несущей способности перекрытия с деревянным настилом и с накатом в виде сводиков в ходе работы проведено испытание фрагмента перекрытия в лабораторных условиях двумя типами нагрузок: сосредоточенной и равномерно распределённой. Также приведен расчет фрагмента перекрытия в программном комплексе ANSYS. По результатам эксперимента и расчета показано существенное отличие фактической несущей способности перекрытия с накатом в виде сводиков по сравнению с определенной расчетным путем.

Ключевые слова: несущая способность, сводики, расчеты, перекрытие, сводчатый накат.

Введение

В зданиях постройки конца XIX – начала XX вв. одним из наиболее распространённых конструктивных решений перекрытий было перекрытие по стальным балкам. Между балок применялся различный накат: деревянный, плоский бетонный, бетонный или каменный в виде цилиндрических сводиков.

С точки зрения огнестойкости, долговечности и несущей способности накат в виде сводиков является наиболее рациональным решением, особенно для надподвальных перекрытий. К недостаткам такого наката можно отнести большой собственный вес, сложность возведения и отсутствие достоверных методик расчета. По этим причинам подобные перекрытия с начала XX века стали применяться реже, а с распространением железобетонных конструкций и вовсе потеряли свою популярность.

Несмотря на это, сохранилось немалое количество зданий, в которых применено данное конструктивное решение перекрытия, например, в Санкт-Петербурге, где многие здания исторического центра датируются XIX-XX вв.

Большинство из них требуют ремонта или усиления некоторых конструкций, в частности перекрытий, по причине физического износа или увеличения нагрузки. В существующих нормативных документах отсутствуют методики расчета таких перекрытий с учетом включения в работу сводчатого заполнения. Поэтому в расчете учитывается только несущая способность балок без учета работы бетонного заполнения. Сводики учитываются только в виде нагрузки от собственного веса бетона.

На данный момент довольно мало научных работ, посвященных изучению напряженно-деформированного состояния рассматриваемого типа перекрытия. В большинстве работ описываются именно своды [1]. Для сводов, работающих совместно со стальными балками, имеются предложения по учету несущей способности заполнения [2], а также примеры перекрытий, где по результатам расчета несущая способность балок исчерпана, однако перекрытие несет нагрузку даже с серьезными повреждениями [3, 4].

Вышесказанное говорит о том, что традиционный подход к расчету таких перекрытий не учитывает реальное напряженно-деформированное состояние, что приводит к занижению истинной несущей способности. Для сравнения различных типов наката (деревянного и бетонного сводчатого), с точки зрения деформационных свойств и несущей способности, авторами данной статьи было проведено натурное испытание фрагмента перекрытия. Результаты исследования представлены в настоящей работе.

Натурный эксперимент

Для сравнения несущей способности балок со сводчатым накатом с другими видами межбалочного заполнения было проведено натурное испытание фрагмента перекрытия. В данной работе испытывалось перекрытие с двумя типами заполнения: с накатом в виде бетонных сводиков и деревянным настилом. Фрагмент перекрытия в обоих случаях испытывался распределенной и сосредоточенной нагрузками.

Для моделирования фрагмента перекрытия (рисунок 1) использовались три двутавровые балки (двутавр №14 по ГОСТ 8239-89 [5]), уложенные с шагом 1 м. Балки с пролетом 3,10 м были шарнирно оперты по краям. К балкам были приварены арматурные стержни для раскрепления смещения в горизонтальном направлении и восприятия распора сводиков, передаваемых на крайние балки.

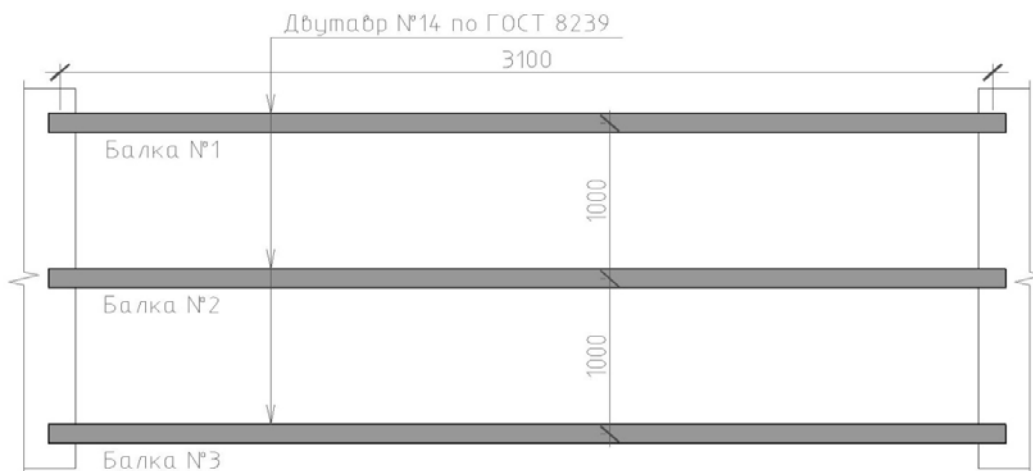


Рисунок 1 – Схема перекрытия

Испытание перекрытия без сводчатого наката

Сосредоточенная нагрузка

Для испытания балки перекрытия сосредоточенной нагрузкой был собран стенд, схема которого представлена на рисунке 2.

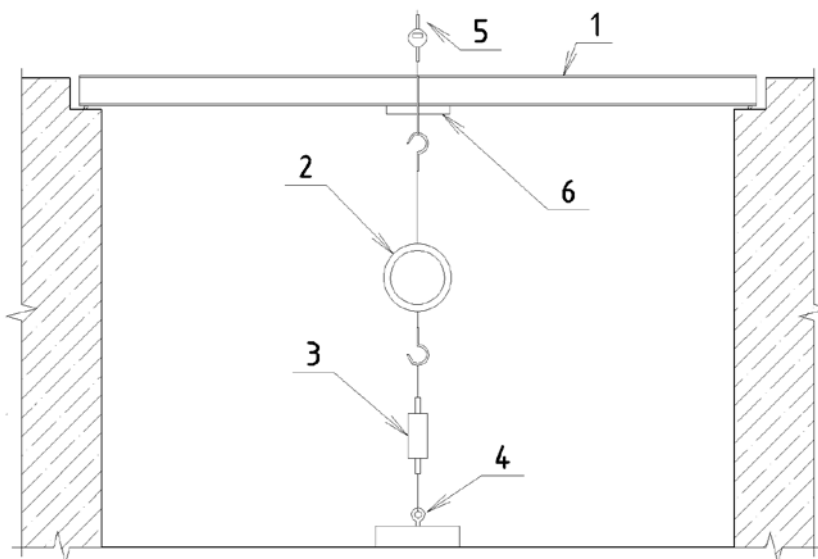


Рисунок 2 – Стенд для испытания сосредоточенной нагрузкой

К стальной балке 1, свободно опертой по краям, через проушину была подвешена ручная таль 2. Для измерения прикладываемой нагрузки, был установлен динамометр 3, одним концом закрепленный в бетонном основании через анкерное устройство 4. Для фиксации прогиба был установлен индикатор часового типа 5, а для фиксации продольных деформаций в растянутой зоне сечения – цифровой датчик перемещений 6. На рисунке 3 представлена фотофиксация процесса испытания.



**Рисунок 3 – Испытание сосредоточенной нагрузкой.
Анкерное крепление с динамометром (слева)**

Нагружение балки велось ступенями по 200 кг. Максимальная нагрузка составила 1640 кг. Результаты испытания приведены на рисунке 4.

Для сравнения на графике приведены теоретически ожидаемые прогибы и напряжения. Теоретические прогиб f и напряжения σ от сосредоточенной нагрузки F вычислены формулам (1) и (2):

$$f = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I}, \quad (1)$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot l}{4 \cdot W}, \quad (2)$$

где l - пролет балки, м;

I - момент инерции сечения, см⁴;

W - момент сопротивления сечения, см³;

E - модуль упругости, МПа.

Действующие напряжения в балке были рассчитаны по формуле (3):

$$\sigma = E \cdot \frac{\Delta l}{l}, \quad (3)$$

где Δl - продольная деформация балки;

l - база датчика перемещений.

Значение модуля упругости E было принято равным 200000 МПа в соответствии с СП [6]. Момент инерции I принят равным 568,97 см⁴; момент сопротивления W принят равным 81,28 см³.

По графикам видно, что максимальный прогиб составил 9,65 мм, при напряжениях в балке 160 МПа. График «нагрузка – прогиб» имеет линейный вид и в целом совпадает с теоретическими данными. Разница (0,87 мм) между теоретическими и фактическими результатами предположительно вызваны podatливостью опор.

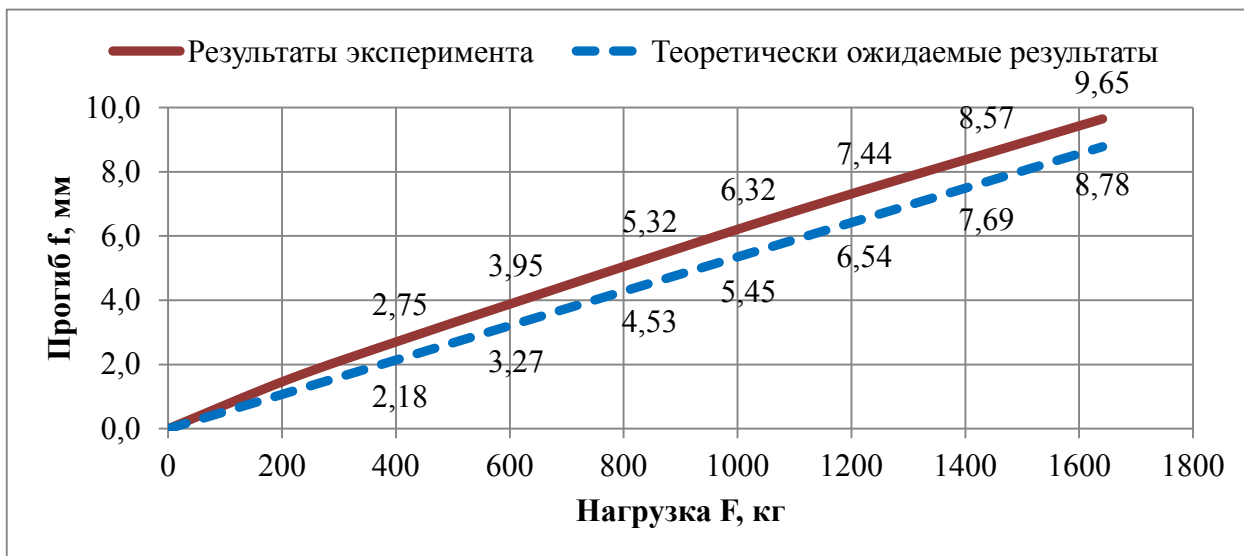


Рисунок 4 – График «Нагрузка – прогиб» по результатам испытаний одной балки сосредоточенной нагрузкой

Распределенная нагрузка

Для испытания фрагмента перекрытия распределенной нагрузкой был собран стенд, схема которого представлена на рисунке 5.

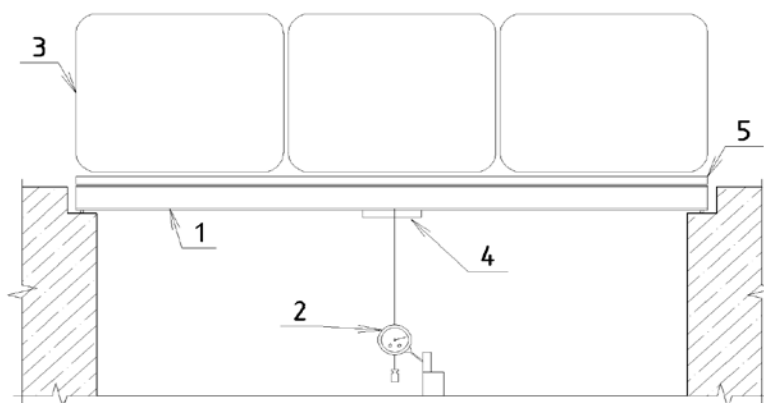


Рисунок 5 – Схема стенда для испытания распределённой нагрузкой

Для распределения нагрузки по стальным балкам 1 был уложен настил 5 из деревянного бруса и листов фанеры. Для моделирования равномерно распределенной нагрузки использовалась вода в кубических емкостях 3. У каждой балки фиксировался прогиб с помощью прогибомеров 6-ПАО, а также продольные

деформации в растянутой зоне сечения с помощью датчиков перемещений 4. Фотофиксация процесса испытания представлена на рисунке 6.

Нагружение фрагмента перекрытия велось ступенями по 100 кг/м^2 , максимальная нагрузка составила 900 кг/м^2 . Результаты представлены на рисунке 7.

Для сравнения на графике ниже также представлены аналитически вычисленные деформаций f и напряжений σ . Расчет прогиба f для центральной балки производился по формуле (4):

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (4)$$

Для крайних балок по формуле (5):

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot 2 \cdot E \cdot I} \quad (5)$$

Напряжения вычислялись по формуле (6):

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot W} \quad (6)$$

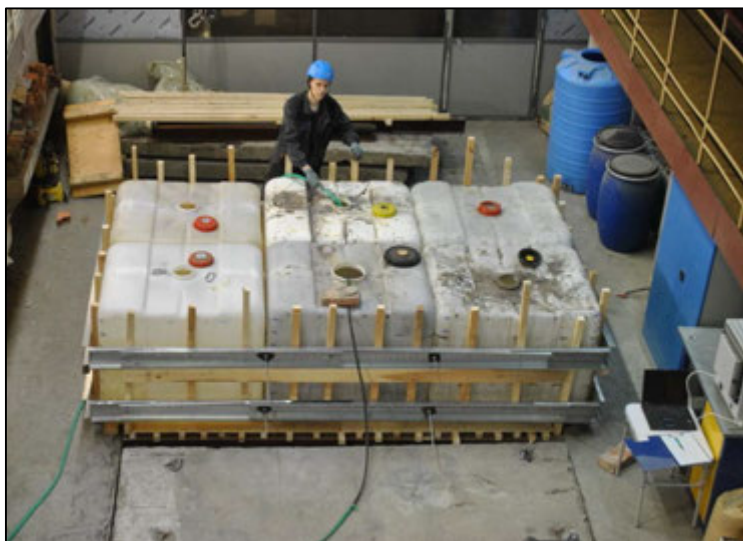


Рисунок 6 – Наполнение емкостей водой

На рисунке 7 представлен график зависимости деформаций для центральной балки. Максимальный прогиб при нагрузке в 900 кг/м^2 составил $11,08 \text{ мм}$ при напряжениях 127 МПа . Зависимость деформаций от нагрузки имеет в целом линейный вид, за исключением первых трех ступеней. Это объясняется неравномерностью приложения нагрузки на начальных этапах из-за неровного дна емкостей для воды. После нагрузки в 300 кг/м^2 зависимость приобретает

линейный вид и практически сходится с теоретически ожидаемыми значениями. Небольшая разница в прогибах (1,75 мм) вызвана просадкой опор балок.

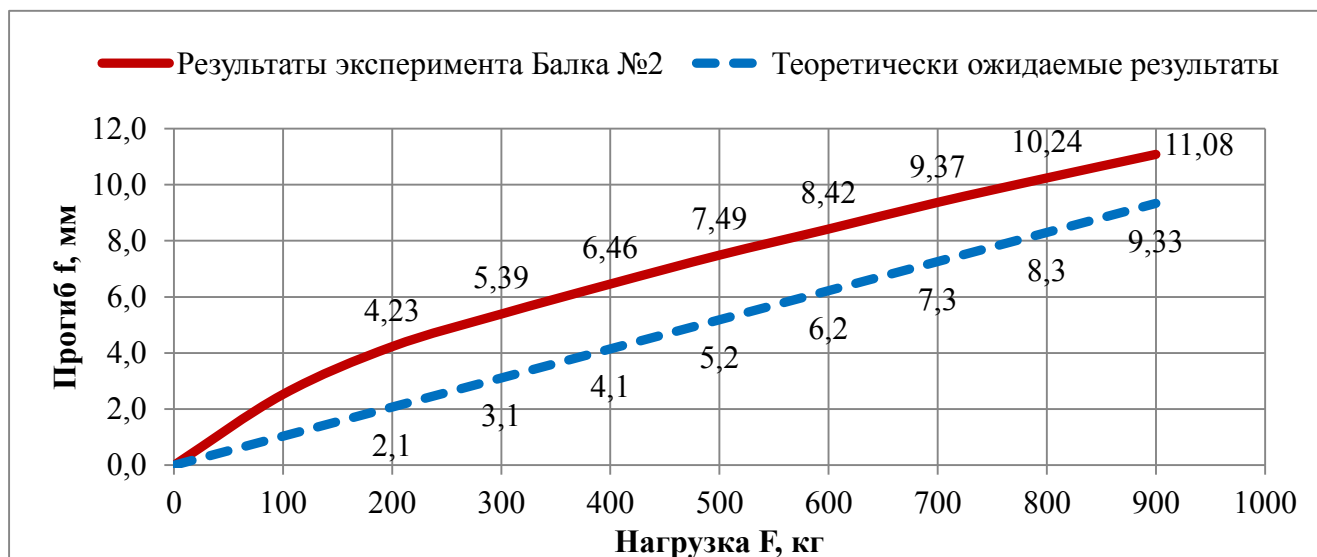


Рисунок 7 – График «Нагрузка-прогиб» для центральной балки фрагмента

У крайних балок (№1 и №3) грузовая полоса в два раза меньше, соответственно, деформации и напряжения также должны быть в два раза меньше. Полученные результаты, представленные на рис. 8, имеют сходимость хуже с теоретическими значениями, нежели результаты для центральной балки. Вероятно, это вызвано неравномерностью распределения нагрузки на крайние пролеты, вследствие включения в работу деревянного настила.

Полученные результаты испытаний близки к теоретически ожидаемым, как для сосредоточенной, так и для распределенной нагрузки, что говорит о корректности схемы испытания.

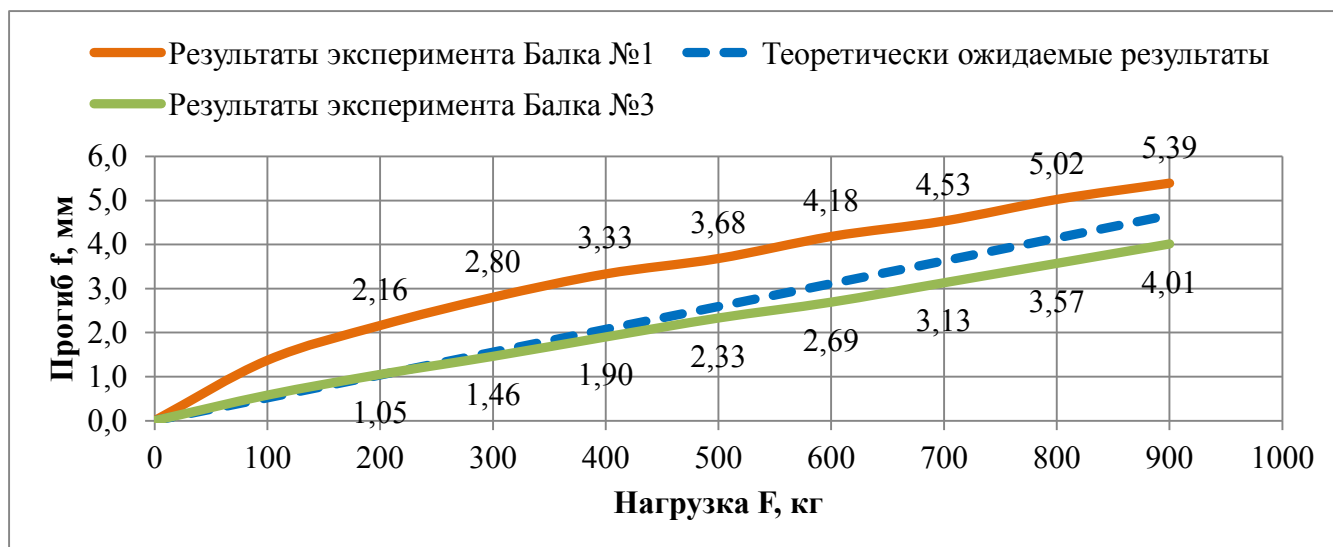


Рисунок 8 – График «Нагрузка-прогиб» для крайних балок фрагмента

Испытание балочного перекрытия со сводчатым накатом

Процесс создания сводиков

Перекрытие со сводчатым накатом было запроектировано с шагом балок в 1 м, стрела подъема сводика была принята равной 70 мм, толщина сводика в замке – 70 мм. Для создания сводиков был использован бетон на щебне с заполнителем 10-20 мм. В качестве опалубки применялись кружала, выпиленные из доски, с уложенными по ним фанерными листами. Процесс создания сводчатого наката представлен на рисунках 9, 10.

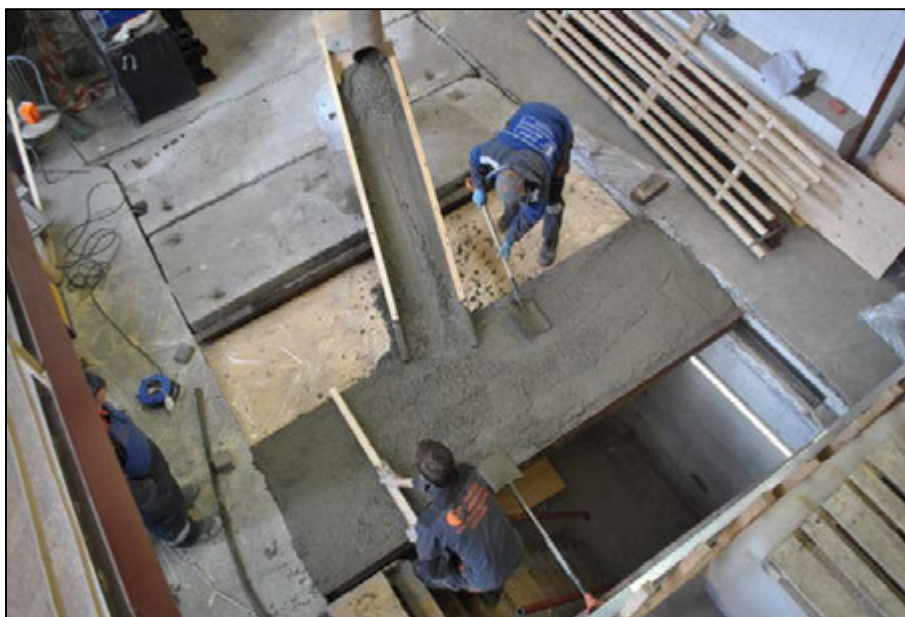


Рисунок 9 – Процесс укладки бетонной смеси



Рисунок 10 – Вид на перекрытие снизу

Сосредоточенная нагрузка

Нагружение также велось ступенями по 200 кг, однако максимальная нагрузка в процессе испытания достигла 2200 кг. На графике (рисунок 11) представлены теоретически ожидаемые результаты.

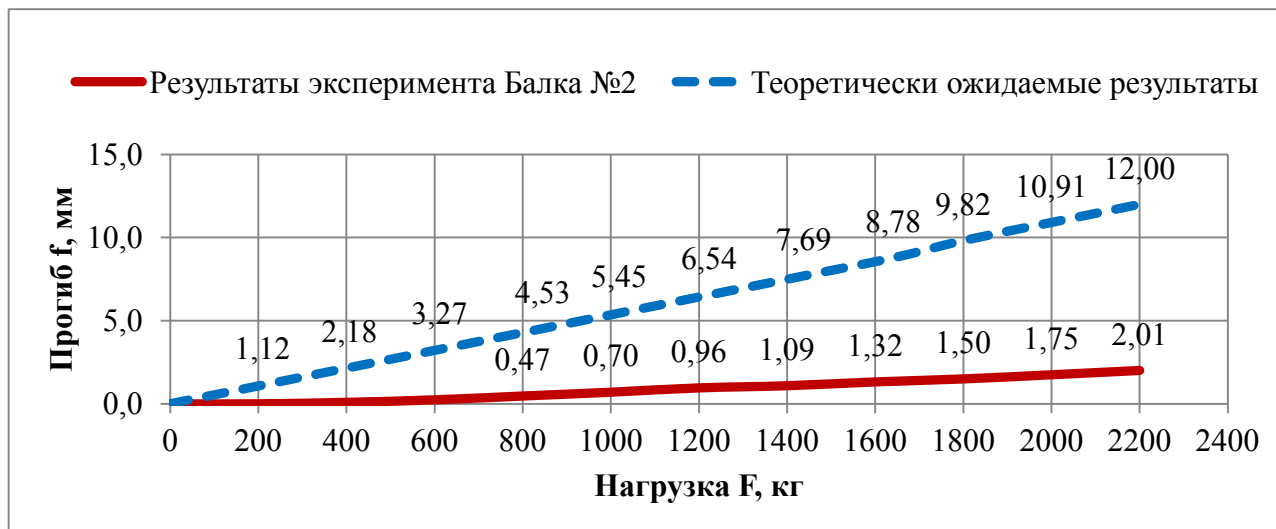


Рисунок 11 – График «Нагрузка - прогиб» для центральной балки фрагмента

Как видно из графика максимальный прогиб центральной балки составил 2,01 мм при напряжениях в 75 МПа. Полученное значение существенно отличается от теоретически ожидаемого и от полученного при предыдущем испытании. При испытании балки без сводчатого заполнения при нагрузке в 1600 кг прогиб составил 9,65 мм при напряжениях 160 МПа. Таким образом, результаты текущего испытания в 7,3 раз меньше по прогибам и в 3,3 раза меньше по напряжениям. Очевидно включение в работу сводчатого заполнения и перераспределение нагрузки на соседние балки, что видно по графикам (рисунок 12).

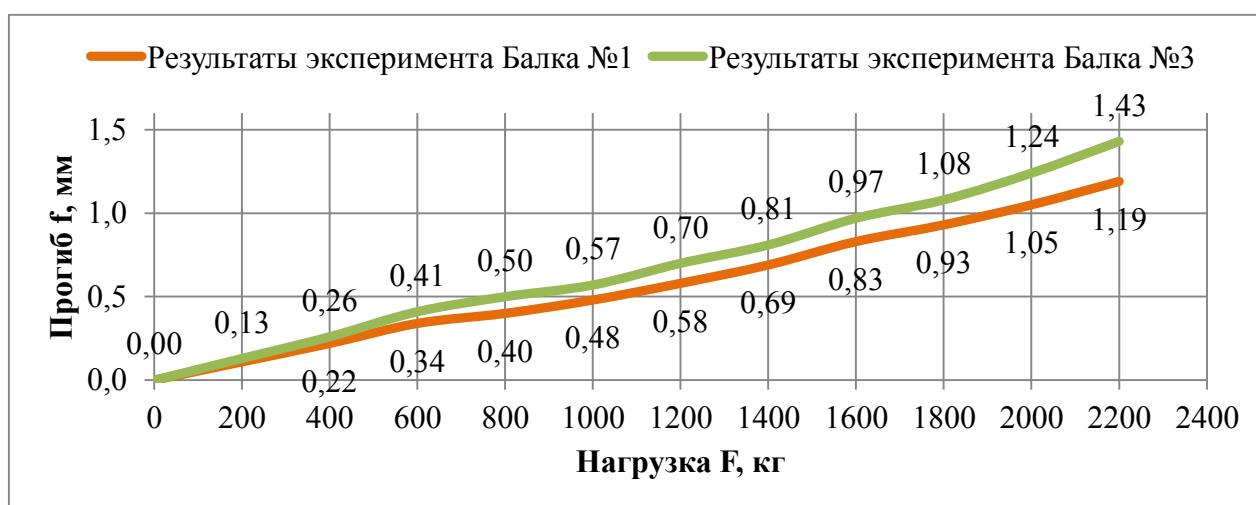


Рисунок 12 – График «Нагрузка – прогиб» для крайних балок фрагмента

Распределенная нагрузка

На рисунке 13 представлены результаты текущего нагружения.

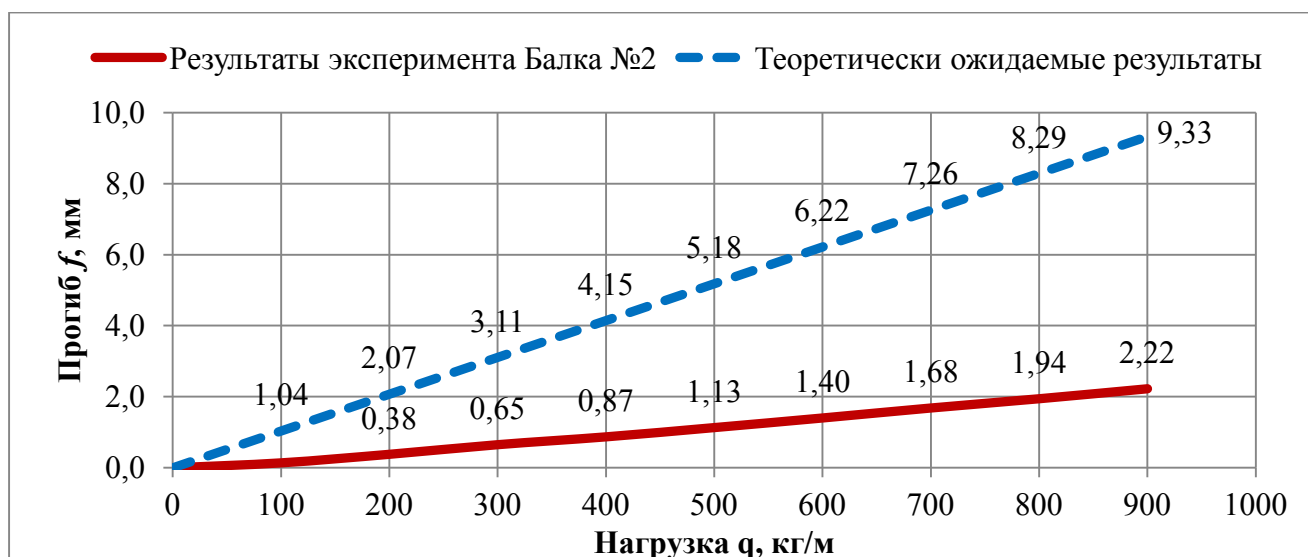


Рисунок 13 – График «Нагрузка – прогиб» для центральной балки

По результатам испытаний при нагрузке в 900 кг/м^2 прогиб центральной балки составил 2,22 мм при напряжениях в 51 МПа. Полученные в ходе текущего нагружения значения по прогибам в 4,2 раза меньше теоретически ожидаемых, по напряжениям – в 2,5 раза. По графикам видно (рисунки 13, 14), что все три балки перекрытия одинаково включились в работу, имеют приблизительно равный прогиб и незначительную разницу по напряжениям. Прогиб балок №1 и №3 составил 2,26 и 2,20 мм при напряжениях 40 и 45 МПа соответственно.

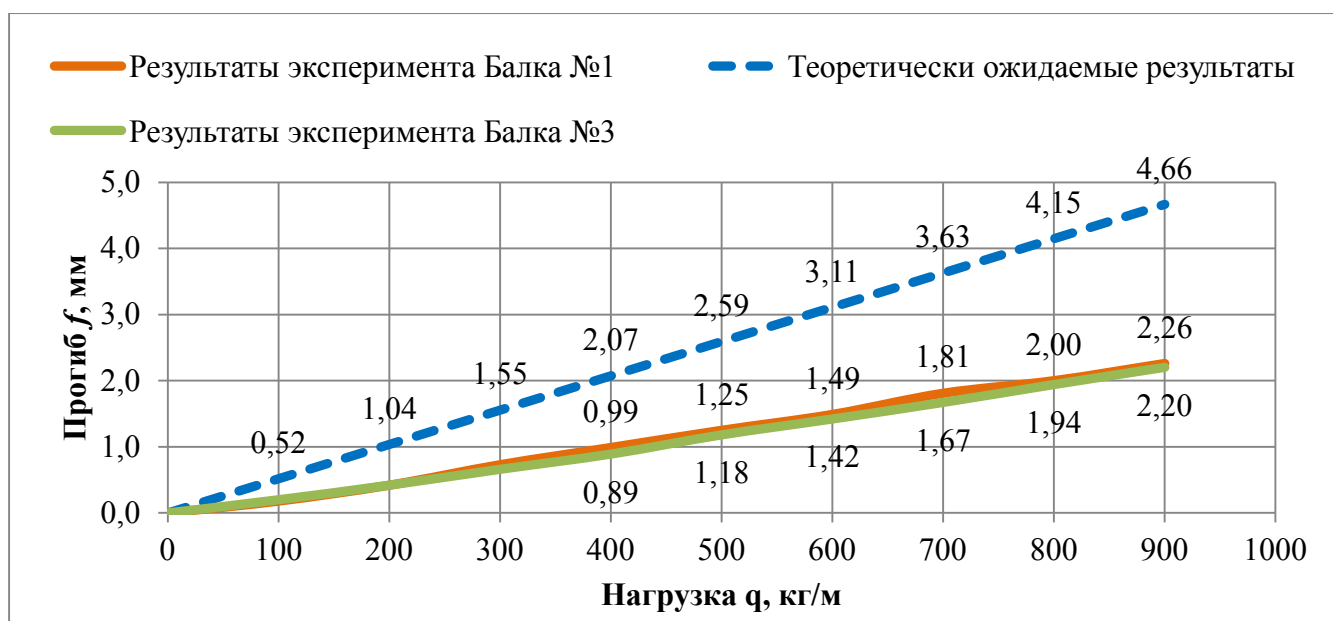


Рисунок 14 – График «Нагрузка – прогиб» для крайних балок

Испытание материалов

В лаборатории Санкт-Петербургского университета Петра Великого были проведены испытания материалов, используемых при исследовании. При заливке сводчатого заполнения из бетонной смеси были отобраны пробы-кубики, для испытания на сжатие в соответствии с ГОСТ 10180 [7]. Также из стальной балки был отобран образец для испытания на растяжение в соответствии с ГОСТ 1497 [8]. Результаты испытаний материалов сведены в таблицу 1.

Таблица 1 – Результаты испытания материалов

<i>Бетон</i>		
<i>Возраст образцов, сут</i>	<i>Плотность, кг/м³</i>	<i>Прочность, МПа</i>
25	2300	34,2
<i>Сталь</i>		
<i>Место отбора</i>	<i>Предел текучести, МПа</i>	<i>Предел прочности, МПа</i>
Стенка двутавра	330,6	437,2

Результаты анализа в программном комплексе ANSYS

В программном комплексе ANSYS фрагмент перекрытия (рисунок 15) был рассчитан на действие равномерно распределенной нагрузки величиной 900 кг/м².

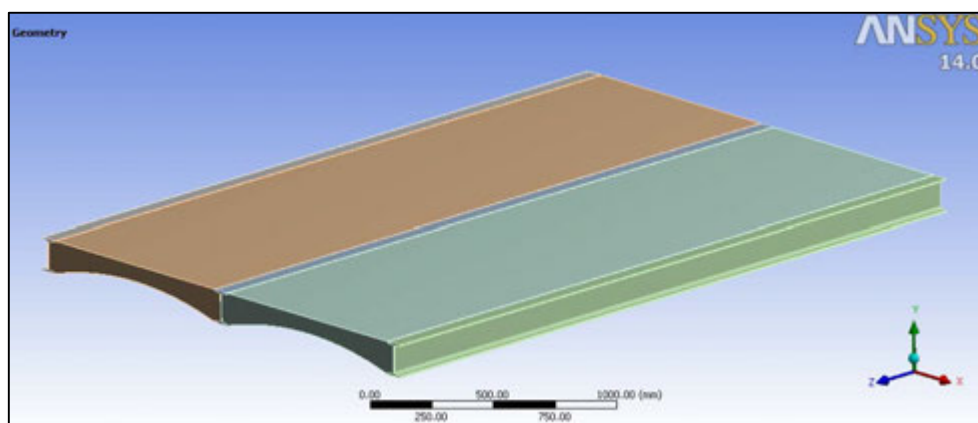


Рисунок 15 – Модель перекрытия

В расчете модуль упругости бетона принят равным 30000 МПа в соответствии с действующими нормативными документами [9]. Модуль упругости стали принят равным 200000 МПа в соответствии с [6]. Коэффициент трения между бетоном и сталью принят равным 0,45.

Результаты расчета

По результатам расчета от действия равномерно-распределённой нагрузки величиной 900 кг/м^2 максимальный прогиб центральной балки составил $2,90 \text{ мм}$ при напряжениях $40,6 \text{ МПа}$. Прогиб балок №1 и №3 составил $2,7 \text{ мм}$, при напряжениях $38,6 \text{ МПа}$. Максимальные сжимающие напряжения в бетоне составили $4,3 \text{ МПа}$. Максимальные растягивающие напряжения $1,8 \text{ МПа}$. Деформированная модель представлена на рисунках 16-18.

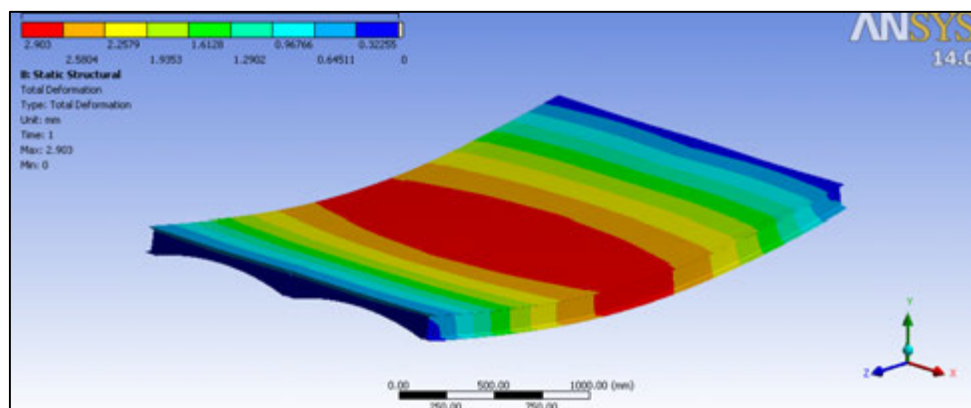


Рисунок 16 – Деформации фрагмента перекрытия при равномерно распределенной нагрузке

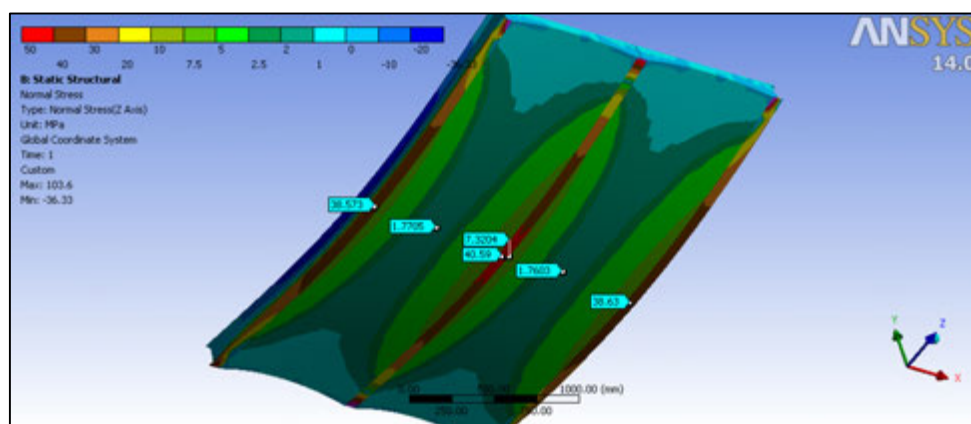


Рисунок 17 – Растягивающие напряжения

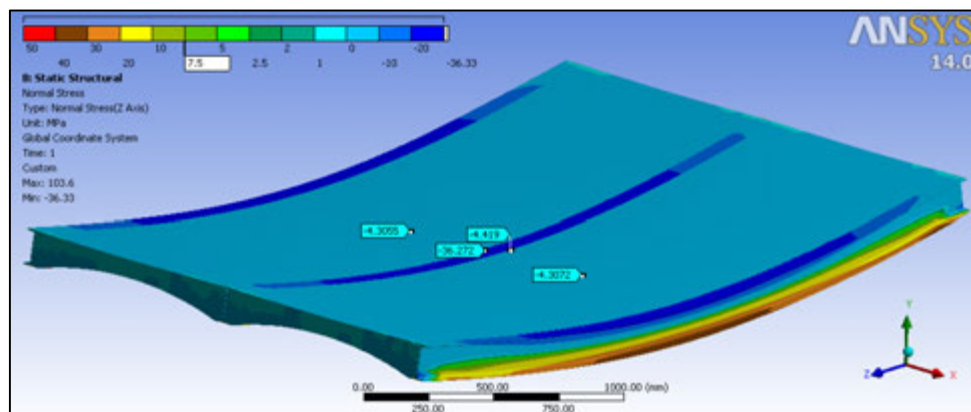


Рисунок 18 – Сжимающие напряжения

Сравнение полученных результатов

Сравнение полученных результатов представлено на рисунке 19-22.

Испытание сосредоточенной нагрузкой

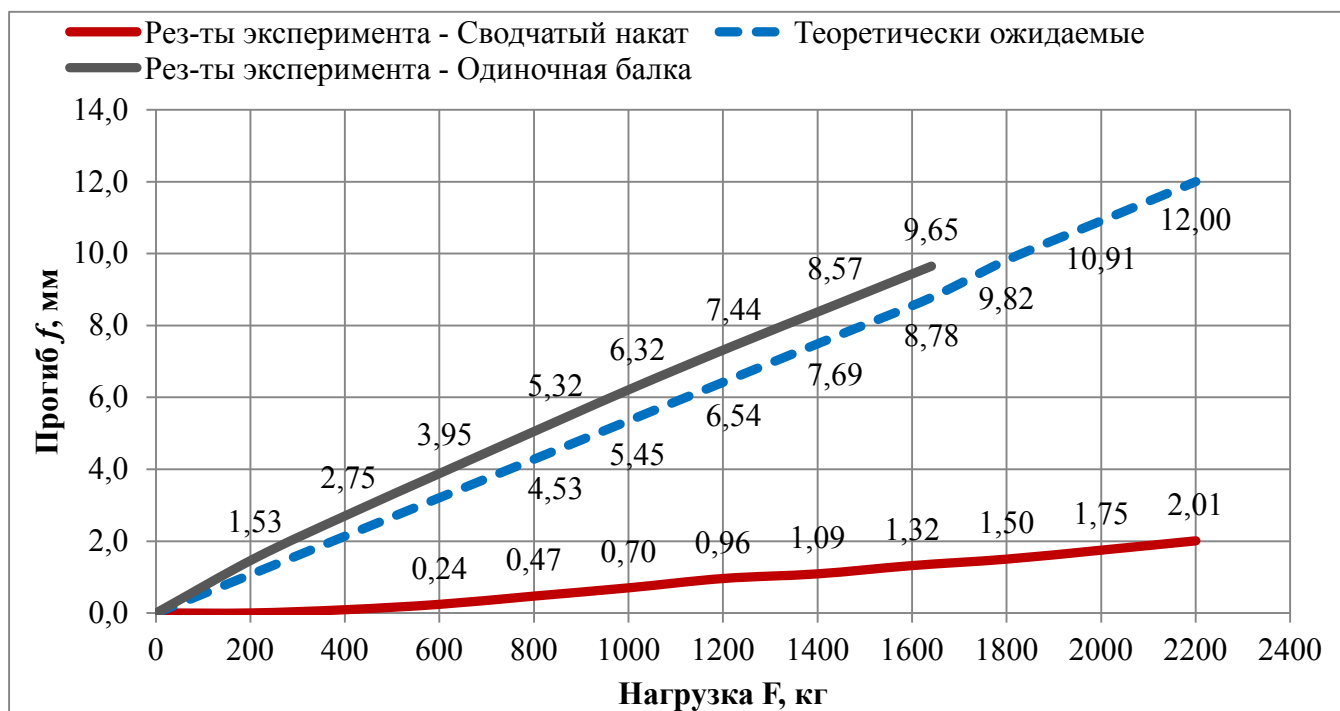


Рисунок 19 – Сравнение результатов при испытании сосредоточенной нагрузкой. Прогибы

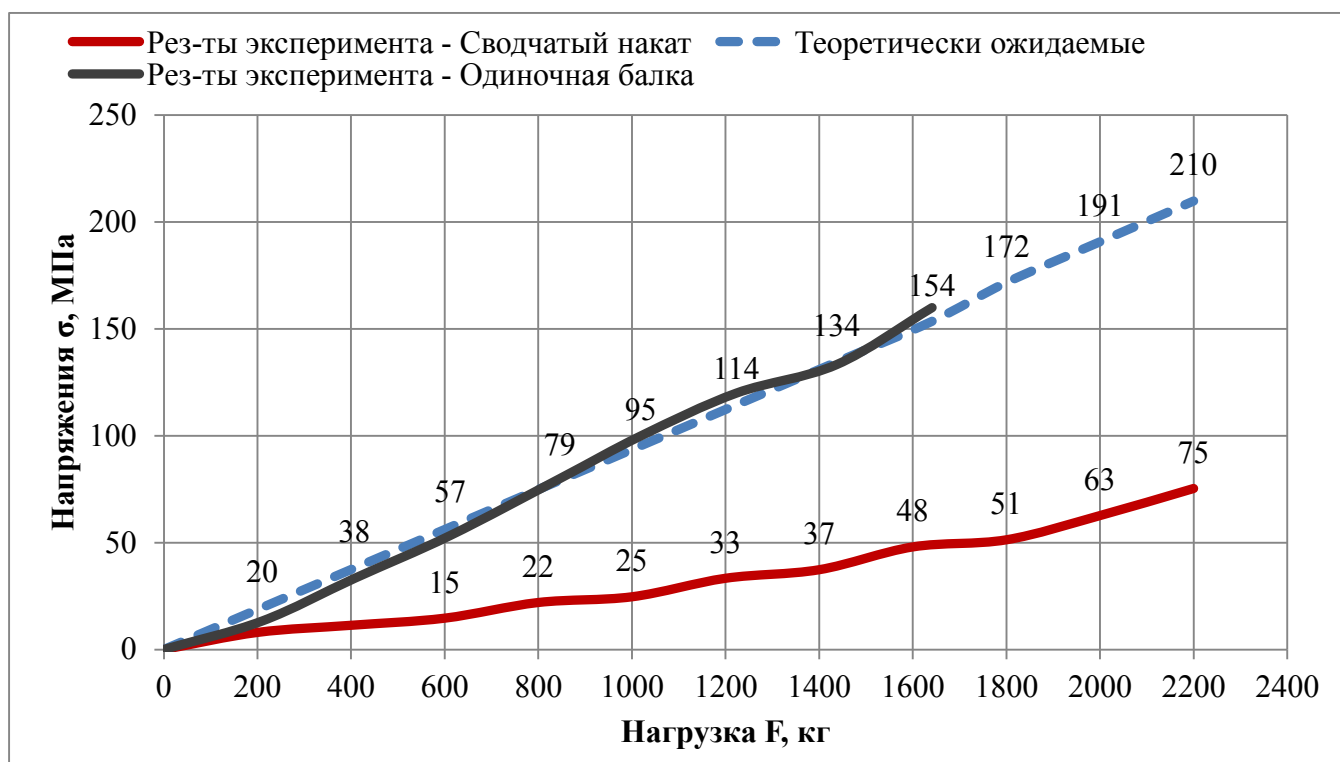


Рисунок 20 – Сравнение результатов при испытании сосредоточенной нагрузкой. Напряжения

Распределенная нагрузка

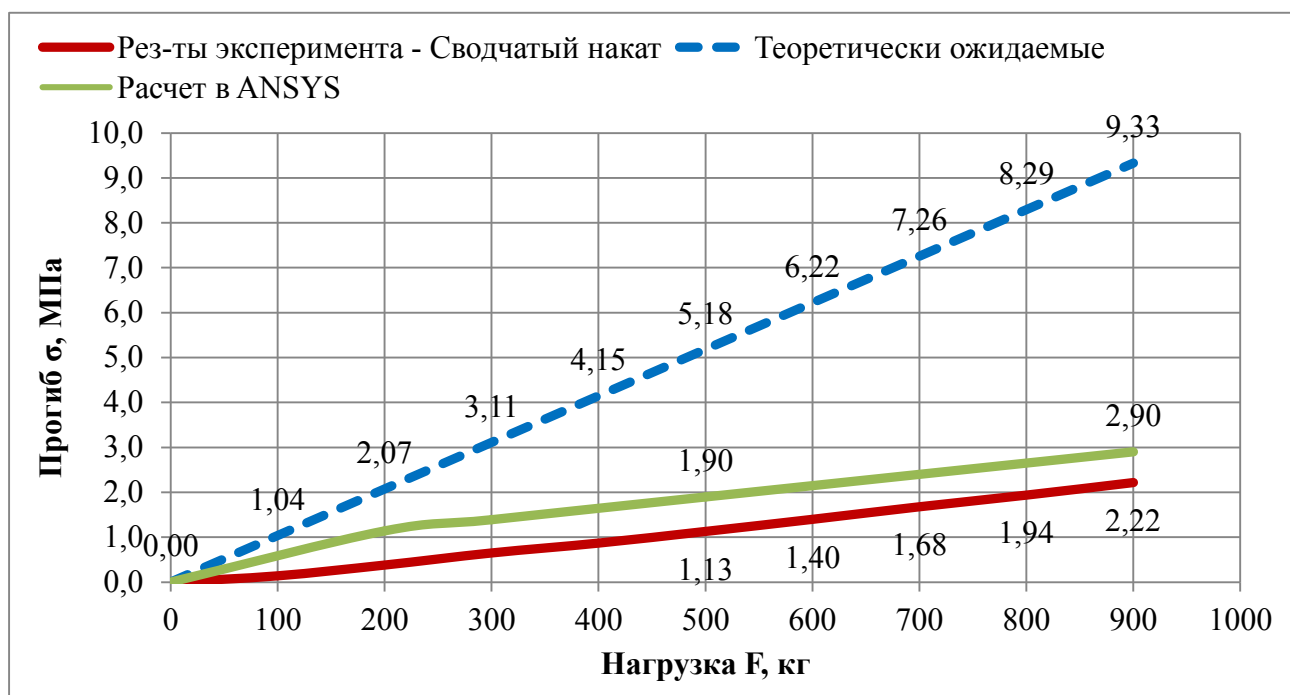


Рисунок 21 – Сравнение результатов при испытании распределенной нагрузкой. Прогибы

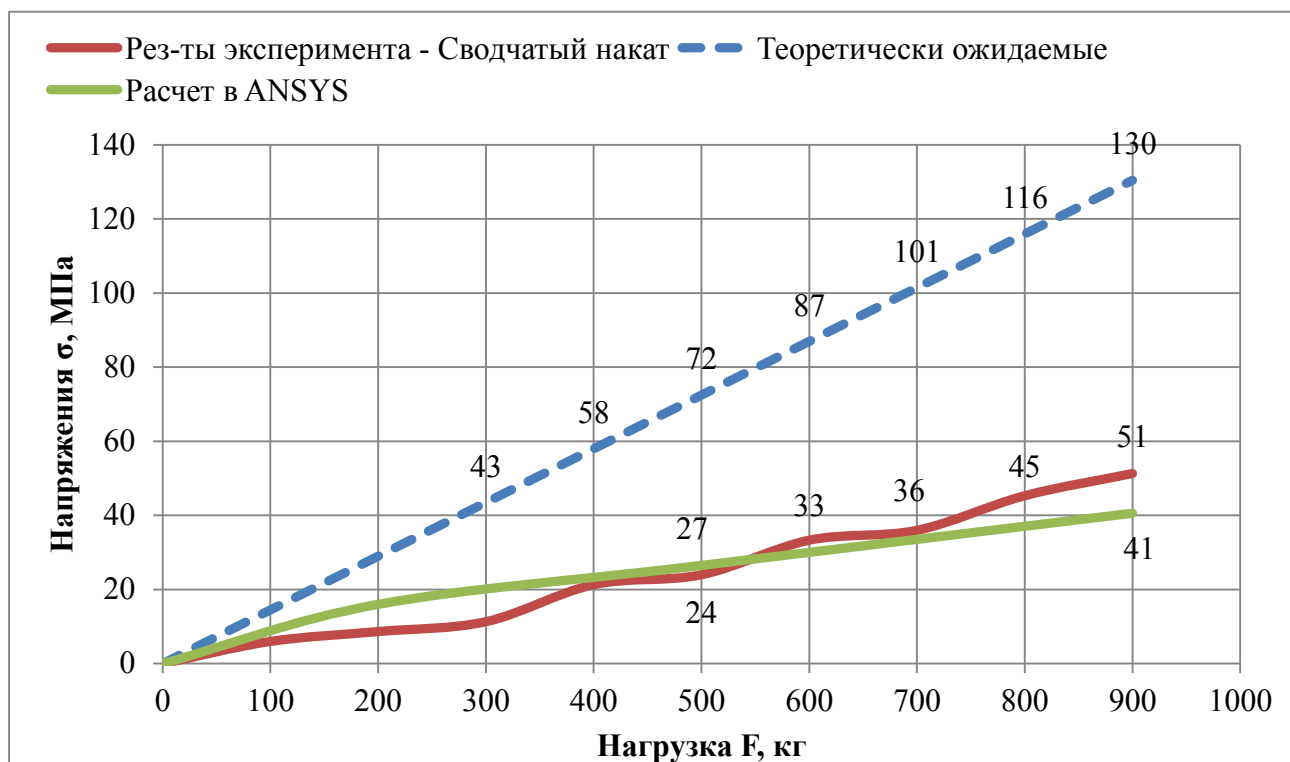


Рисунок 22 – Сравнение результатов при испытании распределенной нагрузкой. Напряжения

Выводы

По графикам испытаний (рисунки 19-22) видно существенное снижение деформаций и напряжений при испытании балки со сводчатым заполнением. Это объясняется включением в работу соседних балок, а также сводчатого заполнения, как при действии сосредоточенной нагрузки (рисунок 12), так и при равномерно-распределенной (рисунок 14). Несмотря на отсутствие полного контакта с бетоном и анкерующих элементов, по результатам эксперимента наглядно видно, что все три балки фрагмента перекрытия получили одинаковые деформации от распределенной нагрузки. Таким образом, возможно рассматривать их совместную работу, как монолитной железобетонной конструкции с жесткой арматурой в виде профильной балки. Для корректного расчета необходимо определять положение нейтральной линии и учитывать работу сжатой зоны бетона.

Результаты исследования сведены в таблицу 2.

Таблица 2 – Результаты исследования

<i>Сосредоточенная нагрузка (1600 кг)</i>				
	Прогибы, мм	Разница, %	Напряжения, МПа	Разница, %
Расчет по балочной схеме	8,78	-	154	-
Результаты эксперимента – сводчатое заполнение	1,32	85,0	48	68,8
<i>Равномерно распределенная нагрузка (900 кг/м²)</i>				
	Прогибы, мм	Разница, %	Напряжения, МПа	Разница, %
Расчет по балочной схеме	9,33	-	130	-
Результаты эксперимента – сводчатое заполнение	2,22	76,2	51	60,8
Расчет в ПК ANSYS	2,9	68,9	40,6	68,8

Рассмотренное конструктивное решение перекрытия широко распространено в зданиях старой городской застройки Санкт-Петербурга и других городов. Значительная часть зданий является объектами культурного наследия. Отсутствие методик их расчета может привести к ненужным работам по усилению или замене перекрытий, что приводит к излишним затратам, а также нарушает

внутренний архитектурный облик здания. Поэтому при определении фактической несущей способности перекрытий такого типа необходимо применение методик расчета, учитывающих совместную работу сводчатого заполнения со стальными балками.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лахтин Н. К. Расчет арок и сводов. Руководство к аналитическому и графическому расчету арочных и сводчатых перекрытий. – М.: Типография Т-ва И. Н. Кушнерев и К, 1911. – 493 с.
2. Разживин А. В. Учет несущей способности бетонных сводов при поверочных расчетах сталебетонных перекрытий / А. В. Разживин // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №3. – С. 45-46.
3. Лаптев Е. А. Особенности обследования перекрытий по стальным балкам с накатом в виде сводиков / Е. А. Лаптев, А. В. Улыбин // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: материалы VI межд. науч. – практич. конференции – СПб.: Изд-во Политехнического ун-та, 2015. – С. 95–105.
4. Григорьев Ю.С. Анализ напряженно-деформированного состояния сводчатого перекрытия здания, расположенного на улице Почаинской 17 в Нижнем Новгороде/ Ю. С. Григорьев, В. В. Фатеев // Успехи современного естествознания: материалы науч. – практич. конференции – М.: Издательский дом «Академия Естествознания», 2012. – С. 162-167.
5. ГОСТ 8239-89. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент. – Введ. 1990-07-01. – М.: Стандартиформ, 2012 – 23 с.
6. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Введ. 2011-05-20. – М.: Минрегион России, 2011– 98 с.
7. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – Введ. 2013-07-01. – М.: Стандартиформ, 2013 – 67 с.
8. ГОСТ 1497-84. Металлы. Методы испытаний на растяжение. – Введ. 1984-07-16. – М.: Стандартиформ, 2008. – 45 с.
9. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – Введ. 2013-01-01. – М.: Минстрой России, 2015 – 120 с.

BEARING CAPACITY OF FLOORS MADE OF STEEL BEAMS WITH VAULTS FILLING

Laptev Egor Aleksandrovich, engineer

Ulybin Aleksey Vladimirovich, PhD (Eng), Associate professor
(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The article is of interest to characteristics of structural concept and inspection of floors made of steel beams with vaulted filling. An experiment was performed in which compared two types of fill: wooden and concrete vaulted. Also, presents the calculation of floor with vaulted filling in ANSYS. According to the results of the experiment and calculation shown a significant distinction between the carrying capacity of floor with vaulted filling compared with calculations.

Keywords: bearing capacity, vaulted filling, calculation, floor.

УЛЬТРАЗВУКОВОЕ ПРОЗВУЧИВАНИЕ СТЫКОВ ПАНЕЛЕЙ СТЕН В ГРУНТЕ В ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЯХ КОТЛОВАНОВ ЗДАНИЙ

Матинян Артур Арменович
(ООО «Геодиагностика», Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

Рассмотрены результаты исследований стыков стен в грунте методом ультразвукового прозвучивания из закладных трубок с использованием ультразвукового прибора Пульсар 2.2 ДБС. Предложено устанавливать закладные трубки в армокаркасы бетонных стен в грунте для получения информации о состоянии стыков между панелями методом межскважинного прозвучивания до начала проходки и проведения мониторинга состояния стен в грунте при строительстве и при эксплуатации.

Ключевые слова: ультразвуковое прозвучивание, стена в грунте, котлован.

Технология “стена в грунте” все шире используется при сооружении ограждений котлованов строящихся зданий в условиях плотной городской застройки. Несмотря на то, что бетон является практически гидронепроницаемым, вероятность появления зоны несплошности в бетонном ограждении в текучих и водонасыщенных грунтах весьма высока из-за невозможности обеспечить устойчивость стенок выемки в процессе бетонирования и достаточную очистку поверхности бетона уже сформированной панели [1]. Наиболее частым местом образования зоны несплошности является стык между панелями стены в грунте. Наличие зон несплошности в ограждении при откопке котлована в водонасыщенных грунтах приводит к прорыву водо-грунтовых масс внутрь выработки, деформациям грунтов и аварийным осадкам близлежащих зданий. Поэтому разработка методики неразрушающего контроля состояния стыка между панелями стены в грунте перед проходкой котлована здания, которая обеспечит выявление дефектных стыков для принятия превентивных защитных мер, представляется актуальной задачей.

Перспективным неразрушающим диагностическим методом для контроля состояния стыка между панелями является геофизический метод прозвучивания ультразвуком. Ранее многочисленными исследованиями была доказана зависимость параметров упругой волны от упругих, деформационных, прочностных

свойств и трещиноватости материалов на основе которой решено множество прикладных задач при поиске полезных ископаемых и строительстве [2-3]. Контроль стыка должен быть обеспечен по всей высоте стены в грунте, что предопределяет использование метода межскважинного прозвучивания из трубок, заложенных в армокаркас панели. Преимущество контроля прозвучиванием между закладными трубками заключается в возможности максимально приблизиться к объекту исследований и проследить состояния стыка по всей высоте стены в грунте.

Для разработки основ методики диагностики состояния стыка методом прозвучивания из закладных трубок, ООО “Геодиагностика” (www.geodiagnosics.ru) выполнила измерения на сотнях стыков стен в грунте (рисунок 1).

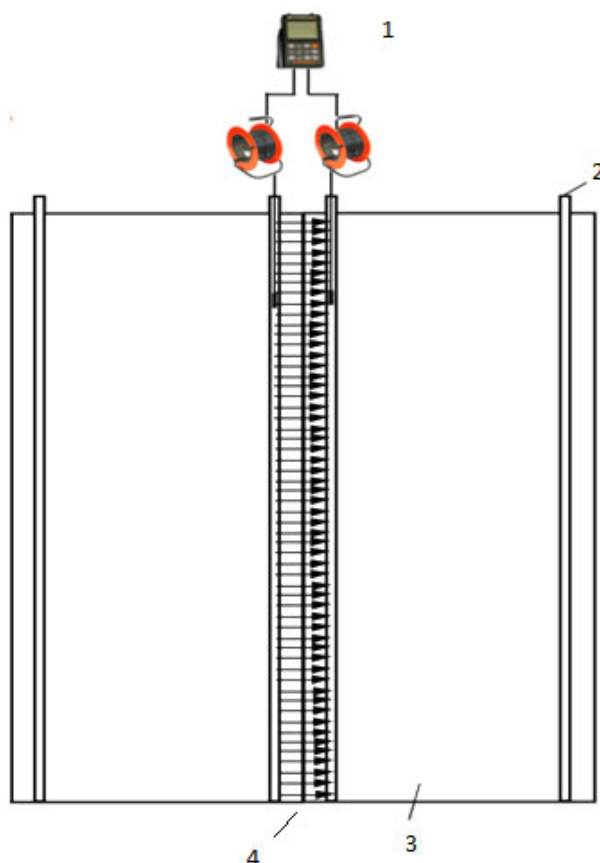


Рисунок 1 – Схема ультразвукового прозвучивания стыков (швов) между панелями стены в грунте по глубине: 1 – ультразвуковой прибор; 2 - закладная трубка; 3 – панель стены в грунте; 4 – стык между панелями

Для примера рассмотрим результаты измерения скорости упругих волн из закладных трубок в стыке между панелями стены в грунте высотой 27 м на одном из объектов Санкт-Петербурга. Шаг перемещения ультразвуковых преоб-

разователей по глубине – 0,5 м. Измерения производились при остановке ультразвуковых преобразователей.

На большинстве стыков в зависимости скорости упругой волны в стыке от глубины выделено три интервала глубин: верхний, средний и нижний (рисунок 2). В верхнем (приблизительно 0 – 5 м) и нижнем (приблизительно 25-27 м) интервалах глубин скорость упругих волн, как правило, меньше, чем в среднем интервале глубин (приблизительно 5-25 м).

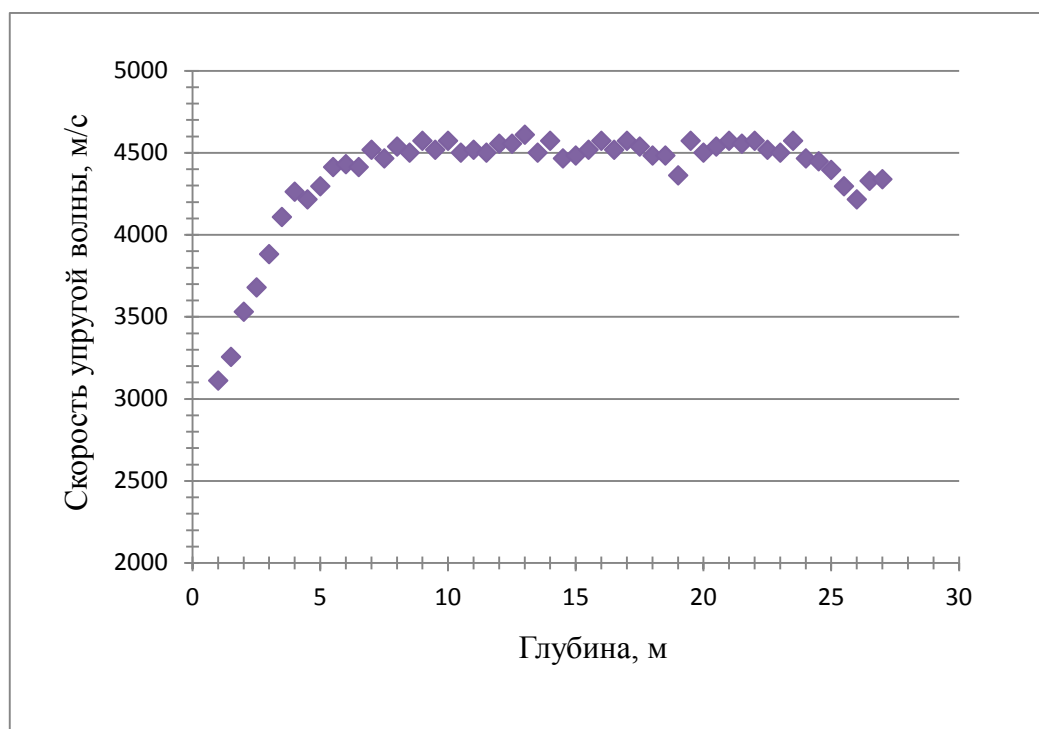


Рисунок 2 – График изменения скорости упругой волны в стыке стены в грунте по глубине

Зависимость скорости упругой волны в стыке от глубины (рисунок 2), по нашему мнению, определяется свойствами грунтов и технологиями устройства выемки и бетонирования. Взаимосвязь между состоянием стыков между панелями стены в грунте, вероятностью прорыва грунтовых вод при откопке и скоростью упругой волны в стыке подтверждается наблюдениями ООО “Геодиагностика” на производственных объектах [1]. Уменьшение скорости упругой волны связано с увеличением неоднородности в зоне стыка и увеличивает вероятность прорыва грунтовых вод через стык внутрь выработки.

Для исследования различных состояний стыков методом прозвучивания в ООО “Геодиагностика” изготовлен лабораторный стенд (рисунок 3).

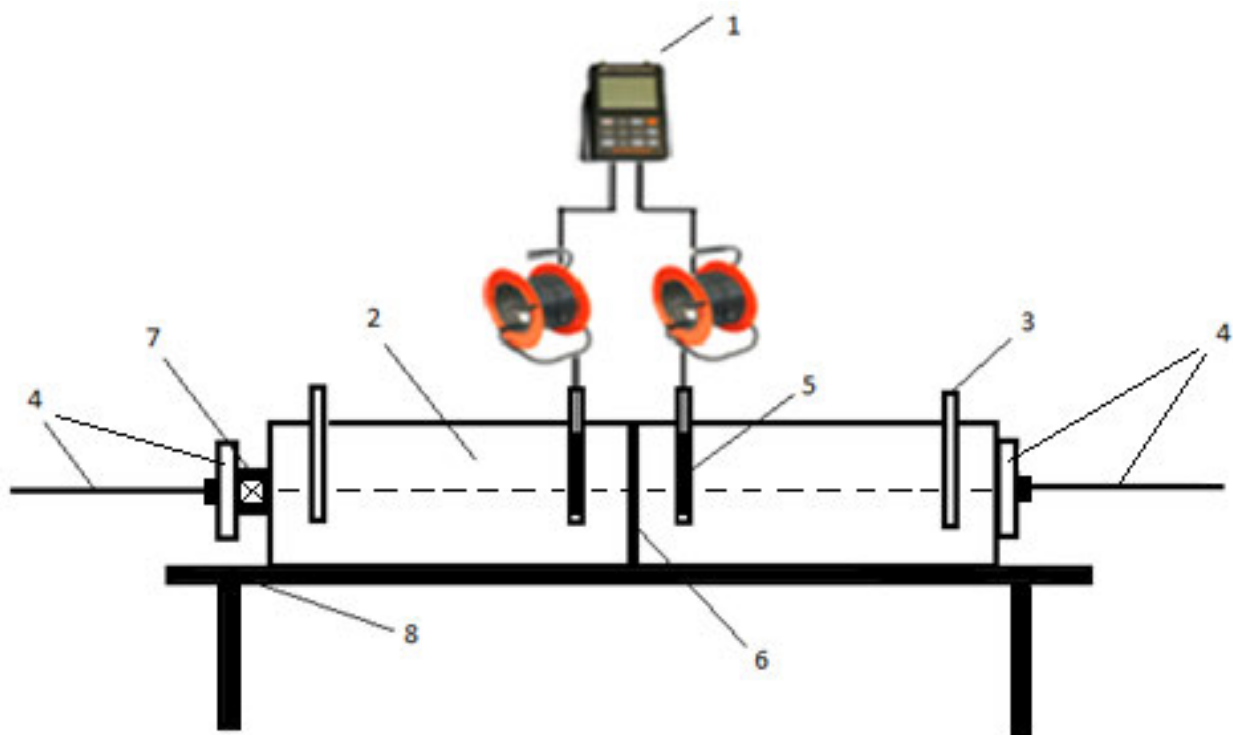


Рисунок 3 – Схема стенда для исследования состояния стыков методом прозвучивания: 1 - ультразвуковой прибор; 2 - газобетонный блок; 3 – закладная трубка; 4 - система нагружения; 5 – ультразвуковые преобразователи; 6 - стык между блоками; 7 - прибор для измерения усилия прижатия блоков; 8 - основание с направляющими

Стенд состоит из основания с направляющими на которых размещаются блоки с закладными трубками, системы нагружения и измерительной системы. Измерительная система стенда включает ультразвуковой прибор и прибор для измерения усилия прижатия блоков.

На первом этапе исследований использовались блоки из газобетона со средней скоростью упругой волны 2125 м/с. Стенд позволяет моделировать различные состояния стыков (зазоры, наполнение, усилие прижатия панелей и др.) и измерять скорость упругой волны в стыке

В результате исследований получена зависимость (рисунок 4) между силой прижатия блоков P (Н) и скоростью упругой волны V_p (м/с), которая аппроксимирована линейной функцией вида:

$$V_p = 0,97 \cdot P + 1368 \quad (1)$$

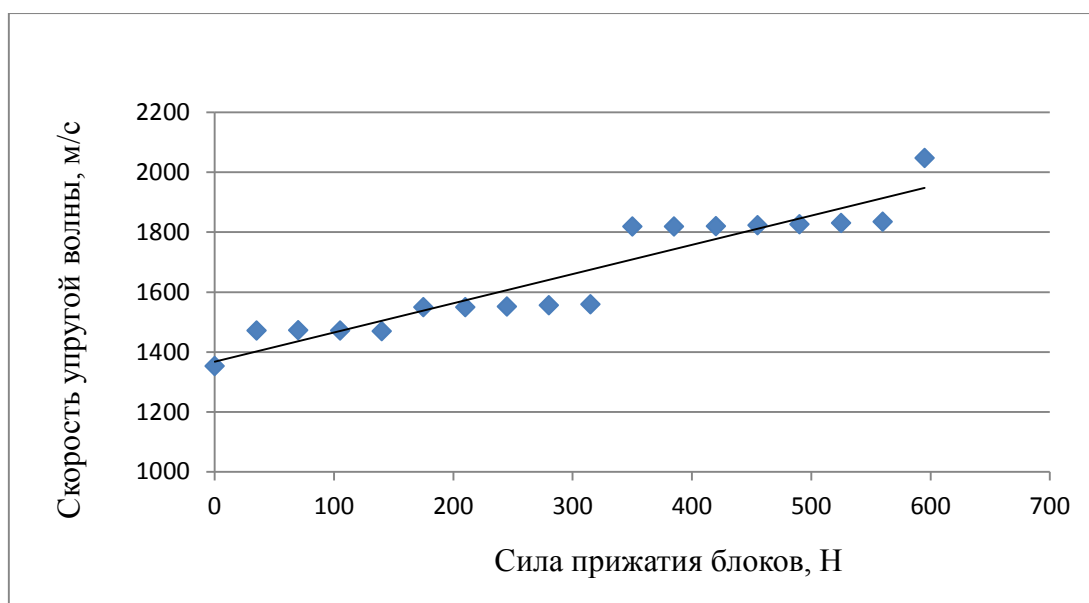


Рисунок 4 – Зависимость скорости упругих волн в стыке от силы прижатия блоков

При увеличении силы прижатия блоков скорость упругих волн в стыке возрастает до значений 2048 м/с и приближается к скорости упругой волны в материале блока 2125 м/с.

Выводы

В результате исследований стыков между панелями стен в грунте методом ультразвукового прозвучивания из закладных трубок в производственных и стендовых условиях сделаны следующие выводы

1. Ультразвуковое прозвучивание из закладных трубок позволяет контролировать изменение состояния стыков между панелями стен в грунте по изменению скорости упругой волны
2. При увеличении силы прижатия (адгезии) панелей скорость упругой волны возрастает и стремится к скорости упругой волны в материале панели.
3. Уменьшение скорости упругой волны является диагностическим признаком увеличения неоднородности в зоне стыка.

ЛИТЕРАТУРА

1. Архипов А.Г., Матинян А.А. “Мониторинг состояния панелей и стыков стены в грунте методами ультразвукового и акустического прозвучивания из закладных трубок” - В сб. докладов конф. “Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в России”. СПб., Национальный минерально-сырьевой университет “Горный”, 2015, с.166-169

2. Комаров В.А., Попов А.А., Шатров Б.Б. и др. Скважинная рудная геофизика. Л., Недра, 1971.
3. Бергман Л. Ультразвук и его применение в науке и технике. М., Изд-во Иностранной литературы, 1957

ULTRASONIC SOUNDING IN THE JOINTS BETWEEN SLURRY WALL PANELS OF FENCING STRUCTURES FOUNDATION PITS

Matinyan Artur Armenovich
(LLC «Geodiagnostika», Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The results of testing of joints between the panels of concrete slurry wall by ultrasonic sounding method from embedded tubes using the device Pulsar 2.2. DBS. It is proposed to establish the observation tubes to reinforcement before concreting to obtain information about the condition of joints before the start of excavation and monitoring of the condition of the slurry walls during the construction and operation.

Keywords: ultrasonic testing, slurry wall, ditch for foundation.

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ НЕРАЗРУШАЮЩИХ МЕТОДОВ ПРИ ОЦЕНКЕ ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛОВ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ XVI ВЕКА

Ненашев Валентин Сергеевич, аспирант

Снегирев Николай Иванович, аспирант

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

АННОТАЦИЯ

В статье представлены результаты оценки прочности материалов кирпичной кладки памятника архитектуры XVI в. церкви Рождества Христова в селе Юркино. Описаны несколько экспериментов, характеризующих возможность применения тех или иных косвенных методов для оценки прочности кирпича и раствора, а также сложности, возникающие при проведении испытаний. В рамках испытания были использованы метод ударного импульса, ультразвуковой метод и стандартные методики.

Ключевые слова: оценка прочности, неразрушающие методы, кирпичная кладка, памятник архитектуры.

Введение

При обследовании здания для оценки его технического состояния и несущей способности необходимо получить все данные, требующиеся для поверочных расчетов. Для зданий старой городской застройки и памятников архитектуры характерно наличие кирпичной кладки, и, следовательно, основной задачей становится определение физико-механических характеристик кирпичной кладки [1]. Основной характеристикой в данном случае является прочность каменной кладки на сжатие, которая согласно отечественным нормам [2-4] определяется из значений прочности кирпича и раствора по формуле, полученной профессором Л. И. Онищиком [5].

Для определения прочности кирпича по ГОСТ 8462–85 «Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе» необходимо производить отбор образцов кирпича непосредственно из кладки, что представляет собой довольно трудоемкий процесс, который может повлечь за собой при большом количестве образцов утраты архитектурного облика здания. Исходя из этого, в последнее время многие исследователи стремятся найти альтернативные способы определения прочности, как кирпича, так и кирпичной кладки в целом.

Так в современной литературе предлагается оценивать прочность кирпича испытанием кернов [6-8], исследуется возможность определения прочности и иных характеристик кирпичной кладки с помощью плоских домкратов [8, 9]. Так же в некоторых источниках [10, 11] предлагается производить оценку прочности кирпича и раствора неразрушающими методами, такими как метод пластических деформаций, метод ударного импульса и ультразвуковой метод. Однако во многих работах указано, что методы неразрушающего контроля дают недостоверные данные, а их применение при оценке прочности кирпича недопустимо. Например, исследователями [6] был проведен эксперимент, показывающий низкую корреляцию между прочностью на сжатие и величиной отскока, при испытании 40 образцов кирпича начала XIX века.

Однако, при испытании церкви Рождества Христова в селе Юркино нами была проведена серия экспериментов, связанных с определением возможности применения методов неразрушающего контроля, а конкретно метода ударного импульса и ультразвукового метода, при оценке прочности кирпича и раствора, хотя бы памятников этого круга.

Церковь Рождества Христова в селе Юркино

Церковь Рождества Христова (рисунок 1) находится в Истринском районе Московской области, в 22 километрах от районного центра, на дороге Петрово - Раково, в том месте, где эта дорога пересекает речку Малую Истру. Церковь расположена на отдельном погосте между селениями Юркино и Татищево. Является объектом культурного наследия федерального значения.

Конфигурация четверика в плане тяготеет к квадрату с размерами в осях 8,2x8,2 м – по наружным поверхностям стен. С востока к четверику примыкает трёхапсидная алтарная часть с предапсидным выступом. Стены обследуемого здания – кирпичные, выполненные из полнотелого кирпича размером 70x130x260 мм на известковом растворе с затиркой швов. Толщина стен в пределах четверика (без учета толщины лопаток) – 0,92-0,97 м.

Четверик обследуемого храма перекрыт крещатым сводом. Очертания кривых близкие к стрельчатым. Распалубки перекрыты двухскатным сводом с горизонтальной шельгой распалубок. До начала XIX в. к западной стене четверика с внешней стороны примыкал притвор. Он представлял собой помещение в плане приблизительно 2x3 м, перекрытое двойным крестовым впаарушенным сводом.

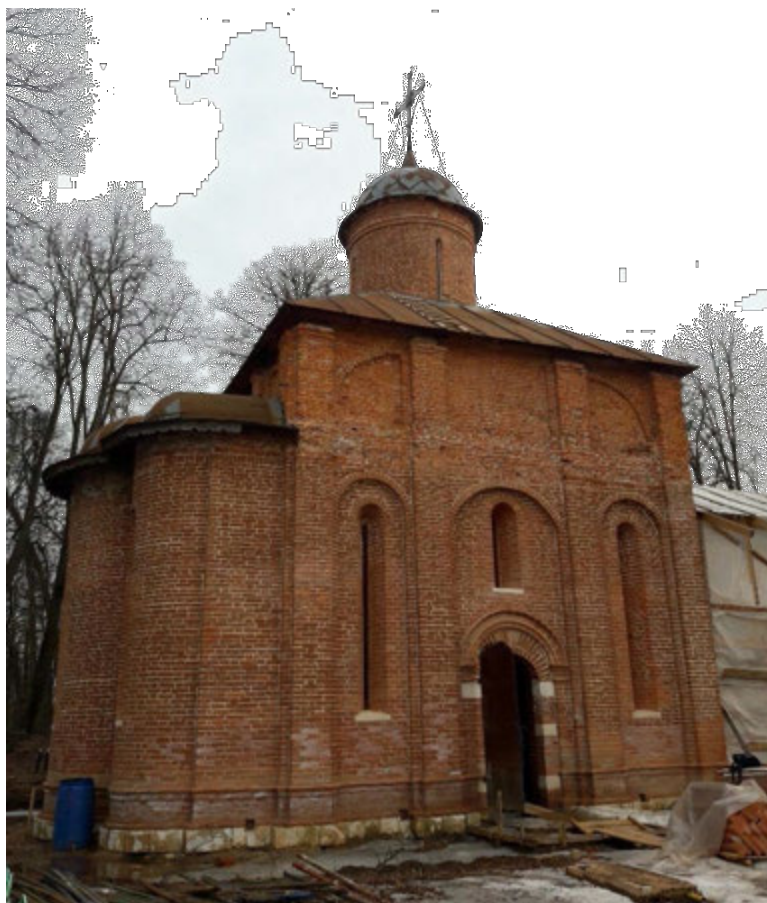


Рисунок 1 – Церковь Рождества Христова. Северный фасад (2016 г.)

Храм датируется началом XVI в. Более ранней датировки (т.е. до 1504 г.) держался первый исследователь, поднявший вопрос о датировке храма - архимандрит Леонид (Кавелин), а в новейшее время – В. В. Кавельмахер [12]. Более поздней (1505 - 1521 гг.) – Л. А. Давид [13], исследовавший здание церкви в 1942, 1948 гг., и в последующие годы. В 2006 году А. Л. Баталов счёл возможным указать на 1508 - 1510 годы [14], как на временной отрезок наиболее вероятного строительства юркинского храма.

Испытания материалов кирпичной кладки

Для определения прочностных свойств материалов кирпичной кладки свода (кирпич, раствор) были выполнены:

- оценка прочности кирпича и раствора кладки с помощью неразрушающих методов контроля - ультразвукового метода и метода ударного импульса;
- отбор образцов кирпича (5 шт.) и раствора (3 шт.) из верхней поверхности свода с последующим проведением лабораторных испытаний – для определения прочностных свойств материалов кирпичной кладки свода (кирпич, раствор).

- оценка прочности отобранного из свода кирпича (5 шт.) с помощью неразрушающих методов контроля (метод ударного импульса) в лабораторных условиях.

- проведение лабораторных испытаний (испытание на сжатие) в Аккредитованной НИЛ строительных конструкций и материалов "Политех-СКИМ-Тест" ФГАОУ ВО "Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого".

На объекте испытания проводились двумя неразрушающими методами: ультразвуковым методом, методом ударного импульса.

Поверхность стен к моменту проведения испытаний были очищены от штукатурки и отшлифованы шлифовальным диском.

В процессе определения прочности кирпича и раствора косвенными и разрушающими методами было проведено несколько экспериментов:

1) При испытании материалов кладки метод ударного импульса давал довольно стабильные результаты для кирпича и очень большой разброс для раствора. Ультразвуковой метод показывал значения не выше 1 МПа вне зависимости от того, что испытывалось: кирпич, раствор, зона раствор-кирпич, новый кирпич (разных марок). Был сделан вывод о невозможности применять ультразвуковой метод оценки прочности для кирпича, как начала XVI в., так и современного.

2) Все пять кирпичей, отобранных из верхней поверхности свода, были испытаны методом ударного импульса в лабораторных условиях. По каждому из кирпичей было сделано три типа испытаний (определение прочности по постели, по ложку и по тычку). В общей сложности получено 2385 значений прочности.

Было получено среднее значение для испытаний по постелям, по ложкам и по тычкам:

1 кирпич: $R_{\text{пост}} = 13,1$ МПа; $R_{\text{тыч}} = 9,3$ МПа; $R_{\text{лож}} = 9,9$ МПа.

2 кирпич: $R_{\text{пост}} = 13,2$ МПа; $R_{\text{тыч}} = 11,0$ МПа; $R_{\text{лож}} = 11,0$ МПа.

3 кирпич: $R_{\text{пост}} = 13,4$ МПа; $R_{\text{тыч}} = 11,0$ МПа; $R_{\text{лож}} = 10,2$ МПа.

4 кирпич: $R_{\text{пост}} = 13,1$ МПа; $R_{\text{тыч}} = 10,2$ МПа; $R_{\text{лож}} = 10,1$ МПа.

5 кирпич: $R_{\text{пост}} = 13,0$ МПа; $R_{\text{тыч}} = 9,8$ МПа; $R_{\text{лож}} = 10,7$ МПа.

Для каждого из кирпичей были получены следующие отношения:

$$1 \text{ кирпич: } R_{\text{лож}} / R_{\text{пост}} = 0,76; R_{\text{тыч}} / R_{\text{пост}} = 0,71.$$

$$2 \text{ кирпич: } R_{\text{лож}} / R_{\text{пост}} = 0,83; R_{\text{тыч}} / R_{\text{пост}} = 0,83.$$

$$3 \text{ кирпич: } R_{\text{лож}} / R_{\text{пост}} = 0,76; R_{\text{тыч}} / R_{\text{пост}} = 0,82.$$

$$4 \text{ кирпич: } R_{\text{лож}} / R_{\text{пост}} = 0,78; R_{\text{тыч}} / R_{\text{пост}} = 0,78.$$

$$5 \text{ кирпич: } R_{\text{лож}} / R_{\text{пост}} = 0,82; R_{\text{тыч}} / R_{\text{пост}} = 0,76.$$

Средние значения отношений равны:

$$R_{\text{лож}} / R_{\text{пост}} = 0,79; R_{\text{тыч}} / R_{\text{пост}} = 0,78.$$

Полученные отношения находятся в близком соответствии с результатами, полученными современными исследователями [6].

4) Каждый из трех отобранных кирпичей изначально был покрыт толстым слоем раствора, и, следовательно, его поверхность была неровной. Для сравнения результатов косвенных измерений методом ударного импульса по подготовленной и неподготовленной поверхностям, сначала были проведены испытания по неотшлифованной поверхности, затем поверхность шлифовалась и испытания были проведены вновь. При проведении испытаний по неотшлифованной поверхности метод ударного импульса давал очень большой разброс (2 – 35 МПа), по ошлифованной поверхности были получены достаточно стабильные результаты: 10 – 13 МПа.

5) Для получения кривой зависимости $R_{\text{сж}} = f(R_{\text{пост}})$ все пять кирпичей, отобранных из верхней поверхности свода, были испытаны на сжатие по стандартным методикам. У первых трех опорные поверхности были выравнены шлифованием, у оставшихся двух гипсовым раствором.

Были получены следующие значения пределов прочности:

$$1 \text{ кирпич: } R_{\text{сж}} = 13,1 \text{ МПа.}$$

$$2 \text{ кирпич: } R_{\text{сж}} = 13,2 \text{ МПа.}$$

$$3 \text{ кирпич: } R_{\text{сж}} = 13,2 \text{ МПа.}$$

$$4 \text{ кирпич: } R_{\text{сж}} = 15,7 \text{ МПа.}$$

$$5 \text{ кирпич: } R_{\text{сж}} = 15,6 \text{ МПа.}$$

В результате значения предела прочности у первых трех почти совпали со значениями, полученными методом ударного импульса для постелей. Зависимость имеет вид $R_{сж} = R_{пост}$. У четвертого и пятого кирпича зависимость имеет вид $R_{сж} = 1,2 * R_{пост}$. Возможно данный коэффициент имеет место за счёт повышенного трения гипса и плиты прессы.

Выводы

В результате проведенных испытаний были сделаны следующие выводы:

1. Эксперимент показал, что ультразвуковой метод оценки прочности для кирпича, как начала XVI в., так и современного, на данном этапе не дал стабильных и адекватных результатов;
2. Метод ударного импульса в рамках описанного эксперимента показал стабильные результаты, при испытании пяти отобранных кирпичей совпадающие со значением прочности на сжатие по нормативным методикам;
3. Необходимо дальнейшее исследование с увеличением выборки на разных типах кирпичей, при этом для достоверной оценки прочности кирпича методом ударного импульса обязательно необходимо подготовить поверхность, для предотвращения большого разброса результатов;
4. При дальнейших исследованиях, которые будут выполнены авторами, необходимо обратить внимание на необходимость учета поправочных коэффициентов для перевода значений прочности по тычку и ложку к прочности по постели, так как было выявлено неравенство значений прочности по тычку, по ложку и по постели на большом количестве испытаний. Отношения прочности по ложку к прочности по постели находятся в близком соответствии с результатами, полученными современными исследователями иными методами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Улыбин А.В., Федотов С.Д., Зубков С.В. Инженерно-техническое обследование памятников архитектуры // Сохранение историко-культурного наследия - будущее Санкт-Петербурга. Сборник материалов Всероссийской научно-практической конференции. 2013. С. 233-235.
2. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*. - Введ.01.01.2013. - 73 с.

3. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81. «Каменные и армокаменные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ВДПП Госстроя СССР, 1987. – 152 с.
4. ГОСТ 8462-85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе. - Введ. 01.07.85. - 5 с.
5. Онищик Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций. Москва–Ленинград: Главредстройлит, 1937. 292 с.
6. Улыбин А.В., Зубков С.В. О методах контроля прочности керамического кирпича при обследовании зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2012. №3. С.29-34.
7. Улыбин А.В., Зубков С.В., Сударь О.Ю., Лаптев Е.А. Стандартная и альтернативная методики определения прочности кирпича при обследовании зданий и сооружений // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. №3 (18). С.9-24.
8. Деркач В.Н., Жерносек Н.М. Методы оценки прочности каменной кладки в отечественной и зарубежной практике обследования зданий и сооружений // Вестник Белорусско-Российского университета. 2010. №3(28). С. 135-143.
9. Зубков С.В., Улыбин А.В., Федотов С.Д. Исследование механических свойств кирпичной кладки методом плоских домкратов // Инженерно-строительный журнал. 2015. №8(60). С. 20–29.
10. Житушкин В.Г., Кучеров В.Н. Определение прочности кладки из кирпича в натуральных условиях // Жилищное строительство. 2001. № 9. С. 11-12.
11. Гучкин И.С., Артюшин Д.В. Определение прочности (марки) керамического кирпича в конструкциях неразрушающим методом // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2006. №1. С. 103-104.
12. Кавельмахер В. В. К вопросу о времени и обстоятельствах постройки церкви Рождества Христова в Юркине // Памятники культуры. Новые открытия. 1996. С. 421–436.
13. Давид Л. А. Церковь Рождества в с. Юркине // Реставрация и исследования памятников культуры. 1982. С. 56–64.
14. Баталов А. Л. К вопросу о происхождении крещатого свода в русской архитектуре XVI века // София. Сб. стат. по искусству Византии и Древней Руси в честь А. И. Комеча. 2006. С. 47–66.

THE EXPERIENCE OF APPLICATION NONDESTRUCTIVE METHODS
IN STRENGTH ASSESSMENT OF THE XVI CENTURY
MASONRY MATERIALS

Nenashev Valentin Sergeevich, Ph. D. student

Snegirev Nikolay Ivanovich, Ph. D. student

(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University)

ABSTRACT

The article presents the results of the strength assessment of masonry architectural monument of the XVI century Church of the Nativity in the Yurkino village. There were described some experiments that characterize the possibility of using those or other indirect methods to assess the strength of bricks and mortar as well as difficulties during the testing. The shock pulse method, the ultrasonic method and standard test were used during the experiments.

Keywords: strength assessment, nondestructive methods, masonry, architectural monument.

КОМПЛЕКСНЫЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ

Нугужинов Жмагул Смагулович¹, д.т.н., директор

Курохтин Алексей Юрьевич¹, руководитель отдела

Жолмагамбетов Сырлыкбек Рысбекович¹, к.т.н., руководитель отдела

, д.т.н., профессор

КазМИРР при РГП на ПХВ КарГТУ, Караганда, Казахстан;

ТГАСУ, Томск, Россия)

АННОТАЦИЯ

В тезисах рассматривается применение комплексного подхода к оценке технического состояния многослойной кирпичной кладки. Объектом проведения работ является строящийся многоквартирный жилой комплекс “Юго-Восток” в г. Астана с целью оценки технического состояния несущих строительных конструкций, в частности кирпичных стен. Причина по которой производится данная оценка, вызвана длительными перерывами в строительстве (без соблюдения условий консервации), имеющими место дефектами и повреждениями несущих строительных конструкций, а также несогласованными решениями, вносимыми в рабочий проект (увеличение этажности объекта до 6 этажей, отступлениями в объемно-планировочном решении) и несоблюдении технологии производства работ.

Ключевые слова: испытание, кирпичная кладка, комплексный подход, техническое состояние, трещины.

Для выявления технического состояния несущих строительных конструкций, строящегося многоквартирного жилого комплекса “Юго-Восток” в г. Астана проведен комплекс обследовательских работ, в связи с длительными перерывами в строительстве и изменением объемно - планировочного решения. Блок-секция этого комплекса представляет собой кирпичное бескаркасное здание с несущими наружными и внутренними стенами. Многослойная кладка наружных стен выполнена по сери 2.130-8 тип А64.

При оценке несущей способности конструкций возникла необходимость в экспериментальном подтверждении прочностных и деформационных характеристик кирпичной кладки наружных стен, из-за:

- низкой марки кладочного раствора М15...М25;

- некачественного заполнения раствором вертикальных и горизонтальных швов (пустошовка), нарушения горизонтальности ряда, использования на отдельных участках не проектного кирпича (керамического пустотного и щелевого, вместо полнотелого силикатного);
- не соблюдения порядовки армирующей сеткой;
- использования различных видов утеплителя в наружных кирпичных стенах (по факту утеплитель керамзитобетон $\rho=1059 \text{ кг/м}^3$)
- наличия вертикальных трещин вдоль простенков шириной раскрытия до $a_{crс}=0,1 \dots 1,5 \text{ мм}$, пересекающих более 7 рядов кладки.

На объекте извлечены 4 образца кирпичной кладки из подоконной части наружной стены здания (рисунок 1) и проведены экспериментальные исследования на действие центрального и внецентренного сжатия.

Статические испытания отобранных образцов кирпичной кладки проведены на гидравлическом прессе ПР-1000М.

Экспериментальные образцы КК-1 и КК-3 испытывались на действие центральной сжимающей нагрузки, а образцы КК-2 и КК-4 внецентренно приложенной сжимающей нагрузки.

Нагрузка на образцы прикладывалась ступенчато по 50,0 кН на каждом этапе испытаний. Последующее нагружение образца проводилось после стабилизации деформаций с выдержкой в течение трех минут.

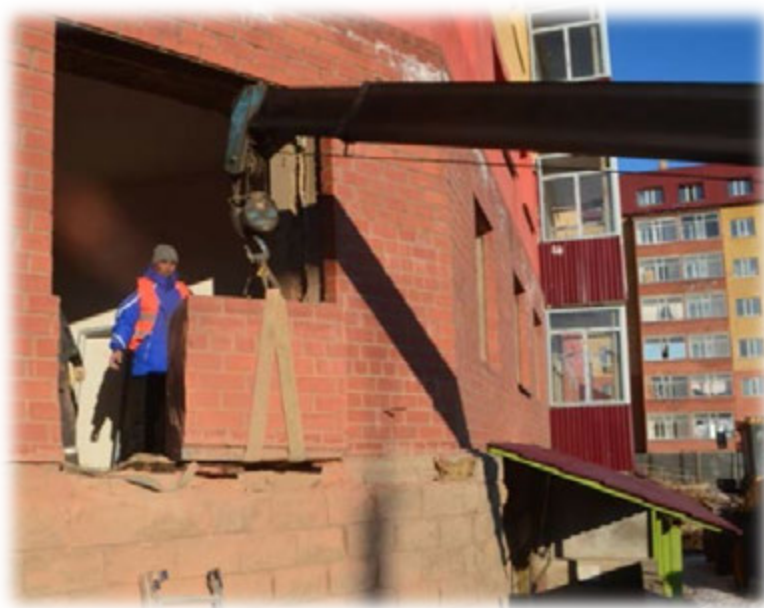


Рисунок 1 - Извлечение фрагментов кирпичной кладки из стены здания

В результате испытаний образцов определено четыре основные стадии деформированного состояния кирпичной кладки:

- первая - соответствует работе фрагмента кладки без трещин;
- вторая соответствует появлению трещины между несущей стеной и керамзитобетонным утеплителем, объединенным с лицевой кладкой;
- третья стадия деформирования - появление трещин в несущей стене;
- четвертая стадия характеризовалась активным трещинообразованием в несущей стене.

При этом установлены значения нагрузок для всех образцов по стадиям деформирования (таблица 1).

Таблица 1 – Значения нагрузок при испытании образцов на сжатие

Образец	Стадия №2	Стадия №3	Стадия №4	Разрушение
КК-1	76,5 кН	-	420 кН	753 кН
КК-2	93 кН	236 кН	346 кН	451 кН
КК-3	67 кН	324 кН	574 кН	813 кН
КК-4	103 кН	274 кН	437 кН	585 кН

Образцы кирпичной кладки КК-1, КК-3 после разрушения от центрального сжатия и образцы КК-2, КК-4 разрушенные действием внецентренного сжатия показаны на рисунке 2.



а) центральное сжатие

б) внецентренное сжатие

Рисунок 2 - Разрушение образцов

Выводы

- Установлено для центрально сжатых образцов отслоение лицевого слоя с керамзитобетоном от несущей стены произошло для образца КК-1 при нагрузке 76,5 кН, что составляет 10,2% от разрушающей, для образца КК-3 при нагрузке 67 кН, что составляет 8,2% от разрушающей. Появление трещин в не-

сущей стене для образца КК-1 произошло при нагрузке 420 кН, что составляет 55,8% от величины разрушающей нагрузки, для образца КК-3 соответствует нагрузке 324 кН, что соответствует 39,9% от разрушающей.

- Установлено для внецентренно сжатых образцов отслоение лицевого слоя с керамзитобетоном от несущей стены произошло для образца КК-2 при нагрузке 93 кН, что составляет 20,6% от разрушающей, для образца КК-4 при нагрузке 103 кН, что составляет 17,6% от разрушающей. Появление трещин в несущей стене для образца КК-2 произошло при нагрузке 236 кН, что составляет 52,3% от величины разрушающей нагрузки, для образца КК-4 соответствует нагрузке 274 кН, что соответствует 46,8% от разрушающей.

- Определены значения модулей деформаций для образцов кирпичной кладки при центральном и внецентренном сжатии.

Дополнительно специалистами института КазМИРР проведены испытания еще 2 натуральных образцов кирпичной кладки воссозданных в лабораторных условиях (рисунок 3) и соответствующих фактической кирпичной кладке на объекте.



Рисунок 3 – Фрагменты воссозданной кирпичной кладки

Результаты испытаний показали, что при центральном сжатии разрушение образца произошло от действия нагрузки равной 1000 кН, а при внецентренном сжатии от нагрузки в 700 кН.

Также по материалам выполненных поверочных расчетов, установлена недостаточная несущая способность наружных кирпичных стен с первого по третий этаж.

По результатам экспертного обследования, результатов поверочного расчета и материалов испытаний окончательное техническое состояние несущих наружных кирпичных стен было оценено как неудовлетворительное (ограничено-работоспособное), требующего разработки проекта усиления.

INTEGRATED APPROACH TO STRUCTURAL ASSESSMENT OF BRICK MASONRY

Nuguzhinov Zhmagul Smagulovich¹, Doc. Eng., Director
Kurohtin Aleksey Yurevich¹, Head of department
Zholmagambetov Syirlyikbek Ryisbekovich¹, Candidate of Technical Sciences
Kopanitsa Dmitriy Georgievich², Doc. Eng., Professor
(¹KazMIRD at RSE on REM KSTU, Karaganda, Kazakhstan;
²TSUAB, Tomsk, Russia)

ABSTRACT

The paper deals with the use of an integrated approach to the assessment of the technical condition of the multilayer bricklaying on the example of a particular object. The object of the work is an apartment building under construction "South-East" in Astana for the purpose of assessing the technical condition of bearing building designs. The reason for making this rating is caused by long periods of construction (without observing the preservation conditions), available defects and damages to supporting structures, as well as inconsistent decisions made to the working design (increasing the number of levels of the object up to 6, deviations in the space-planning decision), and not observing production techniques.

Keywords: test, brick laying, complex approach, technical state, crack.

ИЗМЕНЕНИЕ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Пахотина Кира Геннадьевна, ведущий специалист

Пахотин Геннадий Константинович, магистрант

(ФГБОУВО «КнАГТУ», Комсомольск-на-Амуре)

АННОТАЦИЯ

При обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений недоучет влияния изменения свойств оснований на изменение долговечности конструктивной системы часто приводит к неверным выводам. Важным является учет множества факторов, по большей части имеющих вероятностную природу, в том числе естественное уплотнение грунтов при длительном воздействии нагрузки от здания, длительные или кратковременные изменения гидрологических условий площадки. Воздействие данных факторов может быть учтено применением эмпирических коэффициентов влияния для приближенной оценки надежности системы, полученными для конкретных условий объекта.

Ключевые слова: изменение свойств грунтов оснований, подтопление, обследование зданий и сооружений.

Эксплуатируемые здания и сооружения городской застройки, либо в силу изменения напряженно-деформированного состояния, вызывающего изменение технического состояния строительной системы, либо при необходимости их реконструкции с увеличением нагрузки, требуют проведения обследования и оценки возможности дальнейшей безаварийной эксплуатации в расчетный период. В ряде случаев у специалистов возникают проблемы такой оценки, связанные с отсутствием визуально определяемых признаков имеющихся или возможных повреждений и прогнозирования их возникновения при тех или иных изменениях условиях эксплуатации. Если инструментально оцениваемые контролируемые параметры конструктивных элементов и схема реального нагружения позволяют точно определять техническое состояние отдельно взятых элементов, то процессы естественного или техногенного изменения эксплуатационной среды вынуждают подходить к оценке надежности объектов в каждом случае индивидуально с учетом вероятностной природы параметров надежности [1].

В практике экспертной деятельности при анализе материалов ранее выполненных обследований, к сожалению, нередки случаи полного игнорирования изменения инженерно-геологических и инженерно-гидрологических условий на площадке объекта. Конечно, проведение квалифицированных исследований грунтов оснований является дорогостоящей процедурой, и не все собственники зданий в состоянии финансировать их проведение. Кроме того, в малых городах Дальнего Востока отсутствуют службы систематического наблюдения за изменениями режима грунтовых вод и базы данных по динамике параметров грунтовой среды, что затрудняет полноценный анализ текущего состояния зданий и сооружений и сводит на нет возможность адекватного расчета остаточного ресурса конструкционной долговечности объектов и планирования ремонта, восстановления или усиления.

При обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений для расчета фактических эксплуатационных параметров и оценки возможности дальнейшей эксплуатации в соответствие с нормами [2] руководствуются требованиями действующих в строительстве норм и правил. В то же время, опыт обследования показывает, что для эксплуатируемых в течение длительного периода зданий нормативные требования, предъявляемые к проектированию конструкций, не всегда применимы при обследовании вследствие недоучета ими влияния изменения среды, в т.ч. изменения свойств оснований.

При проводимых исследованиях по разработке алгоритма оценки долговечности строительных объектов при обследовании зданий городской застройки с учетом изменения системы «основание – сооружение» предполагается группировка диаметрально противоположных вариантов развития событий: упрочнение грунта под нагрузкой и потеря им несущей способности при подтоплении.

Иллюстрацией первого варианта могут служить результаты обследования одноэтажного здания птичника г. Комсомольска-на-Амуре со смешанной каркасно-стеновой системой, составленной продольными внутренними рамами каркаса и наружными несущими стенами (рисунок 1а). Фундаменты под наружные стены применены столбчатые с монолитными столбами высотой 800 мм, на которые уложены фундаментные железобетонные балки трапециевидальной формы высотой сечения 450 мм. Оценивалась возможность проведения реконструкции здания с увеличением высоты несущего остова в среднем на

1,63 м и устройством стропильной крыши, для чего оказалось необходимым проведение расчетов оснований и фундаментов и оценка возможности изменения нагрузки.

В соответствии со схемой геологического разреза для расчетов принималось опирание фундаментов на второй по инженерно-геологическому разрезу слой грунта основания – суглинок тугопластичный с примесью органических веществ. Расчетное сопротивление грунта, определенное по данным инженерно-геологических изысканий в соответствии с нормами [3], составило $R=0.404$ МПа.

На основании расчета оснований на проектируемую нагрузку после реконструкции по нормам [3] установлено, что фундаменты не могли обеспечить нормативную эксплуатацию здания:

$$P = 0.527 \text{ МПа} \geq R = 0.404 \text{ МПа}$$

Превышение предельно допустимой нагрузки составило 31%, и соответственное увеличение площади подошвы фундамента представляло в реальных условиях площадки предприятия технические проблемы, связанные с разгрузкой конструкций и земляными работами, в свою очередь вызывающими нарушение сложившейся структуры грунта основания и гидрологического режима площадки.

В то же время, при обследовании однотипных по конструктивному решению и расположенных на той же площадке зданий, эксплуатируемых без усиления фундаментов в течение 2-3 лет после аналогичной реконструкции, каких-либо признаков повреждений конструкций, свидетельствующих об исчерпании несущей способности грунтов, деформации фундаментов и связанных с ней деформаций фундаментных балок и несущих стен, не установлено (рисунок 1б).



Рисунок 1 – Здание птичника: а) до реконструкции; б) после реконструкции

Таким образом, фактическая надежность системы «основание – здание», оказалась как минимум на 31%, выше чем полученная по расчету [3]. В связи с отсутствием на момент обследования расчетных методик, позволяющих учитывать очевидное упрочнение грунтов основания при длительной эксплуатации зданий (но при отсутствии влияния грунтовых вод), представлялось необходимым исследование причин данного явления с учетом исследований [1, 4]. В материалах исследования [4] приводятся данные по обследованию ряда объектов после реконструкции, показывающие, что в 30.1% зданий превышение максимально допустимых давлений на грунты составило 11–12%, в 19.1% более 31–40%, а в 10% зданий более 50%. Сравнение среднего давления до надстройки зданий $p_{ср}$ и расчетного сопротивления грунта R по [3] по ряду эксплуатируемых зданий, выявило, что несущая способность оснований используется в 30% зданий менее чем на половину, в 14.3% - на 80%, т.е. в большинстве случаев имеется резерв несущей способности основания, который может быть использован при реконструкции с увеличением нагрузок. К практическому применению [4] предложена формула для расчета допустимого нового давления на основания существующих фундаментов при реконструкции, на основании которой допустимое давление на грунт основания здания птичника при реконструкции с надстройкой составляет $R' = 0.578$ МПа. Тогда условие обеспечения надежности $R' = 0.578$ МПа \geq $P = 0.527$ МПа выполняется и усиления фундаментов не требуется.

Иным фактором, обеспечивающим повышение надежности здания, является учет реальной схемы передачи нагрузок на основание. Так, в обследуемом здании применены фундаменты под наружные несущие стены, работающие по схеме рандбалок, способных к тому же самостоятельно передавать часть нагрузки на грунты (рисунок 2).

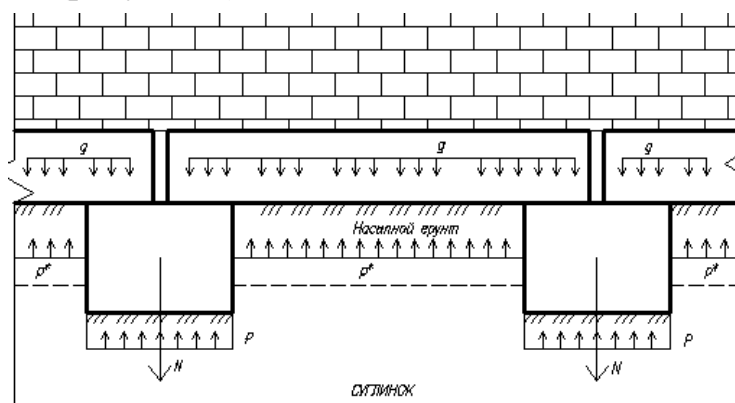


Рисунок 2 – Фактическая схема передачи нагрузки на основание

При такой расчетной схеме с учетом уплотненной структуры грунта под балкой часть нагрузки от самой фундаментной балки и кладки стены будет восприниматься не фундаментами, а непосредственно основанием. Расчетом установлено, что данная часть нагрузки после реконструкции может составлять до 9%. При этом естественно уменьшение давления на грунт от фундаментных столбов на эту же величину и тогда фактическое давление составит $P=0.480\text{МПа}$, что также обуславливает наличие резерва несущей способности оснований.

Второй вариант изменения несущей способности и увеличения деформативности грунтов основания предусматривает учет влияния динамики гидрогеологического режима площадки. В течение 2013 – 2016 гг. при обследовании зданий и сооружений подобный вариант отмечается на большинстве объектов.

Резкое изменение параметров грунтов на территории г. Комсомольска-на-Амуре, в первую очередь, связано с крупномасштабным наводнением в 2013 г, повлекшим кардинальное изменение гидрологического баланса на площадках, приуроченных к пойме реки Амур или близко к ним расположенных. Так, например, при обследовании зданий промплощадки АРЗ по ул. Ремонтная, подвергшихся затоплению, установлены деформации несущих конструкций, свидетельствующие об критическом и резком изменении параметров грунта, при этом расчетом установлено снижение расчетного сопротивления грунта не менее 30% (рисунок 3).

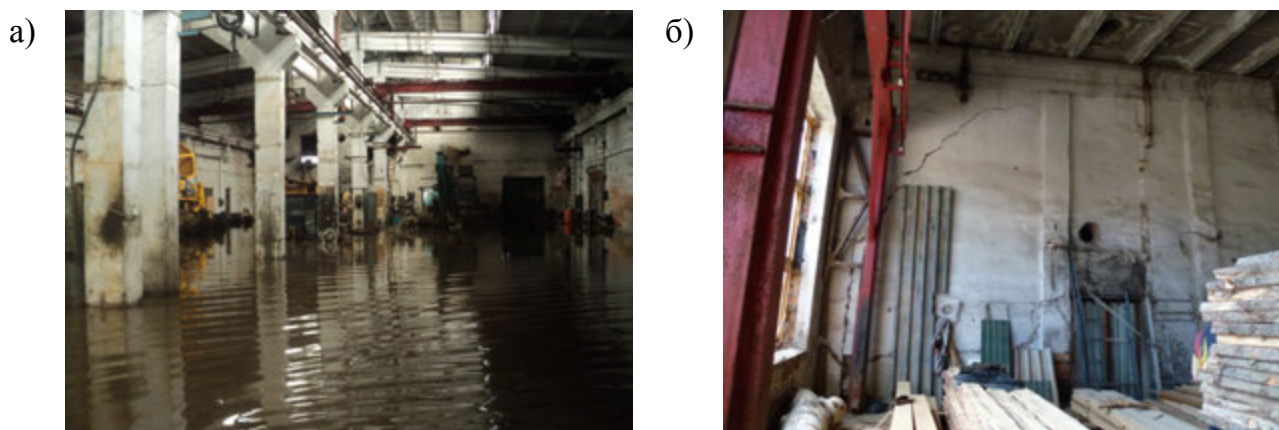


Рисунок 3 – Здание главного корпуса АРЗ: а) на момент затопления; б) деформации конструкций после затопления

Примером изменения грунтовых условий иного типа может быть площадка промывочного комплекса нефтезавода, не подвергшаяся затоплению, но на которой уровень грунтовых вод за период 2014 – 2016 гг. по данным изысканий

вырос на 1.8 – 2.0 м (с отметки -3.500 до отметки -1500). Последствием такого изменения стали осадочные деформации фундаментов и опирающихся на них кирпичных стен, свидетельствующие о снижении расчётного сопротивления основания по приблизительным оценкам на 20 – 25 % (рисунок 4).



Рисунок 4 – Подтопление фундамента грунтовыми водами и деформационные повреждения стены

В качестве причин подтопления застроенных территорий в пособии [5] указаны: инфильтрация утечек технологических вод, промышленных и хозяйственно-бытовых стоков, поливы зеленых насаждений, изменение тепло-влажностного режима под зданиями, сооружениями и покрытиями, влияние барражного эффекта (задержка поверхностных и подземных вод зданиями и сооружениями). Кроме того, к таковым необходимо отнести неурегулированный поверхностный сток, вызывающий более глубокое влияние «верховодки» и др.

Примеры проявления каждого из данных факторов или их совокупности многочисленны и все схемы изменения надежности системы «основание – сооружение», встреченные за период проведенных исследований, требуют тщательного анализа и обобщения статистических данных для установления значений коэффициентов влияния грунтовой среды, которые можно было бы применять при обследовании для приближенной оценки надежности конструктивной системы объекта для соответствующих грунтов и периода эксплуатации.

Для дальнейшего исследования предлагается следующая зависимость между параметрами грунтов основания и периодом эксплуатации, выраженная в виде графиков, зависящих от начальных параметров грунта (рисунок 5).

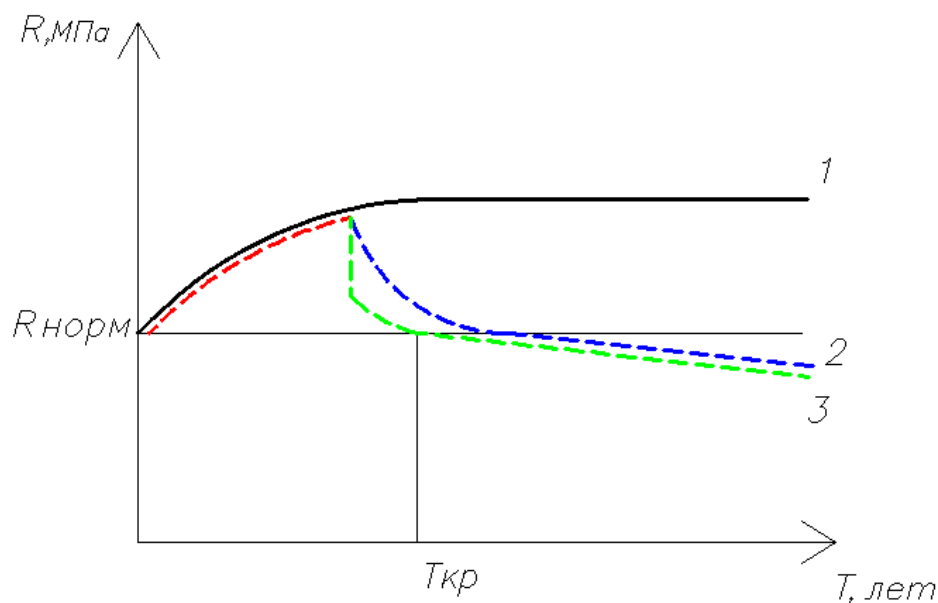


Рисунок 5 – Изменения расчетного сопротивления грунта: 1 – упорочнение грунта; 2, 3 – изменение прочности связных и лессовых грунтов при увлажнении

В заключение хочется отметить, что анализ результатов обследования эксплуатируемых зданий в случае прогнозирования возможности их дальнейшей эксплуатации или реконструкции должен основываться, помимо нормируемых требованиями проверочных расчетов, на тщательном учете всех факторов, так или иначе влияющих на долговечность конструкций и здания в целом с использованием имеющейся исследовательской и расчетной базы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / Научное издание. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. 256 с.
2. Национальный стандарт Российской Федерации. ГОСТ Р 53778-2010 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Общие требования. – М.: Стандартинформ, 2010. 95 с.
3. Свод правил. Основания зданий и сооружений СП 22.133330.2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*) // [http:// files. stroyinf. ru/ data2/1/4293811/4293811026.htm](http://files.stroyinf.ru/data2/1/4293811/4293811026.htm)
4. Коновалов П.А., Коновалов В.П. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / Монография. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2011. 384 с.

5. Прогнозы подтопления и расчет дренажных систем на застраиваемых и застроенных территориях. Справочное пособие к СНиП 2.06.15-85 / М.: Стройиздат, 1991. 45 с.

THE CHANGE OF SOIL PROPERTIES OF GROUNDS MAINTAINED BUILDINGS AND STRUCTURES

Pahotina Kira Gennadevna, senior expert
Pahotin Gennadiy Konstantinovich, master student
(FSEIHL "KnASTU", Russia, Komsomolsk-on-Amur)

ABSTRACT

In the inspection of buildings and structures, the underestimation of the impact of changes in properties of the reason for the change of durability of the structural system often leads to incorrect conclusions. Important is the consideration of many factors, mostly having a probabilistic nature, including natural compaction of soils after prolonged exposure to load from the building long or short-term changes in the hydrological conditions of the site. The impact of these factors can be accounted for using empirical coefficients of influence for approximate estimation of system reliability obtained for the specific conditions of the object.

Keywords: change of properties of soils, flooding, inspection of buildings and structures.

ПРОВЕДЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКОГО АНАЛИЗА
ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ И КАПИТАЛЬНОМ РЕМОНТЕ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Савин Сергей Николаевич, профессор кафедры, д.т.н.
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный
университет, Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена примерам реализации требований ГОСТ 31937-2011 с использованием метода свободных колебаний. Приводятся примеры определения третьей и четвертой форм колебаний для высотных зданий, анализируются параметры распределения нагрузки на несущей железобетонной раме, приводится пример оценки технического состояния отдельных блоков здания после обрушения части конструкций. Приведенные примеры подтверждают широкие возможности использования динамических параметров.

Ключевые слова: динамические параметры, формы колебаний, спектры Фурье, декременты колебаний, мониторинг, обследование зданий, расчетная модель сооружения.

В последнее время увеличилось количество организаций, выполняющих требования по определению динамических параметров зданий и сооружений в процессе их обследования и мониторинга. Несмотря на ряд публикаций, направленных против этих требований [1], большинство специалистов сходятся во мнении, что пока альтернативы динамическому мониторингу не существует [2-4]. Однако в настоящее время появилась тенденция к усложнению, как процесса самих измерений, так и анализа динамических параметров с использованием пространственных конечно-элементных моделей. На Forum Russia 100+, прошедшем в Екатеринбурге в период с 5 по 7 октября 2016 года и посвященном высотному и уникальному строительству, ряд докладчиков [5-6] предлагали использование чрезвычайно подробных моделей сооружений и рассматривали десятки форм колебаний в виде диагностических параметров. На вопросы практикующих специалистов по обследованию, в какой степени необходим столь подробный анализ, сколь-нибудь определенного ответа не последовало.

Поэтому цель данной публикации - еще раз напомнить о методе свободных колебаний и проиллюстрировать его возможности на примерах из практики обследования различных зданий.

Суть метода свободных колебаний заключается в воздействии непосредственно на здание (конструкцию) внешней импульсной нагрузки с последующей регистрацией отклика. Методика включает в себя следующие операции:

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

Дополнительными приемами, позволяющими не только повысить динамический диапазон регистрирующей аппаратуры, но и добиться максимальной амплитуды колебаний по требуемой форме являются следующие:

- возбуждение и регистрация колебаний под действием точечной импульсной нагрузки, прикладываемой в различных точках конструкции;
- сложение (с учетом направления действия нагрузки) колебаний, зарегистрированных при приложении нагрузки в различных точках конструкции (имитация одновременного приложения нагрузки в нескольких точках).

Обработка полученных в результате сложения колебаний (**комбинированных реализаций**) с целью выделения резонансных пиков, соответствующих анализируемой форме колебаний, осуществляется для каждой точки измерения путем сложения или вычитания реализаций, полученных при отдельных ударах.

Требования к используемой аппаратуре приводятся в [7] и носят рекомендательный характер. Из известных измерительных комплексов можно рекомендовать комплекс «Струна» [8], широко используемый специалистами МЧС России.

Наиболее востребованы динамические параметры зданий и сооружений при проведении их реконструкции или капитального ремонта. В этом случае

частоты и формы собственных колебаний используются, как правило, для адаптации расчетных моделей. В дальнейшем адаптированная модель может быть пригодна для оценочных расчетов, например, при изменении первоначальной конструктивной схемы или нагрузок на несущие конструкции. Часто встречаются задачи определения последовательности демонтажа сооружения. Примером такого объекта стало здание бывшего учебного международного делового центра в Москве на проспекте Вернадского (рисунок 1).



Рисунок 1 – Здание бывшего учебного международного делового центра в Москве на проспекте Вернадского

В результате обследования и определения динамических параметров Методом свободных колебаний были определены динамические параметры для первой и второй форм колебаний основного здания (рисунок 2).

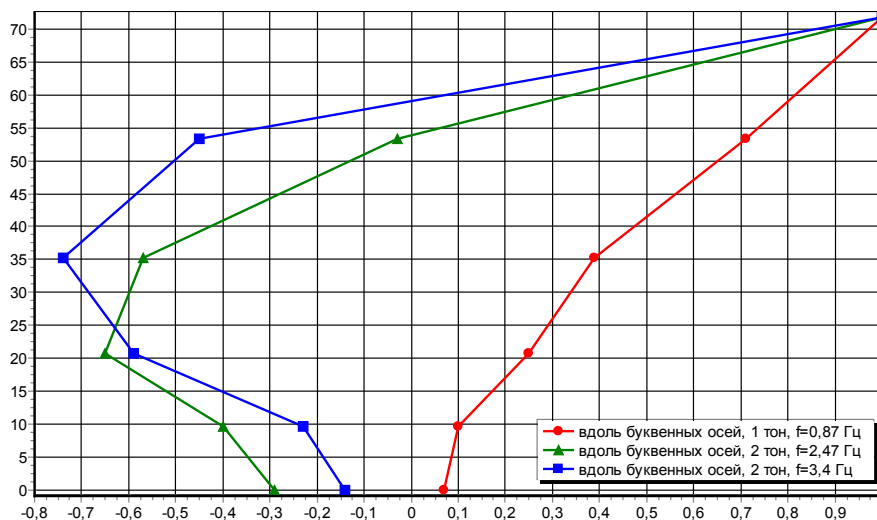


Рисунок 2 – Формы колебаний здания бывшего учебного международного делового центра. Вертикальный створ, поперечное направление

Как видно из рисунка 2, формы колебаний на соответствующих частотах были выделены достаточно определенно и послужили базовыми характеристиками для адаптации расчетной модели здания. Основной проблемой в этом случае было выделение частоты колебаний по первой форме, поскольку ее значение ниже одного герца, что требует использовать датчики измерений с широким спектром регистрации и высокой чувствительностью.

Другим примером использования динамических параметров при научном сопровождении капитального ремонта здания вестибюля станции метро Маяковская в Санкт-Петербурге стала регистрация относительных перемещений при использовании железобетонной рамы, распределяющей нагрузку от подвесных перекрытий на стены существующего здания. На рисунке 3 приведена фотография части здания в процессе реконструкции, а на рисунке 4 – схема относительных перемещений опорной части подвесной конструкции.

Полученные данные позволили скорректировать технологию монтажа и оценить истинную картину распределения нагрузки на несущие стены существующего здания.



Рисунок 3 – Фрагмент несущей конструкции, выполненной по стенам существующего здания

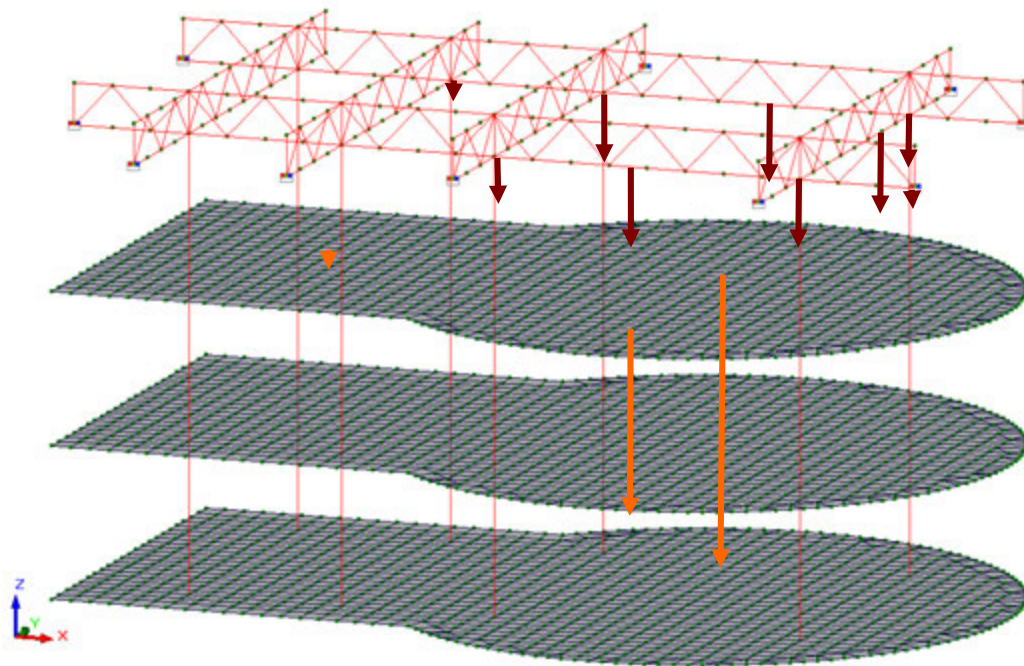


Рисунок 4 – Диаграмма колебаний конструкции на частоте 5,54 Гц. Оранжевым цветом отмечены амплитуды колебаний датчиков, установленных на перекрытии. На опорных частях балок амплитуды колебаний около 5% от максимальной в центральном пролете

Авария на Двинской улице в Санкт-Петербурге произошла 4 июля 2002 года, когда внезапно обрушилась южная, 17-метровая часть девятиэтажного дома N 8, корп. 3. Погибло при этом четыре человека. На рисунке 5 запечатлен момент обрушения части здания, а на рисунке 6 – здание после расселения.



Рисунок 5 – Обрушение здания на ул. Двинской в Санкт-Петербурге в 2002 году



Рисунок 6 – Расселенное здание на ул. Двинской в Санкт-Петербурге в 2009 году

Сразу после аварии были проведены работы по оценке динамических параметров оставшихся блоков здания. В результате испытаний выделены собственные колебания здания на следующих частотах:

1,8 Гц – изгибные колебания в поперечном направлении (вертикальный створ);

2,18 Гц – качание на фундаменте в поперечном направлении;

2,25 Гц – изгибные колебания в продольном направлении (вертикальный створ);

5,4 Гц – изгибные колебания, вторая форма, поперечное направление (горизонтальный створ)

Анализ полученных динамических характеристик показал, что здание имело стандартную для данного типа зданий частоту собственных колебаний по первому тону, свидетельствующую о достаточной пространственной жесткости всей конструкции. Относительные перемещения фундамента при колебаниях составляют более 10 %, т.е. фундамент имеет высокую подвижность.

В качестве главной особенности следует отметить малую жесткость связей между секциями на частотах от 6 Гц (обычно для зданий с деформационными швами эта частота составляет 15 Гц и выше) и большой (до 55 %) вклад в изгибную форму колебаний качаний здания на фундаменте (обычно это значение не превышает 15%).

Сделанные выводы позволили провести процесс расселения без спешки, здание существовало еще более десяти лет.

Приведенные примеры показывают, что использование динамических параметров позволяет решать самые различные задачи в области диагностики строительных конструкций зданий и сооружений. При этом относительно простыми средствами удается получать надежные результаты. Это в очередной раз подтверждает актуальность требований **ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния** по необходимости оценки динамических параметров обследуемых объектов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кабанцев О.В. О достоверности оценки сейсмостойкости зданий на основе результатов диагностики методом импульсного воздействия малой интенсивности//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 2. С. 46-50.
2. Сущев С.Л., Ларионов В.А. и др. О практическом применении метода динамических испытаний для оценки категории технического состояния и сейсмостойкости зданий и сооружений при слабых и сильных импульсных воздействиях//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2014. № 3. С. 52.
3. 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.
4. Савин С.Н., Данилов И.Л. Сейсmobезопасность зданий и территорий. Санкт-Петербург: Лань 2015. 240 с.
5. Доклад на Forum Russia 100+ «Системы мониторинга строительных конструкций высотных и уникальных объектов. Теоретические положения и практическая реализация» Андрей Шахраманьян, к.т.н., генеральный директор ООО «СОДИС ЛАБ». Октябрь 2016 г.
6. Доклад на Forum Russia 100+ «Оценка состояния уникальных зданий и сооружений на значимых этапах их жизненного цикла».Александр Белостоцкий, д.т.н, генеральный директор ЗАО «Научно-исследовательский центр СтаДиО». Октябрь 2016 г.
7. Пособие по расчетно-экспериментальной оценке сейсмостойкости общевоинских зданий и сооружений (к ВСП 22-01-95) МО РФ, М., 2004. 108 с.
8. Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений. МЧС России. М., 2003. 46 с.

PERFORMING DYNAMIC ANALYSIS IN THE RECONSTRUCTION AND CAPITAL REPAIRS OF BUILDINGS AND STRUCTURES

Savin Sergey Nicolaevich, professor
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering,
Saint Petersburg)

ABSTRACT

The article is devoted to examples of implementation of the requirements of GOST 31937-2011 using the Method of free oscillations. The examples of definition of the third and fourth mode shapes for high-rise buildings, analyzes the parameters of the distribution of the load on the load-bearing concrete frame, is an example of the evaluation of the technical condition of separate units of the building after the collapse of the structures. These examples suggest the possibility of widespread use of dynamic parameters.

Keywords: dynamic parameters, mode shapes, Fourier spectra, damping decrements, monitoring, inspection of buildings, the estimated model structure.

УДК 624.03

ИТОГИ ОБСЛЕДОВАНИЯ 37-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ, РАСПОЛОЖЕННОГО НА СКЛОНЕ БЕРЕГА ВОЛГИ

Саркисян Александр Арсенович, к.т.н.

(НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва)

АННОТАЦИЯ

В данной статье рассматриваются вопросы устойчивости склона и технического состояния несущих строительных конструкций строящегося 37-этажного уникального жилого здания с тремя подземными этажами, расположенного на склоне берега реки Волги в г. Саратове. Приводятся результаты обследования конструкций и результаты расчёта устойчивости склона. По их итогам даны рекомендации, позволившие продолжить строительство здания после длительного перерыва.

Ключевые слова: несущие конструкции, техническое состояние, устойчивость склона.

Введение

Обследование технического состояния несущих строительных конструкций строящегося 37-этажного жилого дома со встроенно-пристроенными нежилыми помещениями и подземным этажом проведено в связи с длительным перерывом в строительстве данного объекта.

В связи с высотой более 100 м здание относится к категории уникальных (проектная отметка верха здания 127,02 м) (рисунок 1).



Рисунок 1 – Вид 37-этажного здания

Предмет и методы исследования

Обследуемое здание расположено в Волжском районе г. Саратова на участке, ограниченном улицами Б. Затонская, Соколова и Лермонтова. Здание отдельно стоящее, 37-этажное, с тремя подземными уровнями. Здание прямоугольной формы в плане высотного блока и ромбовидной формы – стилобата.

В геоморфологическом отношении участок располагается в нижней части южного склона Соколовой горы. Абсолютные отметки дневной поверхности изменяются от 29,2 до 36,0 м при общем перепаде рельефа в южном направлении до 6 – 7 м (рисунок 2). В геологическом строении площадки до разведанной глубины 33,0 м принимают участие породы барремского и аптского ярусов нижнего мела, а также элювиальные образования отложений апта [4]. В верхней части инженерно-геологического разреза залегают насыпные грунты. По физико-механическим свойствам в инженерно-геологическом разрезе выделены следующие инженерно-геологические элементы: (ИГЭ № 1) насыпной грунт, представленный суглинком, глиной, почвой, с включениями обломков кирпича, щебня и древесины, мощностью от 0,7 до 3,5 м; (ИГЭ № 2) глина легкая пылеватая, полутвердая мощностью от 1,6 до 10,0 м; (ИГЭ № 3) глина легкая пылеватая, тугопластичная мощностью от 1,4 до 10,5 м; (ИГЭ № 4) глина легкая пылеватая, мягкопластичная, мощностью от 4,8 до 5,2 м; глина легкая пылеватая, полутвердая (ИГЭ № 5) мощностью от 4,5 до 12,5 м; (ИГЭ № 6) глина легкая пылеватая, полутвердая, вскрытой мощностью от 1,0 до 5,0 м. Модули деформации грунтов, которые определены при природной влажности и в замоченном состоянии составляют, соответственно: ИГЭ № 2 - 18/12 МПа; ИГЭ № 3 - 15/10 МПа; ИГЭ № 4 - 12/10 МПа; ИГЭ № 5 - 19/12 МПа; ИГЭ № 6 - 22/12 МПа.

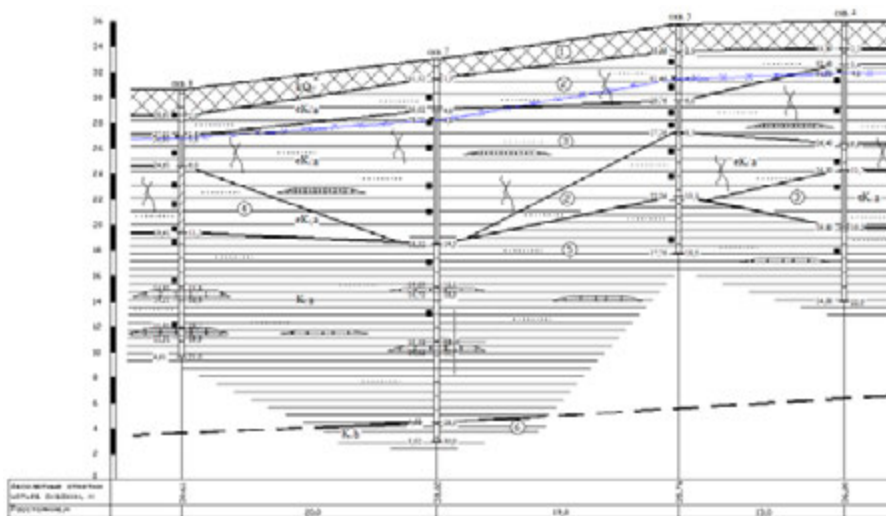


Рисунок 2 – Характерный инженерно-геологический разрез

Подземные воды на участке формировались за счет разгрузки водоносных горизонтов аптского яруса и их перетекания в отложения плейстоценового возраста и трещиноватые глины элювиального генезиса апта и баррема. Статический уровень подземных вод установился на глубинах от 3,8 до 4,8 м на абсолютных отметках от 26.81 до 33.30 м (т.е. практически выше подошвы ростверка абс. отм. низа 27.00 м). Направление фильтрационного потока на юг к р. Волге. Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов на строительной площадке 1,50 м.

Специфические свойства грунтов. Грунты, слагающие грунтовый массив площадки, характеризуются значительной изменчивостью литологического состава по инженерно-геологическому разрезу (частое переслаивание глин и песков), отмечены трещины по вертикальной оси отобранных для испытания кернов. Вследствие неоднородности грунтов при изучении их прочностных свойств наблюдается разброс значений угла внутреннего трения и удельного сцепления, что подтверждается и результатами большого количества определений, выполненных при инженерно-геологических изысканиях на смежных территориях.

Грунты ИГЭ № 5 (глина легкая пылеватая, полутвердая) обладают слабо-набухающими свойствами. Это обусловлено наличием монтмориллонита в минералогическом составе фракций с размером частиц менее 0,005 мм.

Глины ИГЭ № 2 (глина легкая пылеватая, полутвердая) относятся к слабо-пучинистым грунтам (относительная деформация пучения 0,025 – 0,035 д.ед.).

На глубине 22,0 м в глинах аптского яруса нижнего мела в скважине № 7 отмечены древние зеркала скольжения. Таким образом, на глубине 22,0 м зафиксировано смещение массива древнего оползня.

По категории сложности инженерно-геологических условий, данный участок изысканий, согласно СП 11-105-97 относится к III (сложной) категории.

По конструктивному типу здание относится к каркасным. Все несущие элементы каркаса здания (стены, пилоны, перекрытия, колонны) выполнены из монолитного железобетона. При данной расчетной схеме устойчивость здания обеспечивается за счет совместной работы стен, лестнично-лифтовых блоков и перекрытий. Фундамент здания – свайный из забивных свай длиной 10 м с монолитным плитным железобетонным ростверком толщиной 1,5 м.

На момент обследования был полностью выполнен железобетонный каркас здания, кровля высотной части, частично выполнена кровля стилобатной части здания, частично выполнена отделка фасадов здания конструкциями «вентилируемых фасадов» и осуществлен монтаж стеклянных витражей.

Строительные работы на объекте были приостановлены в 2012 г. и до момента обследования в 2014 г. не возобновлялись.

Анализ имеющейся технической документации и результатов обследования специалистами НИИОСП технического состояния, находящегося в стадии незавершенного строительства здания, позволяет сделать следующие выводы:

1. Техническое состояние существующих несущих железобетонных стен здания в связи с отсутствием существенных дефектов и в соответствии с ГОСТ Р 53778-2010 [2] в основном оценивается как работоспособное.

По результатам замеров прочности конструкций было отмечено снижение прочности бетона отдельных несущих простенков на 3-25% относительно проектного значения класса бетона (В30). Для следующих участков стен с пониженной прочностью бетона: 2-ой этаж - стена в осях 10/Е-Ж (В22); 5 этаж - в осях Б/5-7 (В27), в осях 7/А-Б (В26); 10 этаж - в осях Е/10-13 (В23-В25), 5/В-Д (В20), Д/5-7 (В25), 7/А-Б (В29), 11 этаж - в осях 4/Е-Ж (В25-В27); 31 этаж - в осях 7/А-Б (В25), техническое состояние оценивается как ограниченно работоспособное.

2. Техническое состояние колонн стилобатной части здания, перекрытий, крыши высотной части в связи с отсутствием существенных дефектов оценивается как работоспособное.

3. Техническое состояние конструкций крыши и кровли стилобатной части в связи с незавершенностью строительства водосливов для отвода дождевых и наличием протечек, оценивается как ограниченно работоспособное.

4. Анализ инженерно-геологических условий данного участка позволяет сделать вывод о целесообразности принятых проектных решений по фундаменту здания: для высотной части здания – применение свайных фундаментов с плитным ростверком; для стилобатной части - применение фундаментной плиты. Однако, инженерно-геологическими изысканиями [10] было установлено наличие в основании здания древних плоскостей скольжения, что требует дополнительных расчетов устойчивости склона.

5. Осадки и крены здания на данный момент не превышают проектных значений. Наблюдения велись с 2008 г., к концу 2010 г. осадки стабилизировались и в дальнейшем не увеличивались [6]. При допустимой осадке 150 мм [2] максимальное значение замеренной осадки здания составило 45 мм [6]. Максимальное отклонение верха здания от вертикали составило 0,05 м, а крен здания составил 0,00042, что не превышает предельно допустимых значений крена, которые не должны превышать $1/500$ (0,002) высоты здания [2], т.е. в нашем случае эта величина равна 0,24 м.

6. По данным обследования, результатов геодезических измерений и выборочного контроля прочности несущих элементов каркаса общее техническое состояние здания в соответствии с ГОСТ Р 53778-2010 [1] оценивается как работоспособное (II-я категория технического состояния). Исключение составляют участки стен с пониженной прочностью бетона, техническое состояние которых оценивается как ограниченно работоспособное.

Рекомендации для ввода здания в эксплуатацию

1. Для участков стен с пониженной прочностью бетона, техническое состояние которых оценивается как ограниченно работоспособное, рекомендовалось выполнить перерасчет конструкций каркаса здания с учетом фактической прочности бетона. По результатам расчета рекомендовалось оценить несущую способность конструкций и необходимость их усиления.

2. Перерасчет конструкций с учетом фактической прочности бетона рекомендовалось поручить авторам проекта - ООО «Монолит-бетон» [5], как разработчикам расчетной модели здания, а при отсутствии такой возможности - обратиться в специализированную проектную организацию, имеющую достаточный опыт расчетов уникальных зданий и имеющую соответствующие допуски.

3. В случае необходимости, усиление конструкций стен, как вариант, рекомендовалось выполнить путем устройства стальных обжимов или путем устройства локальных элементов усиления.

4. Рекомендовалось устранить дефекты, зафиксированные в ходе проведения настоящего обследования:

- трещины, сколы, выбоины – рекомендовалось заиньецировать или затереть полимерцементным раствором, предварительно подготовив поверхности;
- технологические швы бетонирования перекрытий рекомендовалось проиньецировать цементным раствором, предварительно расчистив места стыков.

Подготовка поверхности заключается в очистке и обеспыливании, удалении рыхлого бетона и посторонних включений с последующей обработкой праймером «контакт-бетон». Выполнить инъектирование трещин шириной раскрытия более 0,4 мм составом «Скрепа М600 Инъекционная» ТУ 5745-004-77921756-2008 или любым аналогичным по свойствам составом;

- восстановление защитного слоя конструкций рекомендовалось выполнять нанесением специальных ремонтных тиксотропных растворов, например, на основе смеси «Новатор НБМ» "НовТехСтрой" или других идентичных по своим свойствам растворов, по предварительно подготовленным поверхностям. Нанесение выполнять по металлической сетке вручную или механизировано.

5. Для контроля за возможной динамикой раскрытия трещин и наблюдением за состоянием конструкций здания в целом, на период ввода здания в эксплуатацию рекомендовалось выполнить установку маяков на трещины в несущих конструкциях.

6. В процессе производства работ рекомендовалось не превышать допустимые уровни вибрационного и динамического воздействия на конструкции здания от работающих строительных машин и механизмов [3].

7. В период завершения строительства здания и не менее одного года после его окончания необходимо:

- регулярно (один раз в два месяца) проводить геодезические наблюдения за осадками здания и зданий окружающей застройки;

- регулярно (один раз в месяц) проводить визуальные наблюдения за деформациями конструкций по установленным маякам;

- необходимо регулярно (один раз в два месяца) проводить наблюдения за горизонтальными перемещениями массива грунта по грунтовым реперам, установленным на склоне.

Устойчивость склона

Необходимость работы по определению устойчивости склона на участке нового строительства вызвана значительным уклоном рельефа в южном и юго-восточном направлениях в сторону р. Волги с перепадом абсолютных отметок поверхности земли от 29,2 до 36,0 м. Общий уклон рельефа в южном направлении составляет $6 - 7^{\circ}$.

Расчеты устойчивости склона, выполненные ранее ЗАО «ДАР/ВОДГЕО» [7,8], показали, что в проектных вариантах, не учитывающих наличие проекти-

руемых строений на склоне, значения коэффициента устойчивости склона K_u находятся в пределах 1,26-2,03 (при допустимом $K_u = 1,2$ [2]), т.е. массив грунта является устойчивым. Исключение составляла береговая полоса, где полученные значения K_u имели критические значения, изменяясь в пределах от 0,96 до 1,03. В вариантах расчета, учитывающих нагрузки от проектируемых зданий на склоне, значения K_u получились допустимые. Однако на участке строительства 36-этажного жилого дома отмечалось их уменьшение до 1,15 [7,8]. Для сооружений I уровня ответственности, к которым относится рассматриваемое здание, коэффициент надежности по назначению сооружения, и, следовательно, и коэффициент устойчивости склона должен быть не менее 1,2 [2].

Выполненные ЗАО «ДАР/ВОДГЕО» расчеты устойчивости склона проводились по программе «SLIDE», в которой коэффициент устойчивости массива вычислялся методом Маслова-Берера в интерпретации Дорфмана [7, 8]. Поверхность скольжения, по которой производился расчет коэффициента устойчивости, определялась по заданным начальной и конечной точкам кривой скольжения.

В настоящей работе определение коэффициента устойчивости склона производилось с использованием упруго-пластического расчета методом конечных элементов с применением метода снижения прочностных характеристик грунта. Данный метод расчета разрешен к использованию нормативными документами (СП 116.13330.2012, п. 5.2.3 [10]) и реализован в программе математического моделирования Plaxis [9]. Данная программа наряду с другими возможностями, позволяет учесть особенности инженерно-геологического разреза склона, последовательность загрузки склона, жесткость и конструктивные особенности зданий, в том числе наличие свайных фундаментов и передачу через них нагрузки на нижние слои грунтового основания. Учет этих обстоятельств повышает точность расчета коэффициента устойчивости склона на рассматриваемом участке. В основу расчетов коэффициента запаса устойчивости склона были положены материалы, представленные заказчиком (топографический план участка, инженерно-геологические разрезы по линии I-I и II-II (рисунок 3), данные по нагрузкам от 36-этажного и 18 этажного зданий, сейсмичности участка, материалы физико-механических и прочностных свойств грунтов).



Рисунок 3 – План склона с нанесенными расчетными сечениями

1 - 36-этажный жилой дом; 2 - 18-этажный жилой дом; 3 - 18-этажный жилой дом;

Величина расчетного давления условного фундамента на грунт основания принята 700 кН/м^2 , давление фундаментной плиты стилобатной части - 100 кН/м^2 . Основанием фундаментов здания служат суглинки и глины. Абсолютная отметка заложения подошвы фундаментной плиты 27.00 м , нижнего торца свай - 17.00 м .

Для предупреждения подтопления территории, отведенной под строительство жилого дома, разработан и осуществлен проект дренажа на площадке строительства [12]. В проекте предусмотрена схема перехвата фильтрационного потока и снижения уровня подземных вод с учетом условий залегания и движения подземных вод, а именно: строительство горизонтального отсечного дренажа по ул. Лермонтова (сверху по склону); устройство трубчатого линейного горизонтального дренажа по периметру здания со стороны ул. Соколова; устройство пластового дренажа под площадью здания; отвод дренажных вод в коллектор дождевой канализации по ул. Б. Затонская.

Информацию по соседнему 18-этажному зданию, расположенному выше на том же склоне, заказчик не представил. Конструкция фундамента здания и нагрузка на основание приняты из опыта проектирования по аналогии с подобными зданиями: фундамент – в виде фундаментной плиты, нагрузка - 350 кН/м². Глубина заложения подошвы фундаментной плиты, из соображений наихудшего для расчета устойчивости случая, принята 3,00 м (абс. отм. заложения 34.00 м).

Расчетная сейсмическая интенсивность г. Саратова в баллах шкалы MSK-64 для средних грунтовых условий и двух степеней сейсмической опасности В-5%, С-1% согласно картам ОСР-97 составляет, соответственно, 6 и 7 баллов [11].

При расчете устойчивости склона коэффициент сочетания нагрузок для основного сочетания при эксплуатационном периоде принят равным 1. Для особого сочетания нагрузки, в том числе сейсмической нагрузки на уровне проектного землетрясения годовой вероятностью 0,01 (сейсмичность 7 баллов) коэффициент сочетания нагрузок принят равным 0,95 (СП 116.13330.2012, п. 5.2.2 [10]).

Полученные расчетные коэффициенты запаса устойчивости склона составили:

- при основном сочетании нагрузок (без учета сейсмичности) $K_u = 1,20$;
- при особом сочетании нагрузок (сейсмичность 7 баллов) $K_u = 1,14$.

Методика математического моделирования

Для оценки устойчивости склона на участке строительства жилого дома было выполнено математическое моделирование изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива с применением метода конечных элементов.

Все представленные в настоящем отчете расчеты выполнялись с помощью программы PLAXIS 2D 9V, апробированной при строительстве большого числа строительных объектов в России и Европе. Программный комплекс PLAXIS с 29.12.2009 г. сертифицирован и соответствует требованиям нормативных документов Госстандарта РФ.

Фундаменты зданий в расчетах моделировались в виде балочной системы с сохранением соответствующих им геометрических размеров с изгибной и сдвиговой жесткостью, соответствующей типу и этажности здания [5]. Свайный

фундамент моделировался жестким упругим телом под фундаментом здания (условный свайный фундамент).

Расчет устойчивости склона сводился к определению коэффициентов запаса устойчивости системы «склон» и «склон-здание», получаемых путем последовательного снижения прочностных характеристик грунтов до достижения состояния предельного равновесия. В результате расчетов была определена устойчивость склона на участке строительства здания в природном состоянии (до застройки территории) и эксплуатационном случае (с учетом застройки территории).

Учет сейсмичности площадки моделировался заданием коэффициента независимого ускорения для веса грунта, позволяющего смоделировать динамические силы в псевдостатической задаче. Составляющие ускорения выражены в долях через нормальное ускорение силы тяжести.

В процессе расчета устойчивости склона локальные участки потери прочности слабого грунта на участке крутого склона набережной в непосредственной близости от берега реки (насыпной грунт и другие породы) искусственно заменялись на более прочный грунт, тем самым определяя область неравновесного состояния склона в зоне здания.

Размеры расчетной области в задачах были приняты длиной более 300 м, что позволило построить разрезы начиная с русла р. Волги (в 30 м от набережной) и заканчивая на расстоянии 100-120 м вверх по склону от здания. Низ расчетной области был принят на абс. отм. -20.0 м, что расположено на расстоянии 37 м от низа свай. Величина размеров расчетной области позволила в полной мере просчитать все возможные наихудшие плоскости скольжения в основании здания и исключить влияние граничных условий на результаты расчетов.

Определение устойчивости склона на участке строительства

Расчеты по определению устойчивости склона на участке строительства были проведены для двух наиболее опасных сечений, отличающихся минимальным расстоянием от здания до участков с максимальным перепадом рельефа (рисунок 3).

Расчеты были выполнены для нескольких вариантов, отражающих изменение НПГ р. Волги, сейсмичности площадки и работу пластового дренажа под подошвой фундамента. Для проверки состояния склона до застройки была рассчитана его устойчивость в природном состоянии.

Сечение 1-1

Сечение 1-1 проходит с юга на север через площадку 36-этажного жилого дома и не задевает площадку с рядом расположенным зданием. Часть результатов расчетов по сечению 1-1 представлены на рисунках 3-6.

Расчет устойчивости склона (природное состояние).

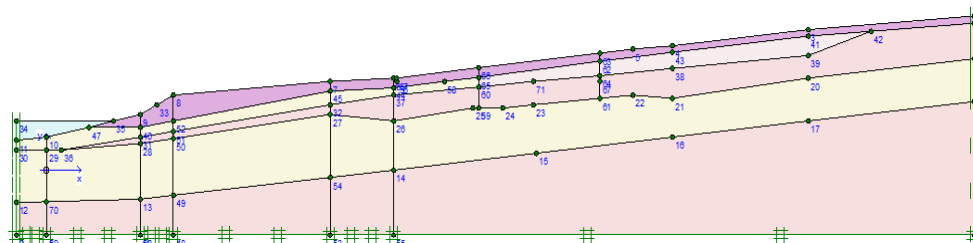


Рисунок 4 – Расчетная схема

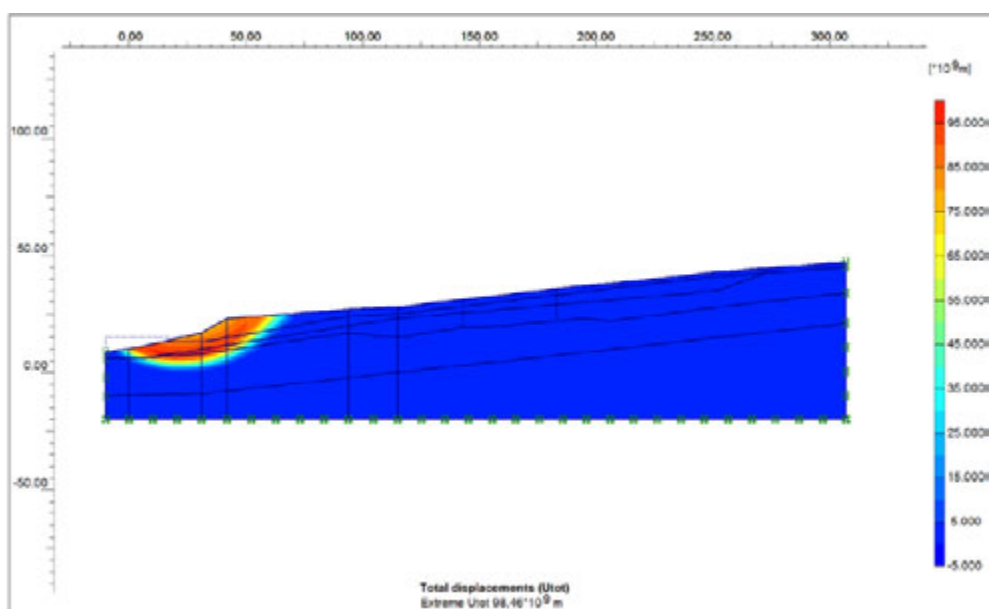


Рисунок 5 – Деформации массива грунта. Состояние предельного равновесия без учета сеймики. НПГ р. Волги - 15.06 м

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	N/A	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	N/A	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	N/A	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	N/A	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	N/A	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,3100

Рисунок 6 – Определение коэффициента устойчивости, $K_u = 1,31$

Сечение –II-II

Сечение II-II проходит с юго-востока на северо-запад через площадку 36-этажного жилого дома и рядом расположенный 18-этажный жилой дом. Часть результатов расчетов по сечению II-II представлены на рисунках 7-9.

Расчет устойчивости склона (природное состояние).

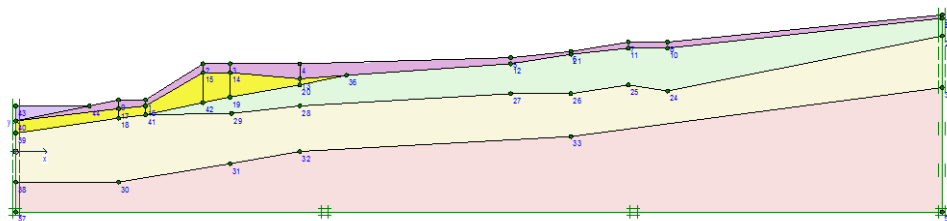


Рисунок 7 – Расчетная схема

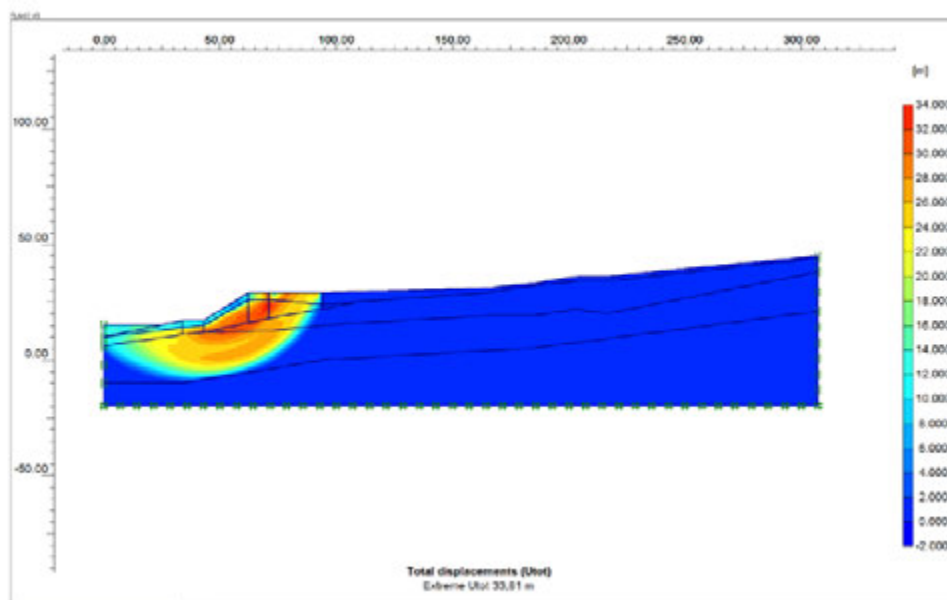


Рисунок 8 – Деформации массива грунта. Состояние предельного равновесия без учета сеймики. НПГ р. Волги - 15.06 м

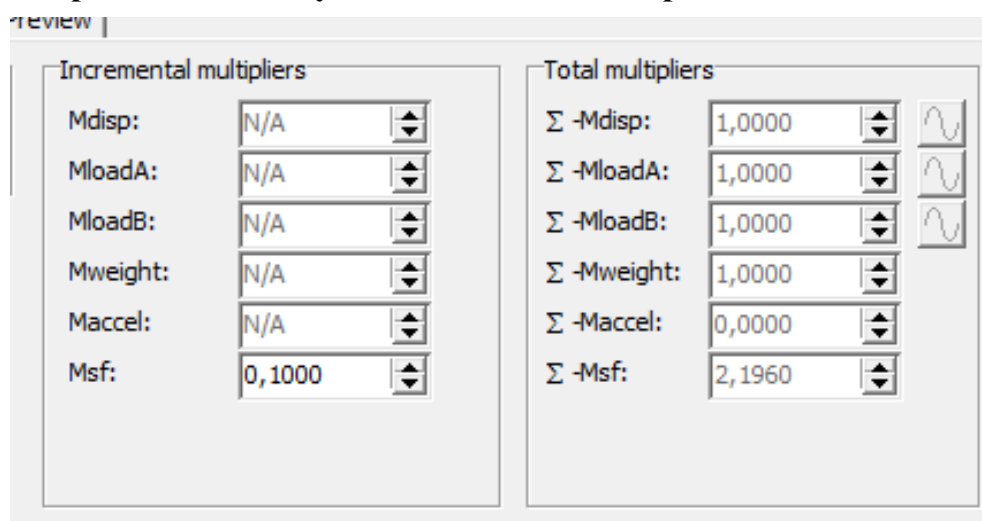


Рисунок 9 – Определение коэффициента устойчивости, $K_u = 2,19$

По результатам расчетов, устойчивость склона на участке строительства 36-этажного жилого дома с подземным гаражом в квартале, ограниченном улицами Б. Затонская, Соколова, Лермонтова в Волжском районе г. Саратова, обеспечена для всех рассмотренных случаев. Расчетный коэффициент устойчивости склона превышает допустимую величину, равную $K_u=1.2$ (при отсутствии сейсмичности) и $K_u=1.14$ (при сейсмичности 7 баллов).

Коэффициент запаса устойчивости склона в естественном состоянии на участке строительства без учета сейсмических воздействий составил 1.31- 2.19, при учете сейсмических воздействий (сейсмичность 7 баллов) – 1.19-1.67. Исключение составляет локальный участок крутого склона в прибрежной зоне, где K_u меньше 1. В естественном состоянии в зоне строительства здания склон устойчив.

Коэффициент запаса устойчивости склона на участке строительства жилого дома с учетом застройки территории 36-этажным и 18-этажным жилыми зданиями без учета сейсмических воздействий составил 1.41- 1.81 (допустимый–1.2), а при учете сейсмических воздействий силой 7 баллов – 1.29-1.64 (допустимый –1.14).

Исключение составляет локальный участок крутого склона (уклон составляет примерно 30^0) в прибрежной зоне непосредственно у берега р. Волги в 10-20 м от бровки откоса. На первых этапах расчета здесь наблюдались отдельные участки потери устойчивости массива грунта и коэффициент устойчивости склона составил менее 1 ($K_u = 0.88-0.99$). Форма криволинейной поверхности сдвига в массиве грунта, проходящей на расстоянии примерно в 60-80 м от границ участка строительства здания, позволяет считать, что возможные оползневые процессы не будут угрожать целостности возведенного здания. Строительство и эксплуатация здания не повлияла на устойчивость естественного склона, расположенного непосредственно у русла р. Волги. При застройке территории склон на участке строительства жилого дома устойчив.

Таким образом, по результатам выполненных расчетов можно сделать вывод, что склон на участке строительства жилого дома устойчив. Однако, учитывая локальную неустойчивость массива склона у бровки откоса, специфические свойства грунтов, и в частности, значительную изменчивость и трещиноватость грунтов ИГЭ-2- ИГЭ-5, наличие на глубине массива склона древнего зеркала скольжения, следует разработать специальную программу геотехнического мо-

нитинга и осуществлять геотехнический мониторинг строящегося здания и окружающего массива грунта в течение всего периода ввода здания в эксплуатацию и 2 года после его окончания [2]. В проекте реконструкции набережной р. Волги рекомендуется выполнить специальные мероприятия по обеспечению устойчивости склона по бровке откоса в прибрежной зоне.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
2. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.
3. МГСН 2.04-97. Допустимые уровни шума, вибрации и требования к звукоизоляции в жилых и общественных зданиях. Москва. 1997 г.
4. Технический отчет по инженерно-геологическим изысканиям. Объект: Многоэтажный жилой дом со встроенно-пристроенными нежилыми помещениями и подземным гаражом в квартале улиц Соколова – Лермонтова – Большая Затонская в г. Саратове. ОАО «ПРИВОЛЖТИСИЗ». г. Саратов. 2006 г.
5. Проект: Многоэтажный жилой дом со встроенно-пристроенными нежилыми помещениями и подземным гаражом в квартале, ограниченном улицами Б. Затонская, Соколова, Лермонтова в Волжском районе г. Саратова. ООО «Монолит-бетон». г. Саратов. 2005 г.
6. Технический отчет по инженерно-геодезическим изысканиям. Объект: Наблюдение за деформацией строящегося жилого дома со встроенно-пристроенным помещением и подземным гаражом в квартале улиц Соколова – Лермонтова – Большая Затонская. Нивелирование II класса по осадочным маркам. 10-й цикл наблюдения за осадками фундамента здания: 05.12.07.-31.10.11 г. ОАО «ПриволжТИСИЗ». г. Саратов. 2011 г.
7. Расчет устойчивости склона в границах улиц Соколова, Хвесина, Малая Горная в г. Саратове. Пояснительная записка. ЗАО «ДАР/ВОДГЕО». Саратов. 2007 г.
8. Расчет устойчивости склона в районе жилого дома в квартале, ограниченном улицами Б. Затонская, Соколова, Лермонтова в Волжском районе г. Саратова. Пояснительная записка. ЗАО «ДАР/ВОДГЕО». Москва. 2014 г.
9. Plaxis. Руководство пользователя. Версия 8. «НИП-Информатика». Санкт-Петербург. 2002 г.
10. СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003.

11. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*.
12. Проект дренажа на участке строительства здания в квартале улиц Соколовая – Лермонтова – Б. Затонская в г. Саратове. ЗАО «ДАР/ВОДГЕО». Саратов. 2006 г.

INSPECTION RESULTS OF 37-STOREY BUILDING,
LOCATED ON A BANK OF THE VOLGA

Sarkisyan Aleksandr Arsenovich, PhD

(Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP)
Research Centre for Construction (JSC NITs Stroitelstvo), Moscow)

ABSTRACT

This article discusses issues of sustainability of the slope and the technical condition of the load-bearing constructions being built 37-story unique residential buildings with three underground floors, located on the slope of the Volga River in Saratov. The results of the survey designs and calculation of slope stability. Follow-up recommendations, allowing construction to continue after a long hiatus.

Keywords: bearing constructions, technical condition, stability of the slope.

ВЛИЯНИЕ ОСЛАБЛЕНИЯ СЕЧЕНИЯ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ СТОЙКИ НА ОБЩУЮ УСТОЙЧИВОСТЬ

Семенов Александр Александрович¹, к.т.н., профессор

Порываев Илья Аркадьевич¹, старший преподаватель

Шамилова Эльвира Рамилевна¹, магистрант

Семенов Сергей Александрович², инженер

(¹Уфимский государственный нефтяной технический университет, Уфа;

²ООО «ЦЕНТРПРОЕКТ», Уфа)

АННОТАЦИЯ

Рассмотрены основные причины возникновения аварийных и предаварийных ситуаций несущих строительных конструкций. Наиболее распространенными причинами аварий стержневых металлоконструкций являются случаи потери устойчивости равновесия. Рассмотрена задача расчетного обоснования снижения несущей способности сжатого стержня в зависимости от снижения жесткости сечения в результате коррозионного поражения на ограниченном участке. Задача сводится к рассмотрению устойчивости стержня переменного сечения. Проведены численные исследования на стержневых и оболочечных моделях расчетных схем в среде программного комплекса SCAD 21.1. Выявлено, что при значительном снижении (до 30%) жесткости участков сжатых стержней общая устойчивость снижается незначительно (до 3%). Причинами потери несущей способности сжатых элементов могут стать исчерпание прочности материала или потеря местной устойчивости.

Ключевые слова: центрально-сжатый элемент, устойчивость, ослабление сечения, коррозионное повреждение, переменное сечение, коэффициент запаса устойчивости.

Обеспечение безопасности зданий и сооружений является неотъемлемой частью вопросов национальной безопасности, так как аварии объектов капитального строительства приводят к значительным экономическим потерям, экологическому ущербу и, что самое страшное, к человеческим жертвам. Безаварийная эксплуатация зданий и сооружений осуществляется на основе действующих нормативно-правовых документов, которые устанавливают требования непосредственно к конструкциям зданий и сооружений, а также к надзору

за их техническим состоянием, к технологическим процессам, размещаемым в зданиях и сооружениях и т.п.

Основные причины, приводящие к разрушению металлоконструкций, - это дефекты монтажа или изготовления, использование металла с характеристиками ниже проектных значений, ошибки проекта и, главным образом, неполный учет возможных нагрузок и недостаточная система конструктивных связей [1-4]. Накоплен значительный опыт в выявлении причин, вызывающих аварийные и предаварийные ситуации.

Несмотря на различные периоды обработки данных, процентное соотношение причин аварий остается практически неизменным (рисунок 1).

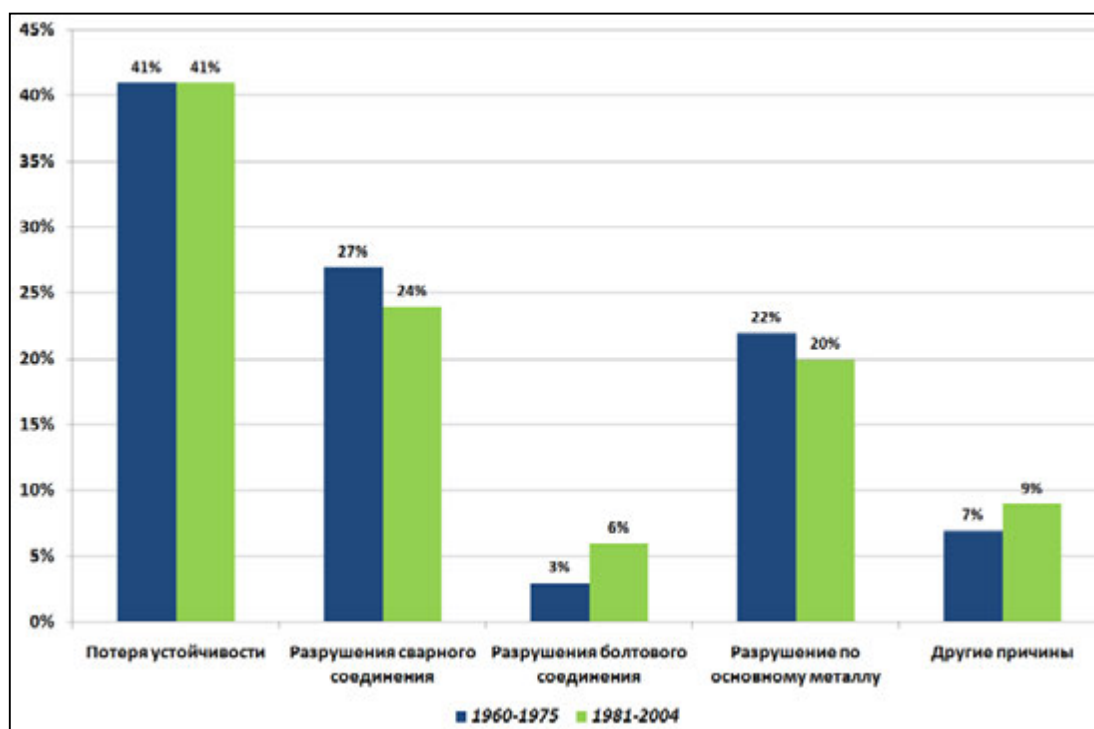


Рисунок 1 – Факторы, вызвавшие разрушение металлоконструкций (статистика 1960-1980 гг. и 1981-2009 гг.)

Подавляющее большинство факторов, вызывающих разрушения металлических конструкций, относится к потере устойчивости равновесия. По этой причине при обследовании стержневых несущих конструкций зданий и сооружений особое внимание уделяется освидетельствованию сжатых элементов, в которых обнаружены те или иные дефекты [5].

Потеря устойчивости сжатых или сжато-изгибаемых элементов может быть местная и общая. Опасность аварии от потери устойчивости особенно велика, потому что потеря устойчивости может наступить внезапно. Потеря об-

щей устойчивости конструкции или местной устойчивости элементов конструкции происходит в результате:

- отсутствия надлежащей развязки сжатых поясов при монтаже либо при эксплуатации;
- несвоевременной постановке постоянных или временных связей жесткости;
- наличия в конструкции изогнутых при транспортировке, монтаже или эксплуатации стержней;
- ослабления сечений сжатых элементов в процессе изготовления, монтажа и эксплуатации.

Процесс ослабления сечения центрально сжатых элементов может происходить как по вынужденным (устройство примыкания, врубки в деревянных стойках и т.п.), так и по не вынужденным (коррозия, деструкция или гниение материалов) причинам. Представляет практический интерес вопрос о степени влияния таких дефектов на общую устойчивость стержня.

При шарнирно опертой стойке длиной l наиболее опасным является сечение в середине элемента на расстоянии $l/2$ от опоры. Допустим, ослабление распространяется на расстоянии по высоте Δl (рисунок 2а).

В этом случае целесообразно рассмотреть консольную стойку кусочно-переменного сечения (рисунок 2б) и определить коэффициенты запаса устойчивости составного стержня в зависимости от параметров ослабления [6].

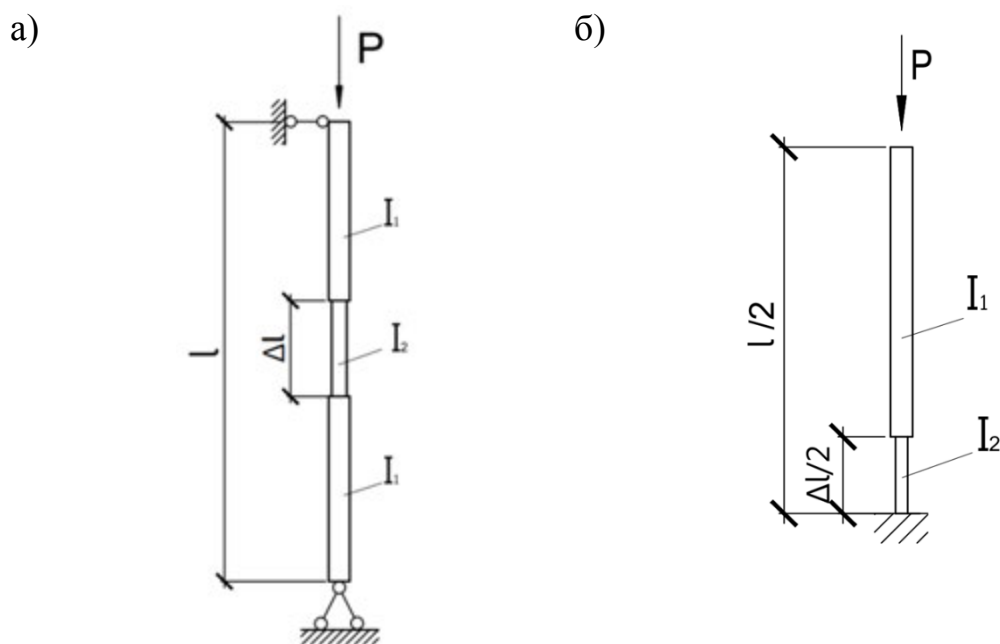


Рисунок 2 – Расчетные схемы ослабленных стержней

Уравнение устойчивости в рассматриваемом случае записывается в виде

$$\operatorname{tg}\left(k_0 \cdot \frac{l - \Delta l}{2}\right) \cdot \operatorname{tg}(k_{осл} \cdot 0,5 \cdot \Delta l) = k_0 / k_{осл} \quad (1)$$

где

$$k_0 = \sqrt{\frac{P}{EI_1}} \quad \text{и} \quad k_{осл} = \sqrt{\frac{P}{EI_2}} \quad (2)$$

Задаваясь различными соотношениями жесткостей EI_2 / EI_1 в пределах (1,0...0,7) и решая уравнение устойчивости можно определить значение критической силы или снижение коэффициента запаса устойчивости стержня:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{\mu^2 \cdot l^2} \quad (3)$$

Рассмотрена центрально сжатая стойка сечением из тонкостенной трубы, шарнирно опертая по концам, в которой в процессе обследования обнаружена зона поражения сплошной коррозией на центральном участке.

Для конкретного случая стержня длиной 10 м, сечением 168x6 мм с ослаблением корродирующей части в середине высоты фронтом $\Delta l = 500$ мм при действии продольной сжимающей силы $P = 200$ Кн проведены соответствующие расчеты.

Результаты численных исследований приведены на рисунке 3 и в таблице 1.

Таблица 1 – Снижение коэффициента запаса устойчивости при потере площади

Сечение ослабл.	Площадь, см ²	Момент инерции см ⁴	1000К _и сп	Отно- сит. площадь	Относит. жесткость	Снижение запаса устойчивости	%
168x5.8	29.56	973	1012	1.000	1.000	1.000	0.0
168x5.6	28.57	943	1008	0.967	0.969	1.004	0.4
168x5.5	28.08	928	1006	0.950	0.954	1.006	0.6
168x5.3	27.09	897	1002	0.917	0.922	1.010	1.0
168x5.0	25.6	851	995	0.866	0.875	1.018	1.8
168x4.9	25.11	836	992	0.850	0.859	1.020	2.0
168x4.7	24.11	804	988	0.816	0.826	1.024	2.4
168x4.5	23.14	773	984	0.783	0.794	1.029	2.8
168x4.3	22.11	741	980	0.748	0.762	1.033	3.3
168x4.0	20.61	692	971	0.697	0.711	1.042	4.2
168x3.5	18.09	612	953	0.612	0.629	1.062	6.2

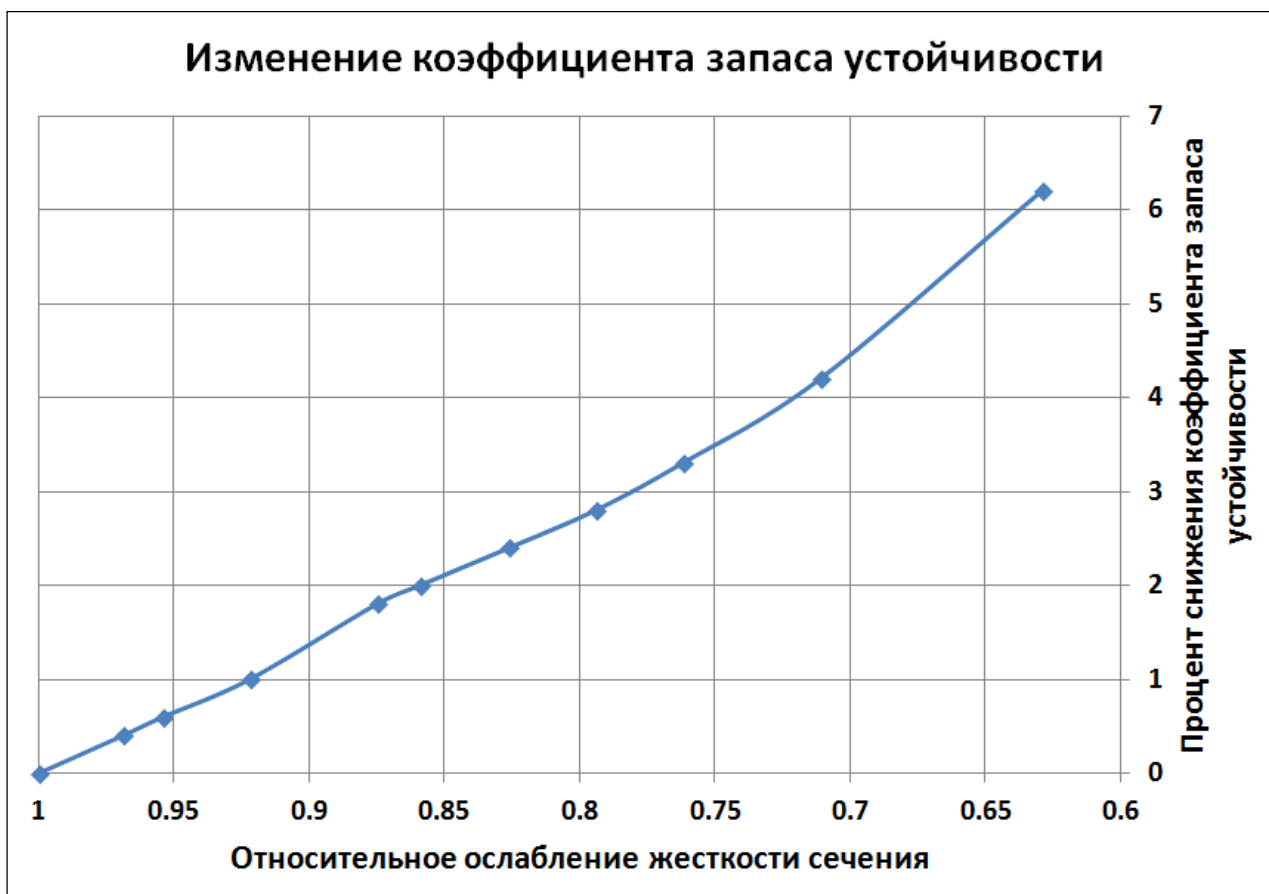


Рисунок 3 – Результаты численных исследований

Проведенные расчеты показали, что при ослаблении сечения до 30% от исходного состояния, снижение коэффициента запаса по устойчивости снижается лишь на 3,3%.

Дальнейший анализ свыше 30% зачастую теряет смысл, так как условия прочности или потери местной устойчивости будут решающими при определении несущей способности стержня.

Для иллюстрации проведенных численных исследований приведен пример анализа напряженно-деформированного состояния стойки, расчетная схема которой представлена в виде оболочечной модели, рассчитанной в среде программного комплекса SCAD 21.1 [6].

Исходные данные задачи: диаметр трубы $D = 168\text{мм}$; толщины стенок (пластин) участков $s_1 = 6,0\text{мм}$; $s_2 = 2,5\text{мм}$ (рисунок 4); длина стойки $l = 6,0\text{м}$; длина ослабленной части $\Delta l = 0,3\text{м}$; нагрузка $N = 500\text{кН}$.

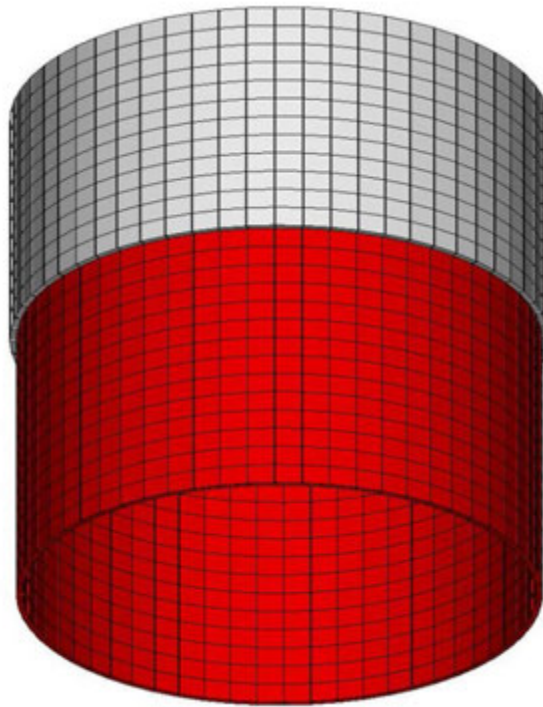


Рисунок 4 – Уменьшение толщины стенки за счет поражения коррозией

Для упрощения расчетной схемы достаточно рассмотреть консольную стойку с высотой $l = 3,0\text{ м}$.

Нагрузка на пластины интенсивностью $q = \frac{N}{\pi \cdot D_{cp} \cdot h} = \frac{500}{3.142 \cdot 0,1622 \cdot 0,025} \text{ Кн/м}^2 = 40000 \text{ Кн/м}^2$ приложена к верхнему участку трубы (рисунок 5).

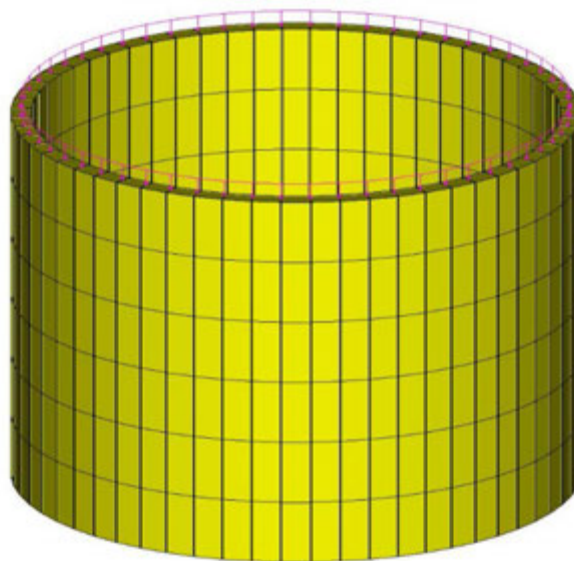


Рисунок 5 – Загружение модели сжимающей нагрузкой

Произведенный линейный расчет позволяет получить коэффициенты запаса устойчивости системы для заданного количества форм (рисунок 6).

22:42:17 Анализ устойчивости системы для загрузки 1.
22:43:08 Коэффициент запаса устойчивости системы 0.849609 (форма 1).
22:43:13 Коэффициент запаса устойчивости системы 0.849609 (форма 2).
22:44:05 Коэффициент запаса устойчивости системы 6.06803 (форма 3).
22:44:10 Коэффициент запаса устойчивости системы 6.06803 (форма 4).
22:44:10 Коэффициент запаса устойчивости системы 6.06803 (форма 5).
22:44:14 Вычисление формы потери устойчивости системы для загрузки 1.

Рисунок 6 – Протокол расчета в среде SCAD

Проверка нормальных напряжений σ_y на участках трубы позволяет оценить прочность элемента (рисунок 7).

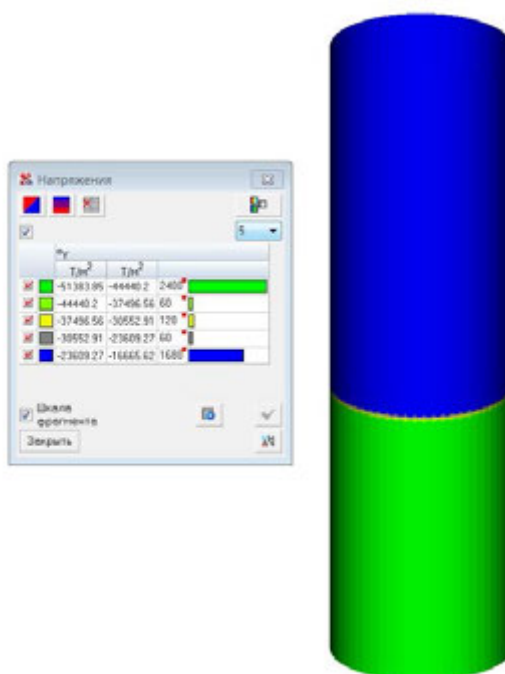


Рисунок 7 – Нормальные напряжения в трубе (зона перепада жесткостей)

Назначив значение предельного значения коэффициента запаса устойчивости более 10, а количество форм потери устойчивости более 4, появляется возможность просмотреть возможные формы потери местной устойчивости ослабленного участка трубы (рисунок 8).

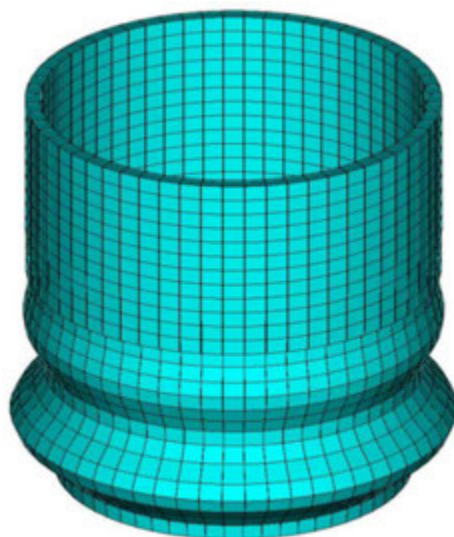


Рисунок 8 – Форма потери местной устойчивости (форма 3) при коэффициенте запаса устойчивости $K=6.083$ (фрагмент)

Проведенный анализ показал, что снижение площади сечения локального участка центрально сжатого элемента до 30 % приводит к незначительному снижению коэффициента запаса общей устойчивости (не более 3 %). Таким образом, предельное состояние элемента может наступить в результате потери прочности или местной устойчивости.

ЛИТЕРАТУРА

1. Отчет "Аварии зданий и сооружений на территории Российской Федерации в 2003 году" / Общероссийский общественный фонд "За качество строительства"// Москва, 2004.
2. Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций. ЦНИИСК, вып. 2. - Л.: Стройиздат, 1964. - 293 с.
3. Аугустин Я., Шледзевский Е. Аварии стальных конструкций. - М.: Стройиздат, 1978. – 183 с.
4. Реестр аварий зданий и сооружений 2001-2011 годов/ под ред. К. И. Еремина. - М.: "Магнитогорский дом печати", 2011. - 320 с.
5. Семенов А.А., Маляренко А.А. Металлические конструкции (спецкурс). Расчет усиления элементов и соединений с использованием ВК SCAD OFFICE. Учебное пособие. - М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательство АСВ, 2014. - 256 с.
6. Семенов А.А., Старцева Л.В., Маляренко А.А., Порываев И.А. Строительная механика (спецкурс). Применение ПК SCAD Office для решения задач динамики и устойчивости стержневых систем. Учебное пособие. - М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательство АСВ, 2016. - 254 с.

7. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Микитаренко М.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. Вычислительный комплекс SCAD21.1. – М.: Издательство «СКАД СОФТ», 2015. – 806 с.

OVERALL STABILITY OF COMPRESSED ELEMENT WITH PLANE OF WEAKNESS

Semenov Aleksandr Aleksandrovich¹, PhD, professor

Porivaev Ilya Arkadevich¹, senior lecturer

Shamilova Elvira Ramilevna¹, master's degree student

Semenov Sergei Aleksandrovich², engineer

(¹Ufa State Petroleum Technological University, Ufa

²LTD «Centre proekt», Ufa)

ABSTRACT

The main factors of emergency and pre-emergency situations of bearing structures considered. The most common factor of failure of steel structures is buckling. The problems of calculation of capacity reduce of compressed element, depending on the reduction of cross-section stiffness due to corrosion damage in a limited area. The problem is reduced to the consideration of the stability of the element with variable stiffness. Numerical study on the bar and the shell models calculation circuits in the SCAD 21.1 software package. It was found that when a significant reduction (30%), stiffness of the compressed elements total resistance is reduced slightly (3%). The reasons for the loss of carrying capacity of compressed elements can be exhaustion of material strength or local buckling.

Keywords: compression member, stability, plane of weakness, corrosion damage, variable cross section, stability coefficient.

ДИАГНОСТИКА И ИНТЕРПРЕТАЦИЯ ПРИЧИН ОБРАЗОВАНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ В СВОДЧАТОЙ КОНСТРУКЦИИ

Скрипченко Илья Валентинович, студент

Беспалов Владимир Владимирович, студент

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

АННОТАЦИЯ

При диагностировании и интерпретировании деформаций и повреждений, обнаруженных при обследовании каменных конструкций, особое внимание следует уделять подходу к выявлению причин образования разрушающих процессов. Ведь любому виду разрушения и деформации конструктивных элементов обычно предшествуют целая цепь взаимосвязанных причин, действующих в определенной последовательности и затрагивающих, по мере приближения к непосредственной причине и следствию, многие промежуточные связи. При этом применение современных универсальных программных комплексов основанных на методе конечных элементов позволяет более точно определить причину образования повреждений.

Ключевые слова: каменная кладка, обследование зданий, трещины, моделирование, повреждения.

Введение

При обследовании кирпичных зданий, построенных до середины XX века, особое внимание стоит уделять визуальному обследованию конструкций. Большинство повреждений, полученных в период эксплуатации, можно идентифицировать именно на этом этапе работ. Используя современную аппаратуру – зеркальный фотоаппарат, бинокль, портативный цифровой микроскоп, эндоскоп, лазерный дальномер, акустическую аппаратуру и другие подобные инструменты, можно улучшить качество выполняемых работ по определению технического состояния конструкций.

Анализируя литературу, посвященную эту вопросу [1-10], можно сделать вывод о том, что основные повреждения в кирпичной кладке имеют определенные и явно выраженные признаки. Но стоит отметить, что процесс диагностирования поврежденных участков конструкций один из самых сложных и требует опыта от инженера, занимающегося интерпретацией видимых повреждений.

Работа по обследованию конструкций схожа с работой врача. Подход у этих двух профессий во многом совпадает. В обследовании зданий, как и в медицинском обследовании, можно выделить 4 основных этапа, которые необходимо пройти, перед тем как поставить окончательное заключение. Оно, в свою очередь, может повлиять на дальнейшую судьбу сооружения. В данные этапы входят такие работы как осмотр, инструментальное обследование, определение технического состояния здания (его конструкций), рекомендации после проведенного обследования о возможных методах усиления.

Необходимо понимать, что повреждения – это, как правило, результат развития комбинаций негативных процессов, развивавшихся по отдельности или совместно, в конструкциях зданий. Подход к решению сложных задач, связанных с интерпретацией видимых повреждений должен быть комплексный.

В данной работе предпринята попытка представить типичные проблемы, которые может встретить инженер при визуальном обследовании кирпичных зданий.

Диагностика причин образования повреждений в сводчатой распорной конструкции и их интерпретация

В данной работе рассматривается конструкция цилиндрического сводчатого перекрытия, расположенная в кирпичном здании. Распорная система перекрывает коридор шириной 3,2 метра и длиной около 30 метров.



Рисунок 1 – Общий вид коридора первого этажа

При визуальном обследовании здания была зафиксирована трещина в отделочном слое перекрытия, располагающаяся вдоль всей конструкции. Ширина раскрытия трещины в штукатурном слое колеблется от 0,5 до 1,5 мм. Вскрытие не производилось, в виду отсутствия разрешения на этот вид работ. Однако, учитывая её протяженность и отсутствие других трещин, которые могли бы появиться из-за усадки штукатурного раствора, было сделано предположение о ее наличии и на внутренней поверхности кладки сводчатой конструкции.



Рисунок 2 – Трещины отделочного слоя распорной конструкции в середине коридора



Рисунок 3 – Трещины отделочного слоя распорной конструкции в торцевой части коридора

Авторы работ [11-19] рассматривают различные причины деформаций и конструкций в каменных зданиях и сооружениях.

После проведенного обследования была составлена схема деформирования распорной конструкции коридора, которая представлена на рисунке 1.

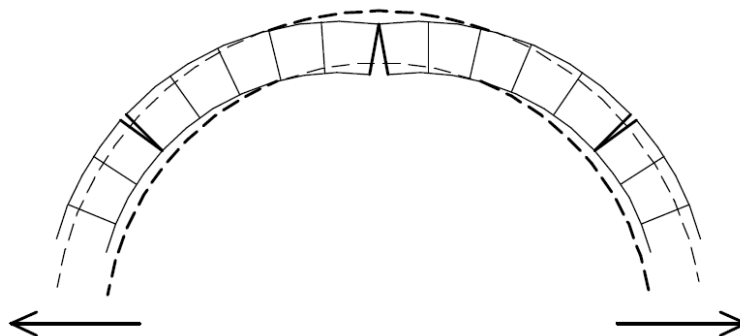


Рисунок 4 – Схема деформирования конструкции перекрытия

На данной схеме представлено зафиксированное повреждение, а именно: трещина в шельге цилиндрического свода. Было сделано предположение о том, что она могла возникнуть от горизонтального смещения опор распорной конструкции или от перегруза перекрытия.

После рассмотрения предложенных вариантов были произведены контрольные замеры пролета на уровне соединения конструкции перекрытия и несущей кирпичной стены. Были получены расстояния, колеблющиеся от 3,18 до 3,25 м.

Моделирование пространственной распорной конструкции в программном комплексе ABAQUS

Для оценки напряженно-деформированного состояния и определения возможных причин возникновения трещины был произведен расчет конструкции в программном комплексе ABAQUS.

Моделирование каменных конструкций в программных комплексах рассматривалось в статьях [20-21].

Рабочая схема простого цилиндрического свода может быть представлена как система независимых параллельных арок. Если нагрузка вдоль свода не меняется, то о его несущей способности и деформациях можно судить по работе одной элементарной арки, являющейся рабочей схемой свода [15].

Моделирование конструкции производилось с учетом ее фактической геометрии методом конечных элементов в программном комплексе ABAQUS [22].

С помощью программного комплекса Компас 3D был запроектирован отдельный участок сводчатого перекрытия. Далее 3D модель была импортирована в основной программный комплекс для расчета и получения изополей максимальных главных напряжений.

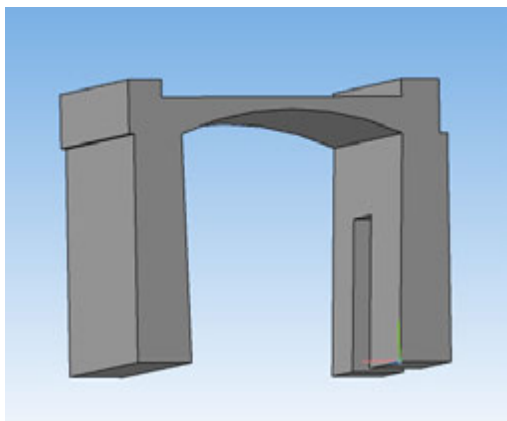


Рисунок 5 – Вид трехмерной

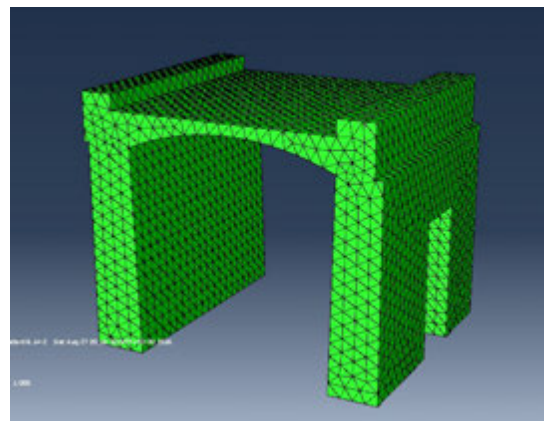


Рисунок 6 – Вид трехмерной

совместной модели в программном комплексе Компас 3D

совместной модели в программном комплексе ABAQUS

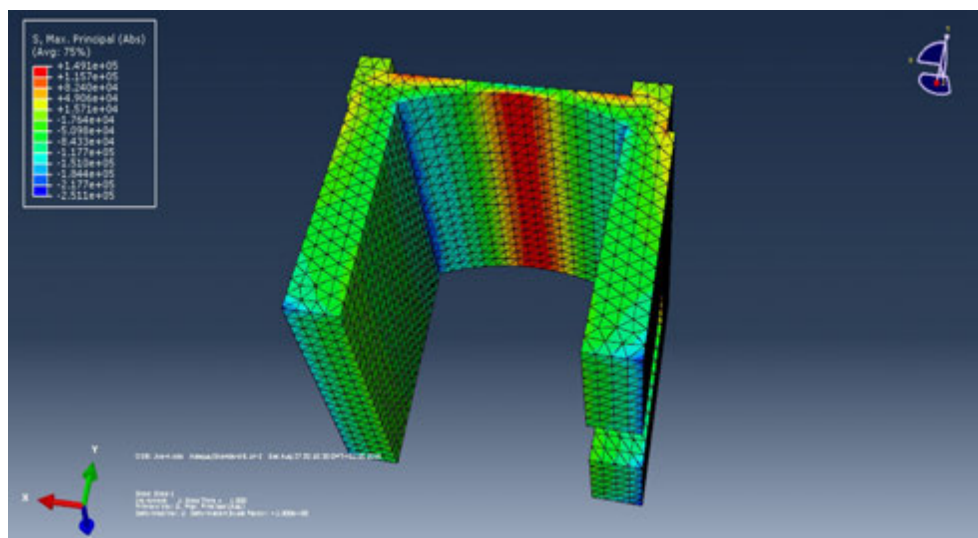


Рисунок 7 – Изополя главных растягивающих напряжений (в Па)

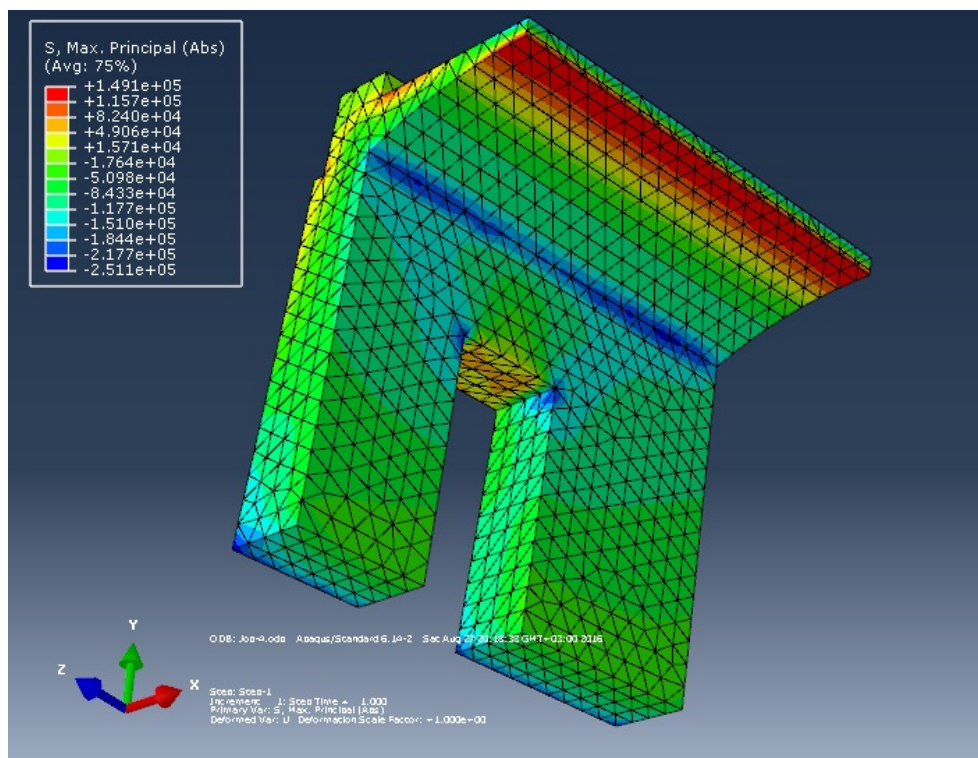


Рисунок 8 – Изополя главных растягивающих напряжений (в Па).

Из полученных результатов следует, что наибольшие значения главных растягивающих напряжений наблюдаются в замковой части цилиндрического свода и достигают 0,149 МПа. Так как точную марку раствора определить было невозможно из-за отсутствия вскрытия конструкций, она была принята минимальной. Тогда, согласно действующему на данный момент нормативному до-

кументу [23] расчетное сопротивление кладки осевому растяжению и главным растягивающим напряжениям составит 0,02 МПа.

Можно сделать вывод о том, что растягивающие напряжения превышают допустимые значения, в результате чего можно утверждать о том, что трещина в штукатурном слое образовалась в результате действия растягивающих напряжений на внутренней стороне кладки сводчатого перекрытия.

Вывод

Использование современных программных комплексов типа ABAQUS при обследовании зданий и сооружений позволяет в некоторых случаях определить причину образования трещин в конструкциях, а также оценить степень их опасности.

В качестве дальнейшего развития исследования предполагается изучение сравнения натурного эксперимента с численным моделированием.

ЛИТЕРАТУРА

1. Улыбин А.В., Старцев С.А., Зубков С.В. Контроль влажности при обследовании каменных конструкций // Инженерно-строительный журнал, №7, 2013 г., с.32-39.
2. 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.
3. Улыбин А.В., Зубков С.В., Сударь О.Ю., Лаптев Е.А. Стандартная и альтернативная методики определения прочности кирпича при обследовании зданий и сооружений // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 3 (18). С. 9-24.
4. Улыбин А.В., Зубков С.В. О методах контроля прочности керамического кирпича при обследовании зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2012. Т. 29. № 3. С. 29-34.
5. Улыбин А.В., Зубков С.В. Проблемы ценообразования на рынке обследования зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 7. С. 53-56.
6. Зимин С. С., Кокоткова О. Д., Беспалов В. В. Сводчатые конструкции исторических зданий // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 2(29). С. 57-72.
7. Anzani A., Binda L., Carpinteri A., Invernizzi S. A multilevel approach for the damage assessment of Historic masonry towers // Journal of Cultural Heritage 11, 2010, с. 459-470.

8. Binda, L., Colla, C. et al. (1994), Identification of moisture capillarity in masonry using digital impulse radar, *J. Constr. & Build. Mat.*, vol. 8, No. 2, pp. 101-107.
9. I.A.E. de Vent, J. G. Rots, R. P. J. van Hees, Interpreting Structural Damage in Masonry: Diagnostic Tool and Approach // *Restoration of Buildings and Monuments Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege* Vol. 19, No. 5, 2013, с. 291 – 308.
10. I.A.E. de Vent, J. G. Rots, R. P. J. van Hees, Confusing cracks and difficult deformations: interpreting structural damage in masonry // *Structural analysis of Historical Constructions*, 2012, с. 243-252.
11. Улыбин А.В., Федотов С.Д., Зубков С.В. Инженерно-техническое обследование памятников архитектуры. // В сборнике: СОХРАНЕНИЕ ИСТОРИКО-КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ - БУДУЩЕЕ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА, Сборник материалов Всероссийской научно-практической конференции. 2013. С. 233-235.
12. Бессонов Г. Б. Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем. Методические рекомендации. М.: Союзреставрация, 1989. с. 170.
13. Пашкин Е. М., Бессонов Г. Б. Диагностика деформации памятников архитектуры. М.: Стройиздат, с.1984. 151
14. Пашкин Е.М., Место инженерно-геологической диагностики в инженерной реставрации памятников архитектуры // *Журнал «Инженерные изыскания»*, №7, 2013 г. с.44-51.
15. Пашкин Е.М., Бессонов Г.Б. Диагностика деформации памятников архитектуры. – М.: Стройиздат, с.1984. – 151
16. Бойко М.Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. - Л.: Стройиздат, 1975.
17. Гендель Э.М. Инженерные работы при реставрации памятников архитектуры. М.1980.
18. М.П. Емельянов, к.т.н., доцент, Ю.Г. Богуцкий, Обследование сводчатых перекрытий старинного здания // *Строительство и техногенная безопасность*. Выпуск 9, 2004 г. с.17-22.
19. Бессонов Г.Б. Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем. – М.: Союзреставрация, с.1989. – 171.
20. C. Costaa, A. Arêdeb, M. Moraisa, A. Aníbalc // Detailed FE and DE modelling of stone masonry arch bridges for the assessment of load-carrying capacity, 1st International Conference on Structural Integrity, *Procedia Engineering*, 114, 2015 г. 854 – 861.

21. Dominique Daudona *, Yannick Siefferta , Osvaldo Albarracínb , Lucas Garino Libardic, Gustavo Navartac , Adobe construction modeling by discrete element method: first methodological steps // 4th International Conference on Building Resilience, 8-11 September 2014, Salford Quays, United Kingdom, Procedia Economics and Finance 18 (2014) 247 – 254.
22. Савин С.Н. Методика выполнения работ по предварительному и детальному обследованию многоквартирных домов и нежилых зданий, расположенных на территориях «Конюшенная» и «Северная Коломна – Новая Голландия». СПб. 2013. с.78-83.
23. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*

DIAGNOSTICS AND INTERPRETATION REASONS OF FORMATION OF DAMAGES IN THE VAULTED CONSTRUCTION

Skripchenko Ilya Valentinovich, student
Bespalov Vladimir Vladimirovich, student
(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

During the diagnosis and interpretation of the deformations and damages found inspecting stone structures, special attention should be paid to the approach of identification of their formation reasons. Any kind of destruction and deformation of structural elements is usually preceded by the whole chain of interconnected reasons. At the same time, application of modern universal program complexes based on the finite element method allows to define the reason of damages' formation more precisely.

Keywords: masonry, inspection of buildings, cracks, simulation, damages.

ГОСУДАРСТВЕННОЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ ЭКСПЕРТНОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ В ОБЛАСТИ ПРОМЫШЛЕННОЙ БЕЗОПАСНОСТИ

Соболь Игорь Сергеевич, генеральный директор
Ильин Алексей Владимирович, руководитель управления
промышленной безопасности
(ООО «АКСИС», Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

Актуальность данной проблемы обусловлена сложностью обеспечения промышленной безопасности на опасных производственных объектах в условиях изменяющейся политики государственного регулирования экспертной деятельности.

Ключевые слова: экспертиза, промышленная безопасность, государственное регулирование.

Промышленная безопасность (промышленная безопасность опасных производственных объектов) – состояние защищённости жизненно важных интересов личности и общества от аварий на опасных производственных объектах и последствий указанных аварий [1].

Авария – разрушение сооружений и (или) технических устройств, применяемых на опасном производственном объекте, неконтролируемые взрыв и (или) выброс опасных веществ;

Опасный производственный объект – предприятия или их цехи, участки, площадки, а также иные производственные объекты, указанные в Приложении 1 к [1].

Опасные производственные объекты подлежат регистрации в государственном реестре в порядке, устанавливаемом Правительством Российской Федерации, а также, в зависимости от уровня потенциальной опасности аварий на них подразделяются в соответствии с критериями, указанными в Приложении 2 [1], на четыре класса опасности:

- I класс опасности - опасные производственные объекты чрезвычайно высокой опасности;
- II класс опасности - опасные производственные объекты высокой опасности;

- III класс опасности - опасные производственные объекты средней опасности;
- IV класс опасности - опасные производственные объекты низкой опасности.

Экспертиза промышленной безопасности – определение соответствия объектов экспертизы промышленной безопасности (ОПО), указанных в пункте 1 статьи 13 [1], предъявляемым к ним требованиям промышленной безопасности.

Эксперт в области промышленной безопасности – физическое лицо, аттестованное в установленном Правительством Российской Федерации порядке, которое обладает специальными познаниями в области промышленной безопасности, соответствует требованиям, установленным федеральными нормами и правилами в области промышленной безопасности, и участвует в проведении экспертизы промышленной безопасности.

На сегодняшний день, на территории Российской Федерации, законодательная база, регулирующая деятельность в области промышленной безопасности, включает в себя Федеральный закон [1], Постановления Правительства Российской Федерации, Федеральные нормы и правила в области промышленной безопасности, типовые инструкции и методические рекомендации – в общей сложности более 100 нормативно-правовых акта.

Федеральным органом исполнительной власти Российской Федерации, осуществляющим функции реализации государственной политики в области промышленной безопасности, а также в сфере надзора и контроля в области промышленной безопасности является Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору (с 12.11.92 № 1355 именовалась как «Федеральный горный и промышленный надзор России (Госгортехнадзор России)», с 9 марта 2004 г. Указом Президента Российской Федерации Федеральный горный и промышленный надзор России преобразован в Федеральную службу по технологическому надзору (Ростехнадзор РФ)).

Одним из основных факторов риска аварий на опасных производственных объектах является старение основных производственных фондов предприятий – оборудования, зданий и сооружений. Сегодня, как и в начале 90-х годов, капитальный ремонт или замена оборудования на новое требует капитальных затрат

от собственников и эксплуатирующих организаций, что в сложившейся экономической ситуации вызывает серьезные затруднения. Большинство промышленных предприятий вынуждено идти по пути продления нормативного срока эксплуатации оборудования через экспертизу промышленной безопасности.

В то же время, данные Ростехнадзора о снижении количества аварий подтверждают эффективность экспертизы промышленной безопасности с учетом замедления замены основных производственных фондов.

Таким образом, экспертиза промышленной безопасности является важнейшим элементом регулирования промышленной безопасности профилактической направленности.

Вместе с тем правоприменительная практика показывает, что еще существует много нерешенных проблем, главной из которых является наличие серьезных пробелов в нормативно-методической базе экспертизы промышленной безопасности, одним из которых, в частности, является проблема определения остаточного ресурса зданий и сооружений.

Задача оценки остаточного ресурса конструкций здания и сооружений в настоящее время очень актуальна. На данный момент нет ни одного нормативного документа, утвержденного Министерством Юстиции, в котором была бы изложена методика определения и расчёта остаточного ресурса. Уже сейчас, а тем более в будущей постановке вопроса, эта тема является одной из актуальнейших и злободневных задач в сфере обеспечения промышленной безопасности эксплуатации зданий и сооружений, которые требуют своего разрешения для того, чтобы осуществить в целях определения и прогнозирования во времени величины остаточного ресурса вплоть до исчерпания зданием эксплуатационной надёжности.

Практическое отсутствие ввода новых производственных мощностей делает маловероятным плановую замену производственных зданий и сооружений, которые выработали нормативные сроки службы, что приводит к их сверхнормативной эксплуатации.

Для зданий и сооружений на опасных производственных объектах, конструкции которых исчерпали нормативный срок эксплуатации, согласно [1], расчет остаточного ресурса является обязательным.

Основные требования, которые предъявляются при экспертизе промышленной безопасности зданий и сооружений на опасных производственных объ-

ектах, является оценка срока безопасной эксплуатации несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений.

Продление срока безопасной эксплуатации конструкций зданий и сооружений запрещает их дальнейшую эксплуатацию при достижении установленного срока эксплуатации, а при его отсутствии – по опыту эксплуатации аналогичных конструкций или с учетом результатов анализа документации, условий эксплуатации и технического диагностирования (экспертного обследования).

Величины, которые определяют качественную характеристику зданий, сооружений или их отдельных конструкций, имеют случайный характер. Это объясняется изменением во времени их физико-механических свойств и в общем случае – нагрузок и воздействий. Характеристики и показатели последних к окончанию строительства здания или сооружения определяют его первоначальную надежность, которая с начала эксплуатации снижается. Если условия эксплуатации достаточно стабильны и постоянны, то это снижение будет постепенным, и прогнозировать момент исчерпания ресурса здания или сооружения можно уточнять по мере сбора информации о фактическом состоянии конструкций зданий и сооружений во время плановых осмотров и обследований.

Методики, которые используются в настоящее время, для определения остаточного ресурса зданий и сооружений, наряду с многочисленными достоинствами (обоснованность, детальная проработка) имеют серьезные недостатки, которые связаны с устареванием использованных при их разработке методологических и нормативных положений и отсутствием в них специфичных условий, которые характерны для той или иной отрасли.

В существующих условиях необходимо создать либо единый методический стандарт по расчёту остаточного ресурса, который учитывал бы особенности всех отраслей промышленности, на которых находятся опасные производственные объекты или создать для каждой отрасли свой методический документ.

Итак, попытка государства создать систему требований к порядку проведения экспертизы промышленной безопасности, которые бы учитывали все отраслевое многообразие и специфику объектов экспертизы, пока не увенчалась успехом. Вместе с тем, такая система носит ключевой характер для экспертизы промышленной безопасности в целом и для аттестации экспертов в частности.

Однако до настоящего времени такая система не создана, а правила проведения экспертизы промышленной безопасности не раскрывают особенностей продления срока безопасной эксплуатации оборудования, зданий и сооружений. В сложившихся условиях предприятиям практически невозможно на системной основе проводить работы по оценке состояния и безопасности эксплуатации оборудования и сооружений, заблаговременно планировать мероприятия по ремонту, модернизации и замене оборудования в целях предупреждения возможных аварий.

Сегодня в регулирующем и надзорном органе сосредоточены различные полномочия и функции в области экспертизы промышленной безопасности. Это важные функции – установление требований к проведению экспертизы, лицензирование соответствующего вида деятельности, включая лицензионный контроль, регистрация заключений экспертизы, ведение реестров, теперь и аттестация экспертов.

Однако пока имеющиеся возможности и принимаемые решения слабо воздействуют на суть экспертизы и ее качество. На сегодняшний день, Ростехнадзор видит ключом к повышению качества экспертизы промышленной безопасности создание более жесткой государственной системы регулирования проведения экспертизы промышленной безопасности, включая в том числе и аттестацию экспертов. Взаимодействие регулирующего и надзорного органа с экспертным сообществом осуществляется на основе репрессивной модели, что иллюстрирует, в частности, введение уголовной ответственности экспертов за ненадлежащее качество проведенной экспертизы (установлена уголовная ответственность за дачу заведомо ложного заключения экспертизы промышленной безопасности, если указанное деяние могло повлечь смерть человека, повлекло причинение крупного ущерба, тяжкого вреда здоровью или смерть человека, двух и более лиц по неосторожности).

При этом, основной проблемой является сама нововведенная система аттестации экспертов [2].

С начала 2015 года Ростехнадзором были разработаны и утверждены нормативные правовые акты, устанавливающие новые квалификационные требования к экспертам, перечень областей аттестации, требования к проведению квалификационного экзамена [2 - 5].

Отдельные положения вновь принятых актов вызывали и вызывают у экспертного сообщества вопросы, на которых коротко хотим остановиться. Новые квалификационные требования к экспертам по размещению периодических изданий и публикаций в области промышленной безопасности свидетельствуют о предъявлении трудновыполнимых, обременительных требований. Создание лишь одной аттестационной комиссии для аттестации экспертов (при центральном аппарате Ростехнадзора) приводит к необоснованным расходам экспертных организаций, осуществляющих деятельность в отдаленных регионах Российской Федерации.

Совершенно не понятно, для чего создана система компьютерного тестирования, которая как минимум в два раза отличается по времени ответов на вопросы от других систем аттестации, допустим, в Минстрое, где проводят аттестацию эксперты по негосударственной экспертизе проектной документации и результатов инженерных изысканий. Следует отметить, что независимыми психологами, социологами и педагогами проанализированы структура экзаменов, вопросы и ответы для тестирования и сделаны выводы, что теоретически необходимое время на тестирование не соответствует реально возможному времени и с психологической точки зрения неправомерно. Поэтому мы считаем, что необходимо еще раз вернуться и к процедурам экзаменов, и к вопросам и ответам. В обсуждении проектов нормативных правовых актов по порядку проведения аттестации экспертов в области промышленной безопасности приняло участие более 40 экспертных организаций, которые оставили 211 предложений. Подавляющая часть предложений не была принята, а 19 были приняты к сведению.

И это тоже проблема – государство в лице регулирующего органа пока не воспринимает экспертное сообщество и не идет на конструктивное взаимодействие.

ЛИТЕРАТУРА

1. Федеральный закон от 21 июля 1997 г. N 116-ФЗ "О промышленной безопасности опасных производственных объектов" с изменениями от 7 августа 2000 г., 10 января 2003 г., 22 августа 2004 г., 9 мая 2005 г., 18 декабря 2006 г., 30 декабря 2008 г., 27 декабря 2009 г., 23, 27 июля 2010 г., 1, 18, 19 июля, 28, 30 ноября 2011 г., 25 июня 2012 г., 4 марта, 2 июля 2013 г., 31 декабря 2014 г., 13 июля 2015 г.

2. Административный регламента по предоставлению Федеральной службой по экологическому, технологическому и атомному надзору государственной услуги по аттестации экспертов в области промышленной безопасности (Приказ Ростехнадзора от 26 октября 2015 г. № 430).
3. Приказ Ростехнадзора от 19 августа 2015 г. № 328 «Об утверждении Требований к проведению квалификационного экзамена по аттестации экспертов в области промышленной безопасности»
4. Приказ Ростехнадзора от 7 октября 2015 г. № 400 «Об утверждении Перечня вопросов, предлагаемых на квалификационном экзамене по аттестации экспертов в области промышленной безопасности»
5. Приказ Ростехнадзора от 9 сентября 2015 г. № 355 «Об утверждении перечня областей аттестации экспертов в области промышленной безопасности»

GOVERNMENT REGULATION OF THE EXPERT FINDINGS IN INDUSTRIAL SAFETY AREA

Sobol Igor Sergeevich, Chief Executive Officer
Ilyin Aleksey Vladimirovich, Chief of industrial safety department
(LLC «AKSIS», Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The actuality of the subject is caused by the difficulties with the compliance of industrial safety of the hazardous production facilities because of the rapid changes in the government legislation.

Keywords: expert findings, industrial safety, government regulation.

ИСТОРИКО-АРХИВНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ – КЛЮЧ
К ПОНИМАНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ ОБСЛЕДОВАНИЯ
ОБЪЕКТА КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ

Ужгеренас Мария Петровна, доцент
Приданцева Наталья Александровна, магистрант
(Сибирский федеральный университет, Красноярск)

АННОТАЦИЯ

Рассматривается вопрос об исследовании руин объекта культурного наследия «Нижняя дача» по адресу: Санкт-Петербург, г. Петергоф, парк Александрия, д. 11. На основании выполненных разведочных архитектурно-археологических работ, сделаны важные находки и предположения. Интерес вызывает коллекция археологических находок, представленная строительной керамикой: остатки подземных инженерных коммуникаций водоотведения, выполненные их керамических труб. Сохранение памятника и изучение его строительной истории является целью данного исследования. На основании изучения архивных документов определяются причины устройства ливневой канализации. Результатом исследования является выявление архивных документов, на основании которых сделаны выводы о том, что устройство подземной ливневой канализации было связано с использованием дождевой воды в инженерной системе комплекса.

Ключевые слова: Петергоф, парк Александрия; объект культурного наследия, Нижняя дача.

Предметом исследования является комплекс построек летней резиденции императора Николая II, расположенный в прибрежной северо-восточной части парка Александрия. На основании Постановления Правительства РФ № 527 от 10.07.2001 комплексу присвоен статус объекта культурного наследия федерального значения с наименованием «Нижняя дача: главный дом; домик служебный; домик Швейцарский; кухня; ледник; ограда с воротами и офицерской караулкой» по адресу: Санкт-Петербург, г. Петергоф, парк Александрия, д. 11 (далее – Нижняя дача). Комплекс построек Нижней дачи, сформировался к началу XX в. и дополнил перечень дворцовых комплексов «Фермерского» и «Коттеджа», объединенных общей территорией с историческим наименованием

«Собственная Ее Императорского Величества дача Александрия». Комплекс предназначался для длительного проживания семьи императора в летнее время и в таком качестве использовался до 1917 г.

Актуальность затронутой темы заключается в необходимости сохранения и изучения комплекса построек летней резиденции императора Николая II. Нижняя дача с благоустроенной и уединенной территорией, расположенной у самой воды, с постройками, обладающими повышенным бытовым комфортом и раскрытием видовых перспектив на водные пространства была любимой загородной резиденцией царской семьи. Здесь родились три дочери Николая II – Татьяна, Мария, Анастасия и сын – цесаревич Алексей. Несмотря на то, что Нижняя дача, предназначалась для семейного отдыха и не являлась парадной резиденцией, с ней связаны многие знаменательные события в жизни России [1]. С 2003 года проводятся работы по обследованию объектов Нижней дачи, цель которых сохранение и изучение последней по периоду строительства царской резиденции. На основании разведочных архитектурно-археологических работ, сделаны важные находки и предположения. Вызывает интерес коллекция археологических находок, представленная строительной керамикой: остатки подземных инженерных коммуникаций водоотведения, выполненные их керамических труб [2].

Сохранение памятника и изучение его строительной истории является целью данного исследования. На основании архивных материалов необходимо подтвердить причину устройства подземной ливневой канализации, традиционно связанную с проблемой отведения атмосферных осадков от стен зданий по причине замачивания фундаментов.

Изучение истории Нижней дачи ведется на основании архивных, натуральных и археологических исследований. Архитектурно-археологические изыскания объектов на территории Нижней дачи проводил С.Ю. Каргапольцев в 2003 г. Этапам формирования комплекса посвящена научная работа Е.В. Бойцовой. Тема строительства дворца Нижней дачи рассматривается в работе Д.С. Никитиной. Материалы исследований археологической экспедиции 2012-2013 гг. на территории Нижней дачи представлены в работе С.А. Семенова, И.А. Гарбуза, И.И. Еремеева.

Комплекс построек Нижней дачи возводился в два этапа. Главным архитектором и главным строителем комплекса был Антоний Осипович Томишко.

На первом этапе строительства перед архитектором была поставлена задача возведения представительского дворца для наследника престола – Николая Александровича Романова [3]. В период с 1882 по 1885 гг. на берегу Финского залива появляется трехэтажное здание нового дворца, силуэт которого акцентирован шестиэтажной башней. Неподалеку построено двухэтажное здание кухни и офицерская караулка, размещенная на границе имения «Александрия» и имения «Знаменка» (рисунок 1, 2).

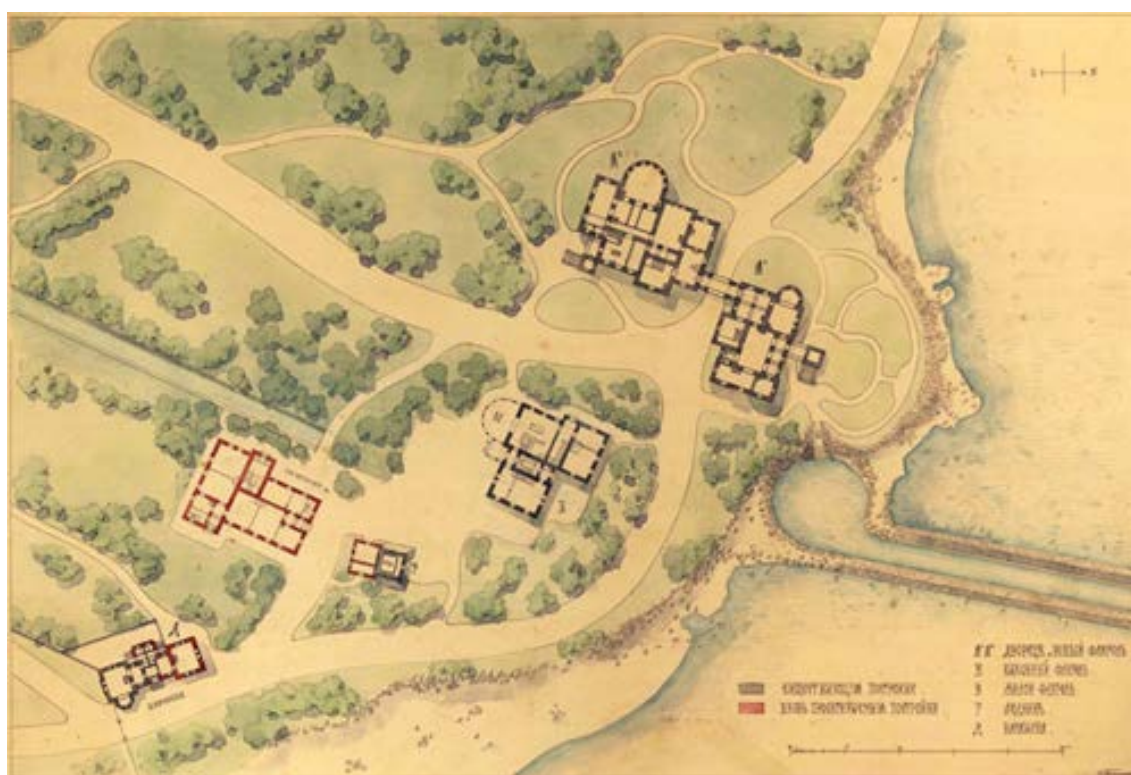


Рисунок 1 – Общий план части прибрежного участка парка Александрии с Новым дворцом, служебными постройками и караулкой. Арх. А. Томишко, 1883 г. (Архив ГМЗ «Петергоф». ПДМП-1258ар)



Рисунок 2 – Нижняя дача в Александрии до перестройки, 1890-е гг. (Архив ГМЗ «Петергоф», ПДМП-2410-фд)

Второй этап формирования комплекса происходит через десять лет и связан с изменившимся государственным и семейным положением императора Николая II и его решением о расширении существующего дворца надстройкой и пристройкой к нему «детской половины», а также о реконструкции существующих и строительстве дополнительных служебных и хозяйственных сооружений [4]. В период с 1895 по 1899 гг. комплекс дачных строений дополнен трехэтажным домом для служащих и трехкамерным ледником (рисунок 3). С северной стороны дворца возведена соизмеримая по объему пристройка, объединенная с основным зданием не только переходной галереей, но и сходством архитектурных приемов, и идентичностью деталей декоративной отделки фасадов (рисунок 4). Здания кухни и офицерской караулки реконструированы с увеличением площадей. К 1899 г. формирование дачного комплекса в основном было завершено, фасады его построек были подчинены общему стилистическому решению, которое архитектор А.О. Томишко в служебной записке от 12 марта 1899 г. определил, как «итальянский ренессанс» [5].



**Рисунок 3 – Генеральный план Нижней дачи. Арх. А.О. Томишко. 1897 г.
(Архив ГМЗ «Петергоф». ПДМП-1261ар)**

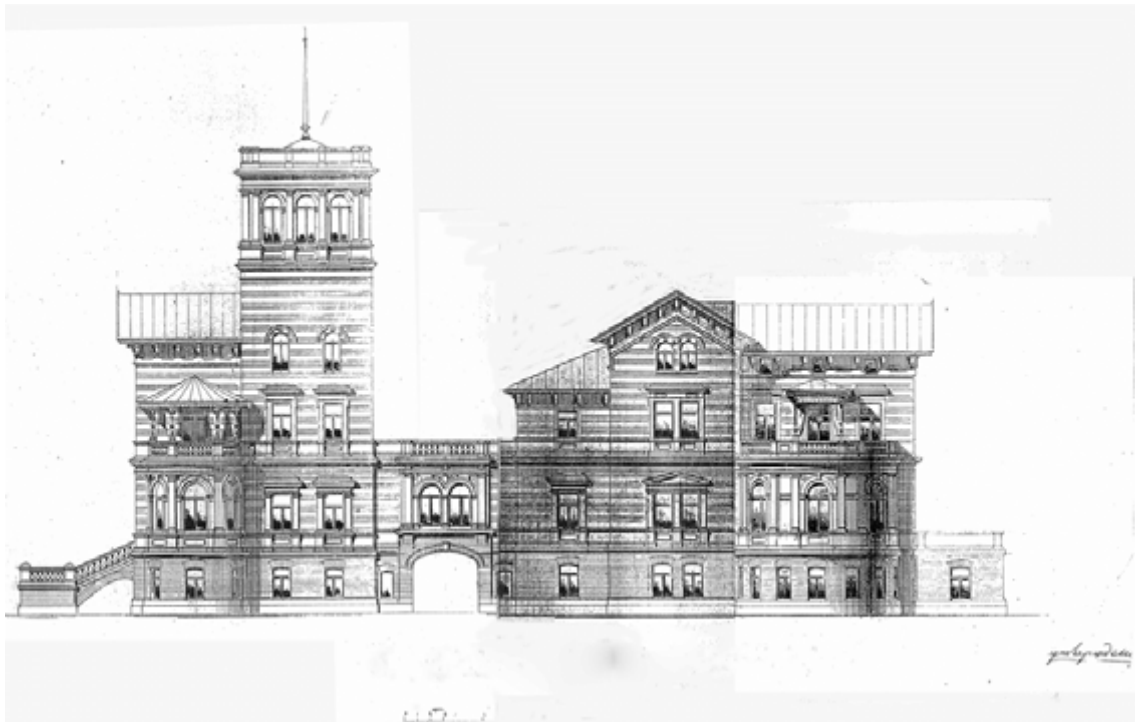


Рисунок 4 – Проект пристройки. Утвержденный вариант. Архитектор А.О. Томишко, 1895 г. (Архив ГМЗ «Петергоф». ПДМП-1300ар)

До 1917 г. территория дачи «Александрия» с дворцами и подсобными строениями оставалась частным владением императорской семьи Романовых. После национализации имущества царской семьи жилое здание дворца Нижней дачи было наделено общественной функцией и использовалось в качестве историко-бытового музея. С 1937 по 1941 гг. в здании дворца и в зданиях служебного назначения размещались ведомственные дома отдыха, здравницы и санатории [6].

В годы Великой отечественной войны, когда Петергоф был оккупирован немецкими войсками, территория Нижней дачи превращена в мощный узел береговой противодесантной обороны [7]. Подвергаясь обстрелам и бомбардировкам к концу войны ее строения находились в аварийном состоянии. В послевоенные годы их состояние продолжало ухудшаться и в 1960-х гг. в целях обеспечения безопасности посетителей парка, аварийные здания Нижней дачи были снесены [8]. Сохранились лишь Швейцарский домик, построенный в 1909 г. и караулка с воротами и оградой. От разрушенного здания дворца сохранились руины с фрагментами стен цокольного этажа, от зданий кухни, служебного дома и ледника стались только фундаменты.

Российский государственный архив хранит дела о строительстве Нижней дачи. Сооружение комплекса зданий велось по распоряжению Министерства

Императорского двора (МИД). Затраты на строительство оплачивались из кассы Министерства по ассигнованиям Кабинета Его Императорского Величества на основании требований главного строителя и архитектора А.О. Томишко, с приложением обосновывающих сумму документов. «Для освидетельствования в техническом отношении строительных материалов и исполняемых работ на месте постройки» на объект назначался ревизор-техник. В структуре Кабинета Его Императорского Величества делопроизводством о строительных и ремонтных работах по дворцам, зданиям учреждений МИД по городам придворного ведомства (Гатчина, Петергоф, Царское Село) занимался хозяйственный отдел [9]. Архивные дела хозяйственного отдела содержат счета на оплату работ и строительных материалов, а также служебные записки и письма, содержащие информацию о ходе строительных работ на Нижней даче. В архиве Государственного музея-заповедника «Петергоф» хранятся графические материалы проектной и исполнительной документации.

Второй период строительства комплекса с 1895 по 1899 гг. по времени был несоизмерим с объемом предстоящих работ. Главному архитектору А.О. Томишко было предоставлено право определять условия договоров с подрядчиками, поставщиками материалов и рабочими. Выбор подрядчиков и поставщиков проводился на конкурентной основе [10]. Строительный сезон планировалось начинать в марте и заканчивать в конце октября, чтобы к весне 1898 г. закончить строительные работы на дворце [11]. Закладка фундамента пристройки к дворцу произошла в мае 1896 г. В летний сезон 1897 г., когда работы шли одновременно на 4-х объектах, а пристройка к дворцу была «окончена вчерне», обозначились проблемы, связанные со сточными водами, сбрасываемыми в залив с верхней террасы Александрии по подземной трубе, проложенной в 1882-85 гг. по территории Нижней дачи. В жаркие сухие дни сточная труба забивалась осадками, распространяющими зловонный запах и прекращала работать. Ситуация усугублялась тем, что именно этим подземным каналом, в который кроме воды из пруда спускались стоки из зданий, расположенных на верхней террасе, архитектор А.О. Томишко планировал воспользоваться при отведении канализационных стоков от всех зданий строящегося комплекса.

В целях увеличения пропускной способности этого канала и обеспечения его постоянного функционирования Томишко принимает ряд инженерных решений: деревянную сточную трубу заменяет «чугунную магистралью (аршин-

ного диаметра)»; устраивает затворы для ее прочистки; предусматривает систему для ее дополнительной промывки. Основной расчет в системе промывки был сделан на «даровую» дождевую воду, собираемую с крыш. Для реализации этого решения архитектор использовал мелкогабаритные керамические трубы, которые легко укладывались в траншеях, вырытых по контуру зданий. Водостоки соединялись с «подземными керамиковыми трубами», по ним дождевая вода направлялась в канал. [12]. Из перечня работ П.С. Безрукова, произведенных при реконструкции кухни следует, что «керамиковый» водопровод собирался из прямых участков труб, «колен» и «двойников» [13]. Из описания работ на служебном доме, которые выполнялись кровельным мастером Федотовым, следует, что не все водосточные трубы подсоединялись к ливневой канализации. Так из 5 установленных на фасадах труб только две «соединено в землю полуциркульными коленьями» [14].

Изучение архивных материалов делопроизводства хозяйственного отдела Кабинета Его Императорского Величества за 1895-1900 гг. позволяет утверждать, что устройство ливневой канализации из керамических труб на территории Нижней дачи не было связано с проблемой отведения ливневых вод от стен зданий по причине замачивания фундаментов. Подземная ливневая канализация устраивалась в целях сбора дождевой воды и использования ее для промывки трубы, в которую сводились канализационные стоки от всех зданий комплекса.

ЛИТЕРАТУРА

1. Архив ГМЗ Петергоф». Р-469. С. 19, 20
2. Семенов С.А. Исследования территории дворцового комплекса «Нижняя дача» в парке Александрия ГМЗ «Петергоф» в 2012-2013 гг. / С.А. Семенов, И.А. Гарбуз, И.И. Еремеев// Бюллетень ИИМК РАН Охранная археология.- 2013.- № 5. С. 35
3. Бойцова Е.В. Этапы формирования комплекса Нижней дачи в Петергофе. // Материалы научной конференции. СПб., 2009. С. 44, 45.
4. Бойцова Е.В. Этапы формирования комплекса Нижней дачи в Петергофе. // Материалы научной конференции. СПб., 2009. С. 48, 49.
5. РГИА. ф. 468. оп. 15. д. 961. Л. 614
6. Архив ГМЗ «Петергоф. Р 101.2- С.4

7. Семенов С.А. Исследования территории дворцового комплекса «Нижняя дача» в парке Александрия ГМЗ «Петергоф» в 2012-2013 гг. // Бюллетень ИИМК РАН Охранная археология.- 2013.-№5.- С. 32, 33
8. Архив ГМЗ «Петергоф, Никитина, Л. 21
9. РГИА. ф.468. оп. 15. д. 960. Л. 3, 3об.
10. РГИА, ф.468, оп. 15, д. 960, л.28-30об
11. РГИА. ф. 468. оп. 15. д. 960. Л. 30об
12. РГИА. ф. 468. оп. 15. д. 960. Л. 215-217об
13. РГИА. ф. 468. оп. 15. д. 963. Л. 185-189об.
14. РГИА. ф. 468. оп. 15. д. 962. Л. 490-492

UDC 725.94

HISTORICAL AND ARCHIVAL RESEARCH – THE KEY TO UNDERSTANDING THE INSPECTION RESULTS OF CULTURAL HERITAGE UNITS

Uhzgerenas Maria Petrovna, assistant professor
Pridantseva Natalia Aleksandrovna, master's student
(Siberian Federal University, Krasnoyarsk)

ABSTRACT

The article reviews the study of the cultural heritage unit ruins Nizhnyaya Dacha, located at the address: 11 Alexandria park, Peterhof city, St. Petersburg. Based on the architectural and archaeological exploratory research important discoveries and assumptions were made. The collection of archaeological findings in a form of construction ceramics is of interest. In particular, the remains of underground storm sewer made of clay pipes. Preservation of the monument and study of its construction history is the aim of the present research. The study of archival documents identifies the cause of storm sewage construction. The result of the study is the identification of the archival documents, based on which a conclusion was made that the construction of underground storm sewer was connected with rainwater use in the engineering system of the compound.

Keywords: Peterhof, Alexandria park; unit of cultural heritage, Nizhnyaya Dacha.

ИЗМЕНЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ПРОМАСЛЕННОГО БЕТОНА ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Улыбин Алексей Владимирович, к.т.н., доцент
(Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
Санкт-Петербург)

АННОТАЦИЯ

В статье приводится обзор нормативной литературы и научных публикаций, рассматривающих вопрос влияния долговременного влияния нефтепродуктов на прочность бетона конструкций. На ряде обследованных объектов показано фактическое соотношение прочности бетона после пропитки маслами и без такового. На основании экспериментальных исследований автора приведены возможные причины противоречий между результатами исследований и общепринятыми представлениями о рассматриваемом вопросе. Представлены рекомендации по исследованию конструкций, подверженных воздействию нефтепродуктов, с точки зрения определения фактической прочности бетона.

Ключевые слова: прочность бетона, воздействие нефтепродуктов, промасливание, коррозия бетона.

При диагностике бетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений одним характерных повреждений является пропитка бетона нефтепродуктами (далее промасливание). Данное повреждение характерно для конструкций многих промышленных объектов (наиболее полный перечень приведен в таблице 1 руководства [1]), в том числе:

- автотранспортные предприятия;
- трансформаторные подстанции (утечки охлаждающих масел);
- предприятия с оборудованием (в т.ч. станками), использующим масла и эмульсии для смазывания и охлаждения;
- предприятия нефтехимии (в т.ч. резервуары для хранения нефтепродуктов);
- прочие предприятия, использующие нефтепродукты.

Причем для одной группы сооружений агрессивное воздействие нефтепродуктов является изначально предусматриваемым фактором, компенсируемым при подборе состава бетона или устройстве изоляционных покрытий [1], а для

других оно происходит вследствие утечек при ненадлежащей эксплуатации и различных инцидентах.

В нормативных документах и технической литературе рассматривается три основных негативных последствия промасливания:

- снижение прочности бетона;
- снижение скорости (прекращение) гидратации бетона, а следовательно, прекращение набора прочности;
- ухудшение сцепления бетона с арматурой;

Помимо них, существуют проблемы эстетического характера, связанные с образованием масляных пятен на поверхности конструкций.

Данная работ посвящена вопросам изменения прочности бетона после промасливания.

Обзор

Основополагающей работой, опубликованной в 1966 г., на тему влияния промасливания на прочность бетона является диссертация В.М. Васильева «Влияние минеральных масел на физико-механические свойства бетона и его защита». В работах автора диссертации, предшествовавших защите, а также опубликованных позднее [2], рассмотрены следующие основные явления, подтвержденные экспериментально.

1. При обильном попадании нефтепродуктов на бетон прочность за период приблизительно 7 лет снижается на 70% от первоначальной. В последующий период дальнейшее снижение прочности не наблюдается. Необходимо отметить, что в первые 1-1,5 года снижение прочности не наблюдалось.

2. Меньшая плотность (большее В/Ц), а также наличие микродефектов способствуют большему снижению прочности.

3. Выявлено, что нефтепродукты, не содержащие ПАВ (смолы и присадки), такие как бензин, керосин, вазелиновое масло, не снижают прочность бетона.

4. Нефтепродукты не вступают в реакцию с цементным камнем. Таким образом снижение прочности связано не с химическими процессами, а расклинивающим действием смол, обволакивающих заполнитель в бетоне.

5. Испытания на изгиб и растяжение показали аналогичный эффект с испытаниями на сжатие.

6. Для оценки прочности бетона (точность $\pm 20\%$) при постоянном (обильном) промасливании рекомендована формула:

$$R^M_t = R_0 (1 - 0,1t), \quad (1)$$

где R_0 – начальная прочность бетона на сжатие;

R^M – прочность промасленного бетона после t лет промасливания.

Формула (1) справедлива в течение 7 лет.

При периодическом промасливании (1-2 раза в год) предлагается использование формулы:

$$R^M_t = R_0 (1 - 0,023t), \quad (2)$$

Формула (2) может применяться в течение 25-30 лет. После истечения указанных сроков прочность промасленного бетона рекомендуется принимать $1/3$ от начальной.

7. При однократном или редком (раз в 5-10 лет) промасливании прочность бетона не снижается.

В последующие годы указанные исследования В.М. Васильева и предложенные зависимости применялись в большинстве документов по обследованию конструкций, в том числе [1]. В последние десятилетия опубликованы немногочисленные работы, отражающие практический и экспериментальный опыт измерения прочности промасленного бетона. Рассмотрим некоторые из работ.

В работах [3-5], опубликованных Ю.Ф. Юсуповой, приводятся результаты исследования проб бетона, отобранных из перекрытия реконструируемого здания, в течение 30 лет подвергавшегося воздействию масла. По результатам исследования образцов – кубов, вырезанных из отобранных проб, выявлено снижение прочности бетона до 100 кгс/см^2 (при проектной марке 300 кгс/см^2). Хочется обратить внимание, что за прочность непромасленного бетона взята проектная, а данные о лабораторных испытаниях бетона в непромасленной зоне перекрытия в статьях [3,4] не приводятся. Аналогичная ситуация встречается неоднократно. При таком подходе нельзя гарантировать, что проектные требования были выполнены или прочность бетона (как промасленного, так и нет) не изменилась вследствие других агрессивных воздействий. Таким образом, результаты сравнения могут быть заведомо ошибочными.

Также в работе [3] отмечается, что «имеющиеся теоретические сведения не дают возможности достоверно определить ресурс эксплуатационных качеств промасленных конструкций». В частности, не исследовалось влияние на бетон

отработанных масел. Предлагается проведение многофакторного исследования с учетом фактических характеристик агрессивного вещества и бетона. Приводятся результаты эксперимента, в котором бетон испытан на сжатие после трех месяцев промасливания в отработанном и неотработанном масле. Промасливание выполнялось односторонним, для чего образцы промасливались в обоймах. Выявлено, что прочность бетона (классы В25 и В7,5) снизилась на 25-30% в неотработанном масле и на 50-70% в отработанном. Из данных результатов сделан вывод о том, что отработанное масло существенно сильнее снижает прочность бетона.

Констатируется тот факт, что образцы промаслены неоднородно по объему (особенно при воздействии отработанного масла). Поэтому для определения прочности применяется склерометрический метод (прибор Оникс-2.5).

Необходимо отметить, что результат, полученный в работах [3,4] за три месяца промасливания, не согласуется с результатами Васильева Н.М. [2], которые констатируют, что эффект снижения прочности начинает себя проявлять только через 1-1,5 года после начала агрессивного воздействия. Также данный результат противоречит результатам исследований [6], которые описаны далее. Помимо этого, сомнительным кажется применимость склерометрического метода (особенно с малой энергией удара: 0,1 Дж у прибора Оникс-2.5) для исследования изменения прочности вследствие промасливания. Данный метод, как известно по многочисленным исследованиям, характеризуется большим разбросом результатов даже при отсутствии повреждений поверхностного слоя бетона. При изменении свойств поверхности, в том числе при ее загрязнении нефтепродуктами, вполне ожидаемо дополнительное увеличение погрешности измерений.

В работе О.А. Долговой и Д.В. Саламатова [7] приводятся результаты изменения прочности цементно-песчаных образцов - балочек различных составов после ускоренного промасливания. Пропитку осуществляли маслом И-20 в течение 3-х часов с подогревом до 100-120 °С. Испытание производили на сжатие и изгиб. В результате было выявлено, что прочность на сжатие снизилась в зависимости от состава раствора (В/Ц, вида цемента и наличия добавок) в диапазоне 10-37 % от изначальной. Прочность при изгибе при этом не изменилась.

В данном исследовании интересен показанный факт отсутствия влияния промасливания на прочность образцов при растяжении, определенный испыта-

ниями на изгиб. Насколько можно относить указанные результаты к тяжелым бетонам, эксплуатирующийся в нормальных температурных условиях не ясно. Например, в работе [8] показано, что однократный нагрев промасленного бетона до температуры 200 °С способствует аналогичной пропитке в течение 1 года, при этом снижение прочности достигает 15%.

В работе [6] рассматривается влияние промасливания на конструкции фундаментов турбоагрегатов, работающих в сложных эксплуатационных условиях. К негативным факторам эксплуатации дополнительно к промасливанию от утечек смазочных масел относятся повышенная температура (более 100 °С) и воспринимаемые конструкциями вибрации. Как указано в документе [1] и работе [2] сочетание вибрационных воздействий с промасливанием приводит к увеличению эффекта снижения прочности за счет интенсивного образования микродефектов в структуре бетона и проникновения в них нефтепродуктов.

Вопросы работоспособности бетонных конструкций при эксплуатации в условиях динамических нагрузок и агрессивных воздействий являются актуальными и выделяются в отдельную научную проблему. Так сочетание промасливания и различного рода циклических нагрузок является предметом самостоятельных исследований различных авторов [9]. В том числе и в работе [6] приводится обзор результатов обследований фундаментов, в которых промасливание конструкций привело к разрушению бетонных элементов. При этом необходимо отметить, что речь идет о попадании масел в трещины и в сочетании с динамическими воздействиями от оборудования нарушении сцепления между фрагментами конструкций, в особенности со стальными закладными. Надо понимать, что в подобных ситуациях основным негативным фактором является не столько снижение прочности бетона вследствие промасливания, сколько снижение несущей способности элемента из-за нарушения его совместной работы и трещинообразования. Подробно о данном эффекте описано в работе [10].

Результаты лабораторных испытаний промасленного бетона, выполненные в лаборатории ВНИИГ им Б.Е. Веденеева [6], показали, что после погружения образцов тяжелого бетона в отработанное турбинное масло на срок 1 год потеря прочности на сжатие достигла только 7%, а после 3,5 лет – 20%.

Необходимо отметить, что в исследованиях, описывающих влияние промасливания на прочность бетона, может быть *перепутана причинно-следственная связь*. В частности, такой фактор как глубина пропитки нефте-

продуктами называется причиной снижения прочности и приводятся данные, где при большей глубине прочность снизилась больше [6,11]. Вполне логично следующее рассуждение. В случае наличия неравномерности прочности бетона в зонах с низкой прочностью плотность структуры бетона ниже. Соответственно глубина проникновения нефтепродуктов на участках с меньшей плотностью (прочностью) будет больше. Неоднородность прочности может быть вызвана как изначально низким качеством изготовления конструкций, так и изменением прочности вследствие различных условий эксплуатации разных участков (коррозия бетона, размораживание, повышенные температуры, вибрации и пр.), что подробно описано в работе [10]. Автор в своей практике не раз встречал конструкции, в которых прочность различных участков одного элемента отличалась в 2 и более раз еще на начальном периоде эксплуатации.

Такую неверную трактовку можно обнаружить и в работе [11], описывающей снижение прочности конструкции фундамента на Архангельском целлюлозно-бумажном комбинате. Приводятся результаты испытания кернов диаметром 59 мм, выбуренных из рамного фундамента бумагоделательной машины. По результатам осмотра кернов выявлена глубина проникновения масла, которая не превышает 2,4 см. Минимальное значение прочности, определенное испытаниями на сжатие, составило 11,8 МПа, что составляет 55 % от средней прочности кернов, отобранных из не промасленных участков. При этом приводятся данные в которых снижение прочности составляет 23%, а глубина промасливания 6 мм. Очевидно, что для образцов цилиндров высотой равной диаметру (59 мм) зона в 6 мм составляет только 10% (не учитывая необходимость торцовки керна перед испытанием). Таким образом, на ряде образцов испытание выполнено для непромасленного бетона.

Результаты собственных исследований

К сожалению, собственный экспериментальный опыт исследования промасленного бетона ограничивается только несколькими объектами, описанными далее.

В 2012 г. выполнено обследование монолитного железобетонного перекрытия завода в Санкт-Петербурге. Площадь обследуемого участка составляла приблизительно 100 м². На перекрытии расположен участок металлообработки. Со станков в течение более 30 лет происходили утечки масел (И-20А, И-30А, ИГП-30) и охлаждающих эмульсий. Несмотря на выполненный незадолго до

обследования ремонт в помещениях первого этажа, на нижней поверхности перекрытия хорошо просматривались наиболее промасленные участки (рисунок 1). Для определения фактической прочности бетона был произведен отбор шести кернов, три из которых изъяты из промасленного участка и три вне зоны промасливания. Данный метод сравнения по указаниям [1] является наиболее точным. По результатам осмотра кернов выявлено, что бетон перекрытия выполнен на гравийном гранитном заполнителе фракции 20-40 с включениями до 70 мм, а также зафиксировано сквозное промасливание (рисунок 2).



Рисунок 1 – Пятна промасливания на монолитном ребристом перекрытии завода



Рисунок 2 – Образцы – цилиндры, изготовленные из кернов, отобранных из перекрытия (№№1,2,6 из промасленной зоны; №№ 3,4,5 – вне зоны промасливания)

По результатам испытаний стандартных образцов (ГОСТ 28570-90) – цилиндров выявлено, что среднее значение прочности промасленного бетона составило 22,3 МПа, а бетона в не промасленной зоне 22,0 МПа. Таким образом, изменение прочности не произошло.

Параллельно с отбором кернов для увеличения выборки измерений произведены испытания прочности методом отрыва со скалыванием (ГОСТ 22690-88). По результатам испытаний прочность промасленного бетона составила 28,1 МПа, а бетона в непромасленной зоне 30,9 МПа. Величина прочности, определенной неразрушающим методом контроля, завышена и требует дополнительной обработки для приведения к результатам прямого испытания. Несмотря на это, по качественному сравнению видно, что показания в промасленной и непромасленной зонах отличаются всего на 10%.

В 2015 г. при обследовании перекрытия здания одного из НИИ Санкт-Петербурга обнаружены следы промасливания на нижней поверхности сборных ребристых плит перекрытий. На поверхности бетона (ребрах и панели плит) зафиксирован свежий слой масла. По данным, полученным от эксплуатирующей службы, протечки со станков, расположенных на перекрытии являются периодическими и продолжаются около 20 лет. Бетон плит перекрытий тяжелый на гранитном щебне, подверженный тепло-влажностной обработке при изготовлении. В связи с невозможностью отбора кернов испытания прочности выполнялись методом отрыва со скалыванием. В результате прочность промасленного бетона (среднее по 3 испытаниям) составила 50,1 МПа, а в непромасленной зоне 50,3 МПа. На участках измерений видно, что глубина промасливания превышает глубину сколотого фрагмента (т.е. более 35 мм).

В 2011 г. коллективом автора выполнялось обследование перекрытия производственного здания, расположенного на территории завода АО «Компрессор» в Санкт-Петербурге. Надподвальное перекрытие постройки конца XIX века выполнено по стальным балкам с заполнением бетонным сводиками. Бетон сводиков выполнен на кирпичном бое. На нижней поверхности перекрытия зафиксированы многочисленные (более 30% общей площади) участки сквозного промасливания (рисунок 3), произошедшего в годы эксплуатации объекта по назначению (на момент обследования помещения арендуются и используются в качестве складских). Произведен выборочный контроль прочности бетонных сводиков методом отрыва со скалыванием. По результатам измерений сниже-

ния прочности промасленных участков по сравнению с чистыми не зафиксировано (среднее значение прочности бетона 31 МПа).



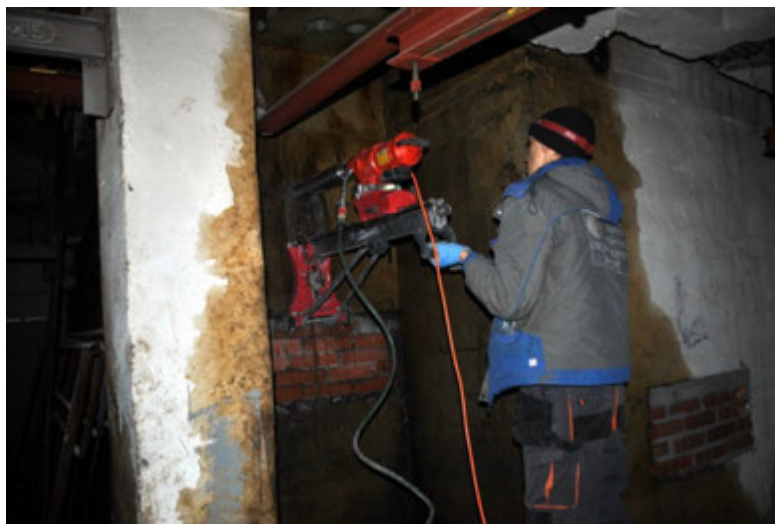
Рисунок 3 – Промасливание бетона сводиков балочного перекрытия

Аналогичные результаты при использовании метода отрыва со скалыванием в комплексе с неразрушающим контролем методами упругого отскока и ультразвуковым описаны в работе [12]. Приводятся результаты обследования перекрытия ГЭС, промасленного трансформаторным маслом. В результате параллельного исследования промасленных и не промасленных участков одних и тех же конструкций выявлено, что их прочность по сравнению показаний всех методов одинакова и выше проектной.

Необходимо отметить, что возможность применения метода отрыва со скалыванием для контроля изменения свойств (в частности прочности) промасленного бетона не очевидна. Как отмечалось выше в работе [7] влияние промасливания на прочность бетона при растяжении не наблюдается. Измеряемым параметром в методе отрыва со скалыванием как раз является прочность бетона на растяжение. С другой стороны, в п. 2.1 руководства [1] приводится информация о том, что «нефтепродукты, пропитывая бетон, снижают его прочность и в первую очередь при растяжении за счет нарушения контакта между цементным камнем и заполнителем». В любом случае, данный вопрос требует проведения дополнительных исследований.

В феврале 2016 г. при обследовании здания бывшего пивоваренного завода «Степана Разина» выявлены обширные участки промасливания под перекрытием, на котором долгие годы работали компрессоры. Следы нефтепродуктов об-

наружены на плите перекрытия, балках, колоннах, а также массивных фундаментах компрессоров (рисунок 4).



**Рисунок 4 – Отбор кернов из фундаментов компрессоров.
Следы промасливания на поверхности фундаментов и колонн**

Для оценки изменения прочности из вертикальных граней фундаментов, расположенных в цокольном этаже, отобраны керны (как и ранее в двух зонах). По результатам визуального осмотра выявлено, что глубина промасливания превышает 300 мм. Этому способствовала крайне рыхлая структура бетона, содержащая большое количество пор диаметром до 5 мм (рисунок 5). Заполнитель в бетоне гранитный гравий разной фракции, в качестве мелкого заполнителя, вероятно, применялся гравийный отсев.



**Рисунок 5 – Образец промасленного бетона.
Структура бетона с большим количеством пор**

В результате испытания в прессе кернов выявлено следующее. Прочность промасленного бетона (среднее по 4 образцам из 2 кернов) составила 19,8 МПа. При этом прочность бетона фундамента вне зоны промасливания (среднее по 4 образцам из 2 кернов, один керн с дефектом структуры не учтен при анализе) составила 19,4 МПа. Таким образом, можно констатировать, что снижения прочности бетона вследствие промасливания не произошло.

Аналогичная ситуация зафиксирована при обследовании колонн и балок перекрытия бывшего Колпинского завода сантехарматуры и скобяных изделий. Конструкции, эксплуатирующиеся с 60-х гг. XX века, имеют следы промасливания. Источником являются металлообрабатывающие станки. По результатам отбора проб кернов и их лабораторного испытания среднее значение прочности бетона на непромасленных участках составило 34,0 МПа, а на промасленных 33,7 МПа.

Для обобщения представленных результатов на рисунке 6 представлен график, наглядно демонстрирующий сравнение прочностей на описанных выше объектах.

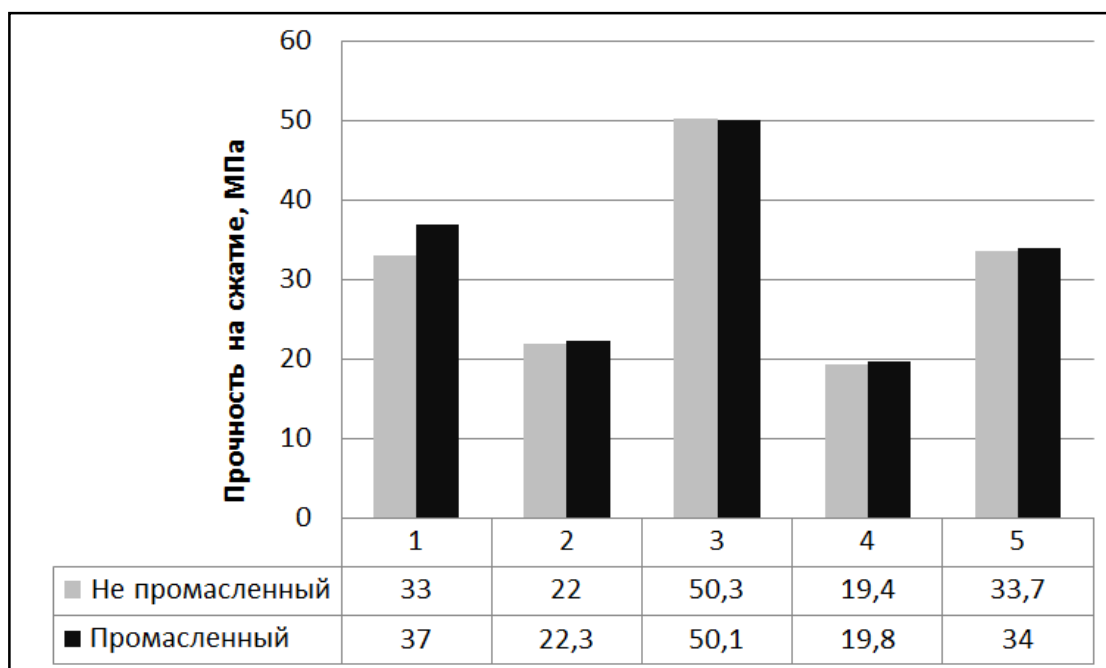


Рисунок 6 – Сравнение результатов испытания бетона после промасливания и без воздействия нефтепродуктов

Выводы

В качестве выводов по изложенному материалу хочется отметить следующее.

1. Несмотря на общепринятую и экспериментально обоснованную в ряде работ точку зрения о существенном снижении прочности бетона на сжатие под воздействием нефтепродуктов, встречаются объекты, на которых данный эффект отсутствует.

2. Возможно данное противоречие вызвано необходимостью более детального учета в предлагаемых в работе [2] зависимостях (1,2) конкретных условий промасливания, к которым относятся: условия доступа нефтепродуктов, их вид, периодичность и период промасливания, условия эксплуатации конструкций (температура, динамические воздействия и пр.), состав, плотность и первоначальная прочность бетона и другие.

3. Многие исследования, в которых описываются результаты оценки изменения прочности бетона вследствие промасливания оперируют недостаточным количеством данных. Иногда прочность не измеряется вообще, в некоторых случаях сравнение прочности промасленного бетона происходит с проектным значением. В ряде случаев меняется местами причинно-следственная связь.

4. Для достоверной оценки изменения прочности промасленного бетона необходимо производить испытания проб, отобранных из промасленных и непромасленных участков одной и той же конструкции. Иначе сравнение может быть некорректным. Желательно, чтобы участки отбора для сравнения были расположены в одинаковых (помимо промасливания) условиях эксплуатации (высота, температура, прочие факторы).

5. Применение для сравнения всех поверхностных методов неразрушающего контроля (ультразвукового, упругого отскока, ударного импульса, а также пластической деформации, рекомендуемые [1]) для оценки изменения прочности, по мнению автора, сомнительно. Возможность использования для этой же цели прямого метода отрыва со скалыванием требует подтверждения в ходе дополнительных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по защите железобетонных конструкций от действия нефтепродуктов/ НИИЖБ.-М.: Стройиздат, 1983.-32 с.
2. Васильев Н.М. Влияние нефтепродуктов на прочность бетона // Бетон и железобетон.- 1981.- №3.– С. 36-37.
3. Юсупова Ю.Ф. Влияние минеральных масел на эксплуатационные качества железобетонных конструкций // Известия КазГАСУ. Строительные материалы и технологии, 2008.- №1 (9).-С.137-140.
4. Яковлева М.В., Юсупова Ю.Ф. Влияние минеральных масел на железобетонные конструкции // Известия вузов. Строительство.-2009.-№9.-С.116-122.
5. Яковлева М.В., Юсупова Ю.Ф. Исследование структуры бетона, пропитанного органическими средами // Башкирский химический журнал.-2009.-№3.-С.48-53.
6. Козлов А. Б., Пермякова В. В. Влияние масел на прочность бетона фундаментов под энергетическое оборудование // Производственно-технический журнал «Электрические станции».-2001.-№ 2.-С.60-67.
7. Долгова О.А., Саламатов Д.В. К вопросу о маслостойкости бетона для фундаментов под прокатное оборудование металлургических предприятий // Сборник «Строительные материалы и изделия».-2002.-№7.-С.1-4.
8. Шелегов В. Г., Малекин В. Ф. Влияние нагревания на прочность тяжелого бетона, пропитанного маслом. - Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1991, № 9.
9. Воробьев А.А., Казаков А.С. Влияние воздействия нефтепродуктов на выносливость железобетонных конструкций // Конструкции из композитных материалов.- 2006.- №2.- С.69-74.
10. Штенгель В.Г. Пожиткова О.А. Особенности изменения прочности бетона элементов фундаментов длительно эксплуатирующихся турбоагрегатов // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения/ Материалы V международной научно-практической конференции. 2014. С.5-13.
11. Аксенов С.Е., Никитин А.В., Заручевных А.В. Эксплуатация железобетонных конструкций на целлюлозно-бумажных комбинатах // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2015. № 2. С. 161-173.
12. Штенгель В.Г. Мифы и реалии применения методов неразрушающего контроля бетона при обследовании эксплуатирующийся конструкций и сооружений // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: Материалы VI международной научно-практической конференции. 2015. С.189-195.

THE STRENGTH CHANGES OF EXISTING CONCRETE STRUCTURES AFTER PETROLEUM OILS INFLUENCE

Ulybin Aleksey Vladimirovich, PhD (Eng), Associate professor
(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The article provides an overview of codes and publications, are considering long-term influence of petroleum oils on the strength of concrete structures. On a number of surveyed sites shows the ratio of the actual strength of the concrete after oiling and without it. Based on the experimental research of the author, the possible causes of contradiction between the findings and generally accepted notions are described. Recommendations for research structures exposed to petroleum products, in terms of defining the actual strength of the concrete, are given.

Keywords: concrete strength, petroleum oils influence, corrosion of concrete.

ОПЫТ ОБСЛЕДОВАНИЯ И СПЕЦИФИКА УСИЛЕНИЯ КИРПИЧНЫХ ФАСАДОВ СОВРЕМЕННЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Федотов Сергей Дмитриевич, ведущий инженер

Улыбин Алексей Владимирович, к.т.н., доцент

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

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт обследования кирпичных фасадов многоэтажных зданий. Представлены особенности конструктивных решений. Описаны проблемы, возникающие при обследовании и последующем проектировании усиления. Приведены примеры конструктивных решений по усилению, разработанные авторами.

Ключевые слова: обследование зданий, кирпичная кладка, разрушение фасада, усиление фасада.

Введение

С середины 90-х годов [1] начался период активного и массового строительства многоэтажных зданий по так называемой «кирпично-монолитной технологии» с применением слоистых стен. При расчетах предполагалось, что всю основную нагрузку воспринимает монолитный каркас, а кирпичные стены выполняют только ограждающую функцию. Поэтому при проектировании зачастую выполнялись расчеты только железобетонного каркаса здания. Кирпичная кладка чаще всего рассматривалась, как распределенная нагрузка на край перекрытия, а ветровая нагрузка прикладывалась к торцам перекрытий конечноэлементных моделей.

Фактически к фасаду здания в соответствии с [2] должны быть приложены следующие воздействия:

1. Собственный вес.
2. Нагрузка от оборудования (реклама, кондиционеры и прочее оборудование).
3. Ветровое воздействие.
4. Температурное воздействие:
 - От перепада температур, в зависимости от температуры замыкания;
 - От солнечной радиации.

На практике при выполнении расчетов в лучшем случае учитывался собственный вес кладки. Ввиду некачественной проработки проектных решений, а также ошибок и дефектов строительно-монтажных работ во многих зданиях стали проявляться повреждения. Наиболее часто встречаются дефекты в виде магистральных трещин и раздроблений. В ряде случаев происходило обрушение части стен (рисунок 1). На рисунке 2 представлена карта известных авторам зданий в г. Санкт-Петербурге с повреждениями фасадов. Фактическое количество фасадов с повреждениями (в том числе в аварийном состоянии) существенно больше, чем представлено на рисунке 2.

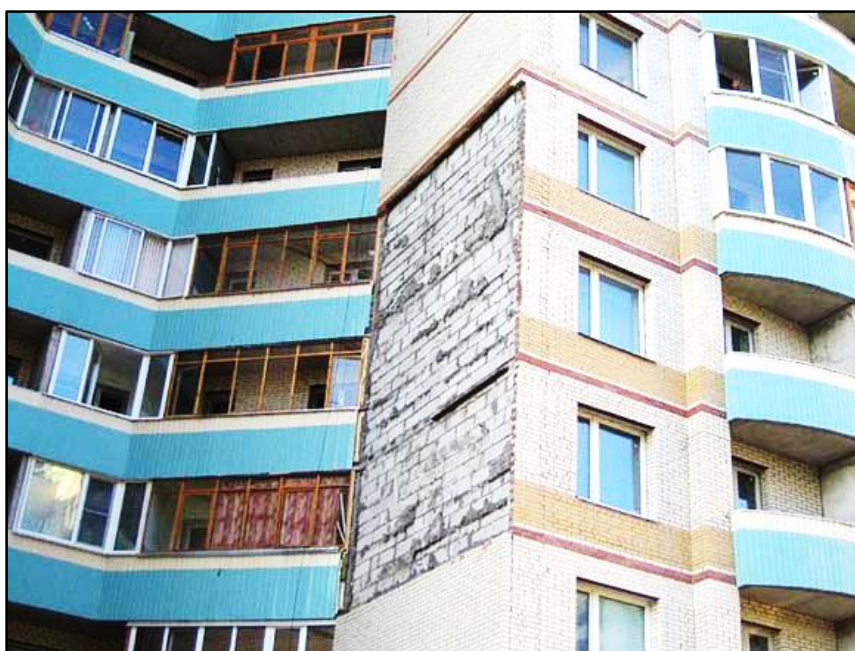


Рисунок 1 – Обрушение фрагмента фасадной стены

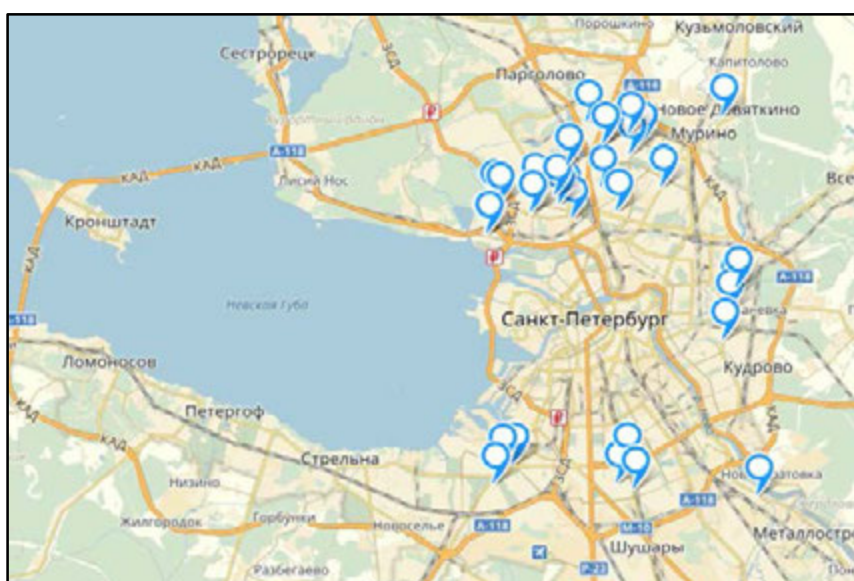


Рисунок 2 – Карта зданий с повреждениями фасадов

Стоит отметить, что здания, имеющие проблемы, были запроектированы, как крупными проектными институтами (например, ЛенНИИПроект), так и небольшими организациями. Застройщиками также являлись как крупные организации такие как ГДСК (ЛСР), Ленспецсму, так и мелкие застройщики. Поэтому нельзя говорить об ошибке отдельных проектировщиков и строителей. Проблема является системной. Основной причиной является неудачно перенятый западный опыт и отсутствие апробации и доработки проектных решений [1]. Проблематика кирпичных фасадов наиболее подробно описана в монографии М.К. Ищука [3], также данной тематике посвящены публикации профессора В.Т. Гроздова [4], профессора Р.Б. Орловича [5-7], С.С. Зимина [5-7]. Однако в большинстве своем публикации рассматривают конструктивные решения и причины появления дефектов. Авторы же настоящей статьи в заключении предлагают конструктивное решение узла усиления, а точнее узла разгрузки кирпичной кладки.

Типовые конструктивные решения опирания кирпичной кладки на железобетонный каркас

На практике чаще всего встречаются следующие основные конструктивные решения опирания кирпичных фасадов:

1. Полное поэтажное опирание

Данное конструктивное решение зарекомендовало себя, как наименее дефектное. Повреждения преимущественно возникают в уровне перекрытий в виде раздроблений (рисунок 3) и на углах зданий в виде трещин.

Раздробления в уровне перекрытий могут быть связаны, как с проектными ошибками, так и со строительными. Проектные ошибки выражаются в отсутствии горизонтальных деформационных швов под перекрытием. При этом раздробление кладки наиболее часто проявляется в зданиях, когда кладка выполняется параллельно с возведением монолитного каркаса, в результате чего происходит включение кладки в работу. Также данные повреждения характерны для кладки, выполняемой в холодное время года. При повышении температуры кирпичная кладка изгибается и происходит её раздробление.

Трещины на углах здания возникают из-за отсутствия вертикальных деформационных швов вблизи углов. При этом наиболее часто повреждения данного типа проявляются в кладках воздушным зазором и утеплителем из штучных теплоизоляционных материалов (типа минераловатных и пенополисти-

рольных плит). При внутреннем слое из газобетонных блоков и наличии общих сеток армирования температурные трещины проявляются значительно реже.

Строительные ошибки в основном заключаются в отклонении величины выпуска торцов перекрытий, как в меньшую, так и в большую стороны. В данном случае происходит попадание влаги в пустоты с последующим размораживанием, а также образуется эксцентриситет опирания. Отдельно необходимо отметить установку меньшего количества анкеров.



Рисунок 3 – Раздробление кладки под перекрытием

На рисунках 4, 5 представлено влияние анкерówki на температурные деформации стены из исследований С.С. Зимина.

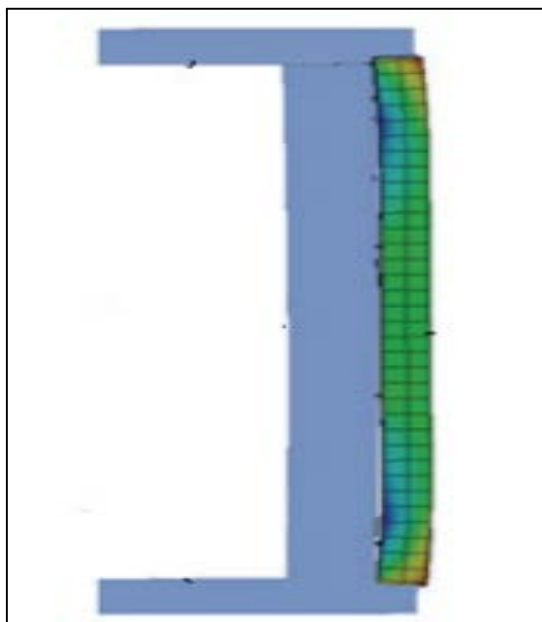


Рисунок 4 – Деформация стены с анкерами

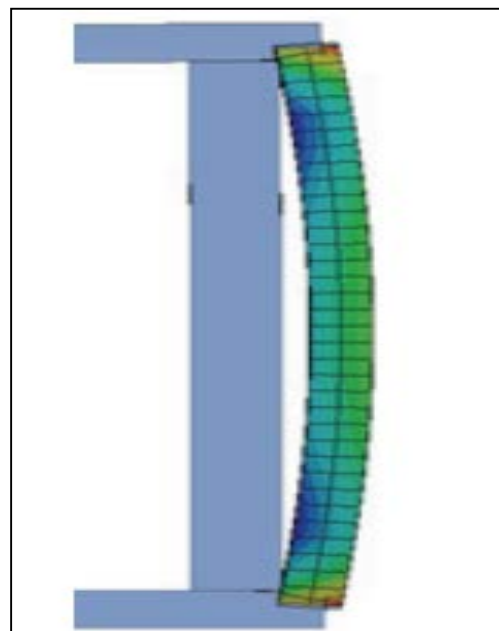


Рисунок 5 – Деформация стены без анкеров

2. Условно поэтажное опирание на металлические уголки

Данное конструктивное решение относится к скрытому типу крепления (на фасаде опорные элементы не видны). Дефекты и повреждения, а также механизмы их образования в целом соответствуют описанным ранее, но появляются несколько дополнительных факторов способствующих более сильному разрушению:

1. Концентрация напряжений на лицевой поверхности в зоне перекрытий.
2. Некачественное крепление уголков или их отсутствие (дефект строительно-монтажных работ).
3. Коррозия металлических уголков (продукты коррозии вызывают дополнительные напряжения в кладке).

3. Опирание на железобетонные плиты перекрытия со свесом и последующей облицовкой пиленным кирпичом

Данное конструктивное решение также относится к скрытому типу опирания. Однако повреждения имеют другой характер (рисунок 6). Под воздействием температуры высокий тонкий слой пиленного кирпича отслаивается и выпучивается.



Рисунок 6 – Выпучивание пиленного кирпича в уровне перекрытий

4. Частично поэтажное опирание

При проектном решении с частичным опиранием кладки по нашему опыту проявляется самое большое количество дефектов. Это обусловлено в первую очередь сложным напряженно-деформированным состоянием. Расчетная схема работы предполагала, что часть нагрузки от облицовочной кладки передается на перекрытие, а часть нагрузки идет транзитом на всю высоту здания. Фактически помимо собственного веса и атмосферных воздействий кладка начинает включаться в работу несущего железобетонного каркаса здания с существенным эксцентриситетом приложения нагрузки (рисунок 7). В результате чего на здании появляются масштабные раздробления в зоне концентрации напряжений (рисунок 8).

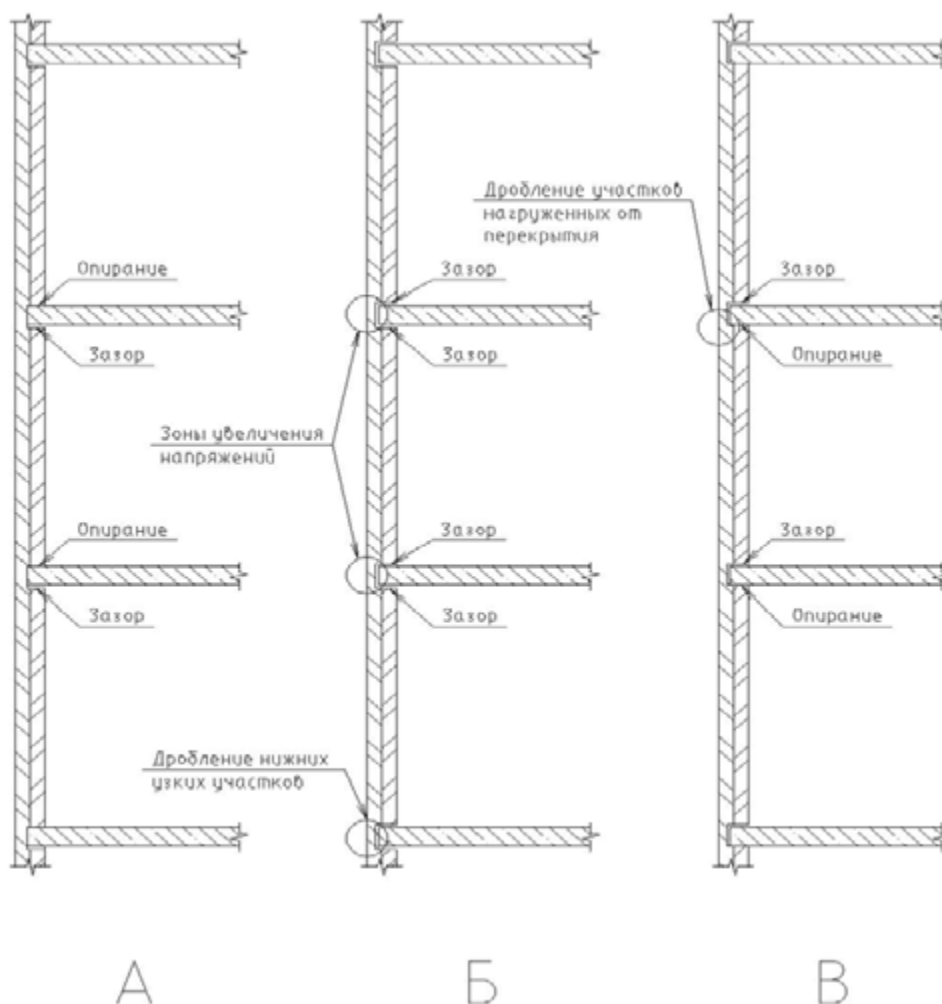


Рисунок 7 – Стадии работы кладки. А – проектная работа. Б – работа кладки после деформации монолитного каркаса. В – работа кладки после выборки деформационного шва



Рисунок 8 – Раздробление кладки в уровне перекрытия

***Особенности обследования кирпичных фасадов
многоэтажных зданий***

Основная особенность обследования фасадов заключается в отсутствии прямого доступа к конструкциям.

Наиболее часто применяемым и дешевым способом фиксации дефектов является визуальный осмотр через зрительные трубы, бинокли и фотоаппараты с длиннофокусными объективами. Однако данный способ позволяет составить только карту распространения дефектов без их геометрических параметров. При этом при стесненных условиях в городской среде (наличие деревьев, соседних зданий и пр.) обнаружение дефектов на верхних этажах представляется достаточно сложной задачей.

Механизированные средства подъема имеют ограничения по высоте, а также по месту установки.

Наиболее правильным с точки зрения доступа к конструкциям и выполнением качественного визуального обследования (с замером ширины раскрытия трещин, замера глубины сколов и прочих параметров) является использование промышленного альпинизма.

Тем не менее, применение промышленного альпинизма для визуального обследования является достаточно затратным мероприятием. Так для обследования здания периметром 250 м (3 – 4 подъезда) потребуется порядка 80 спус-

ков, что при работе одного специалиста возможно выполнить минимум за 10 дней. Поэтому наиболее перспективным для выявления и фиксации дефектов и повреждений является использование БПЛА. К существенным преимуществам метода по сравнению с перечисленными выше относится возможность подробной фиксации дефектов вне зависимости от высоты расположения. В случае применения фотограмметрической обработки цифровых фотографий имеется возможность не только фиксации, но и обмеров поврежденных зон, что является довольно ценной информацией при разработке проекта ремонта и усиления конструкций.

Некоторые организации при обследовании фасадов ограничиваются анализом проектной документации и визуальным осмотром. Но данный подход позволяет выявить и проанализировать только проектные ошибки, не говоря уже о требуемом качестве визуального обследования [8]. Строительные ошибки можно выявить только путем выполнения вскрытий, что сопряжено с локальным повреждением фасадов и необходимостью последующей заделки. Поэтому заказчики зачастую не идут на выполнение большого количества вскрытий, а в ряде случаев даже на единичные. При этом маленькая выборка вскрытий позволяет судить об отклонении от проекта только в данном конкретном месте.

Проблема поверочных расчетов при обследовании фасадов стоит наиболее остро. Облицовочная кирпичная кладка имеет огромное количество граничных условий, обусловленных проектными решениями, строительными ошибками и в целом работой кирпичной кладки. В настоящее время отсутствуют как инженерные методики расчета многослойной кладки, так и методики расчета с применением современных расчетных комплексов реализующих метод конечных элементов.

Моделирование кирпичной кладки в среде Ansys является более точным с точки зрения работы материалов, имеется возможность задания таких граничных условий, как трение и прочих, в тоже время имеются ограничения по размеру модели.

Моделирование в SCAD позволяет выполнить совместный расчет железобетонного каркаса с облицовочной кирпичной кладкой и оценить взаимное влияние. Однако SCAD обладает значительно меньшим набором граничных условий, что снижает достоверность расчетов.

Поэтому можно констатировать, что существующие методики расчетов позволяют оценить только механизмы образования повреждений и не дают численных результатов.

Проблемы усиления кирпичных фасадов

На сегодняшний день большинство усилений фасадов выполняется без проекта и предварительного обследования, в связи с чем устраняются последствия, а не причины повреждений.

Зачастую в гарантийный срок застройщик выполняет косметический ремонт дефектов (замазка трещин, локальная докомпановка и переборка кладки и так далее). Еще один распространенный вариант усиления – это стягивание углов наружными металлическими обоями (рисунок 9). Ввиду температурных деформаций металлических полос данный способ усиления приводит к трещинообразованию и локальному раздроблению в местах анкеровки. Кроме того, такой вид усиления обладает явными недостатками с эстетической точки зрения, делая из красивого кирпичного здания «калеку».



**Рисунок 9 – Усиление угла здания металлическими обоями.
Красными квадратами отмечены места установки анкеров**

Проектирование усиления фасадов

Несмотря на то, что внешне современные многоэтажные здания с кирпичными фасадами имеют схожие по внешнему виду повреждения, по нашему мнению, подход к усилению фасадов должен быть сугубо индивидуальным и обязательно состоять из трех этапов: сбор исходных данных, проектирование и только потом усиление. К сожалению, нельзя предложить универсальный способ усиления.

Безусловно, при проектировании усиления фасадов необходимо устранять причину повреждений, а одной из основных причин являются температурные воздействия. Для устранения температурных деформаций одним из способов снятия напряжений является прорезка деформационных швов. При поэтажном опирании формирование горизонтальных и вертикальных деформационных швов значительно проще реализуется по сравнению с другими типами конструктивных решений. Еще одним способом является закрытие фасада теплоизоляционным слоем, что также достаточно просто реализуемо при поэтажном опирании.

Как уже было сказано выше, наиболее дефектным является конструктивное решение с частичным поэтажным опиранием. При этом усиление зданий с таким конструктивным решением является наиболее сложной задачей.

При усилении фасадов такого типа в первую очередь необходимо вывести фасад из сложного напряженно-деформированного состояния. Это осуществимо посредством прорезки деформационных швов, но учитывая, что кладка имеет существенный эксцентриситет опирания, прорезка горизонтальных деформационных швов в уровне перекрытий приведет к опрокидыванию кладки. Для того чтобы избежать опрокидывания требуется формирование опоры под наружной верстой. Авторами предлагается конструктивное решение опорного узла, совмещенного с деформационным швом (рисунок 10). Техническое решение предполагает устройство анкерной опоры с распределяющей высокопрочной растворной подушкой, армированной синтетическими волокнами. Горизонтальный деформационный шов формируется с использованием демпферной прокладки из вспененного полиэтилена, с последующей заделкой фасадной мастикой. После завершения работ на лицевой поверхности ремонтного состава выполняется рустовка «под кирпич» с последующей окраской в цвет фасада.

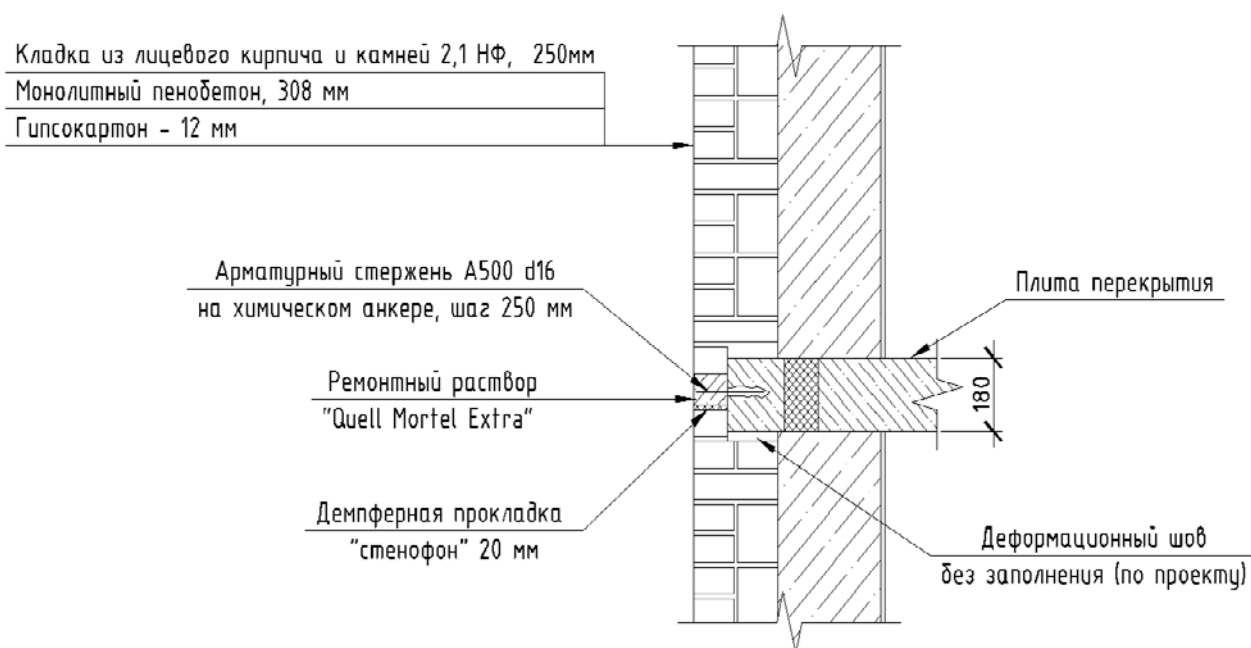


Рисунок 10 – Узел опирания наружной версты кладки, совмещенный с деформационным швом

Наработка базы узлов и технических решений по усилению кирпичных фасадов многоэтажных зданий позволит впоследствии комбинировать их в зависимости от конструктивного решения здания и значительно быстрее выполнять качественное проектирование и усиление.

При возникновении у читателя вопросов или предложений по рассматриваемой проблеме просим контактировать с авторами по адресу o.zis@mail.ru.

ЛИТЕРАТУРА

1. Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Вопросы качества и долговечности облицовки слоистых каменных стен // Инженерно-строительный журнал. 2011. №2(20). С. 42-47.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М., 2011.
3. Ищук М. К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки /Ищук М. К.. - Москва : РИФ "Стройматериалы", 2009. - 357 с. : ил., цв. ил. ; 22 см. - Библиогр.: с. 354-357 .
4. Гроздов В. Т. О недостатках существующих проектных решений наружных навесных стен в многоэтажных монолитных железобетонных зданиях // Сборник трудов конференции «Дефекты зданий и сооружений» / ВИТУ. СПб., 2006. С. 15-21.

5. Орлович Р.Б., Горшков А.С., Зимин С.С. Применение камней с высокой пустотностью в облицовочном слое многослойных стен // Инженерно-строительный журнал. 2013. №8(43). С. 14–23.
6. Орлович Р.Б., Деркач В.Н., Зимин С.С. Повреждение каменного лицевого слоя в зоне сопряжения с железобетонными перекрытиями // Инженерно-строительный журнал. 2015. №8(60). С. 30–37.
7. Орлович Р.Б., Рубцов Н.М., Зимин С.С. О работе анкеров в многослойных ограждающих конструкциях с наружным кирпичным слоем // Инженерно-строительный журнал. 2013. №1(36). С. 3-11.
8. 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.

RESEARCH EXPERIENCE AND SPECIFIC STRENGTHENING OF BRICK FACADES OF MODERN MULTI-STOREY BUILDINGS

Fedotov Sergey Dmitrievich, Leading Engineer
Ulybin Aleksey Vladimirovich, PhD (Eng), Associate professor
(Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The article describes the experience of a survey of brick facades of multistory buildings. The features of design solutions are observed. The article describes the problems that arise when designing, the survey and subsequent strengthening. Examples of constructive solutions designed by the authors are given.

Keywords: inspection of buildings, brickwork, destruction of facade, strengthening of facade.

ВЛИЯНИЕ ДОЛГОВРЕМЕННОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ МИНЕРАЛЬНЫХ МАСЕЛ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. НЕОДНОЗНАЧНОСТЬ ПРИНЯТЫХ ПОНЯТИЙ

Штенгель Вячеслав Гедалиевич, к.т.н., в.н.с.
(АО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева», Санкт-Петербург)

*«Не так страшен чёрт, как его малюют»
(русская пословица)*

АННОТАЦИЯ

Рассмотрены результаты комплексного обследования бетона промасленных перекрытий и балок предприятия, которые отличаются от общепринятых нормативных понятий. При инструментальных исследованиях для большей достоверности использовались независимые методы неразрушающего контроля (механический метод упругого отскока, прямой механический метод отрыва со скалыванием и ультразвуковой метод). Исследования проводились на соседних контрольных участках конструкций с сухим и промасленным бетоном и не показали явных изменений информационных параметров всех методов при промасливании. В технической литературе также встречаются такие примеры. Можно предположить, что степень воздействия масла на бетон зависит от вида масла, состава (виды цемента и заполнителей, водо-цементное соотношение и др.) и структуры (количество пор и микродефектов) бетона, условий эксплуатации конструкций, возраста конструкций к моменту начала промасливания и других факторов. Соответственно, требуются углублённые исследования натуральных промасленных конструкций в конкретных случаях. При получении и анализе дополнительной подобной информации по мнению автора следует обратиться к коррекции соответствующих разделов нормативных документов.

Ключевые слова: прочность бетона, промасливание, коррозия бетона.

Основная задача статьи: обратить внимание на несоответствие практических результатов промасливания бетона общепринятым нормативным понятиям на примере исследований конкретного объекта.

Практически на всех предприятиях можно найти оборудование, работающее в технологическом сопровождении минеральных масел. Учитывая повышенную способность фильтрации масел через неплотности соединений и зазо-

ры, наблюдается периодическое или постоянное попадание масла на опорные и расположенные под таким оборудованием строительные конструкции.

Перечислим некоторые явные виды опасного длительного воздействия минеральных масел на бетон:

- разделение монолита бетона на отдельные блоки при интенсивном проникновении масла по трещинам и швам;
- нарушение монолитности железобетонных конструкций при проникновении масла в контактную зону арматура-бетон и ухудшение сцепления материалов;
- разрушение цементно-песчаных подливок под опорными элементами оборудования;
- разрушение цементно-песчаных заполнений анкерных колодцев;
- уменьшение рабочего сечения бетонных и железобетонных элементов из-за разрушения защитного слоя бетона;
- нарушения проектной эксплуатации динамического оборудования при их вибрационных воздействиях на промасленные элементы фундаментов.

При этом следует учесть, что удалить масло из конструкций в эксплуатационных условиях чрезвычайно сложно.

На рисунках 1-4 приведены некоторые примеры промасливания железобетонных конструкций.



Рисунок 1 – Промасливание перекрытий под трансформаторным помещением



**Рисунок 2 – Промасливание перекрытия под маслonaпорной установкой.
Пропитка шва монолитного перекрытия и выход масла на стену
нижерасположенного помещения**



**Рисунок 3 – Промасливание боковой и нижней граней и трещин
в боковых гранях балки рамного фундамента турбоагрегата**



Рисунок 4 – Результат удаления промасленного защитного слоя бетона балки

При рассмотрении эксплуатации таких конструктивных элементов из классического бетона их можно условно разделить на 3 группы: покрытые штукатуркой, в значительной степени защищающей основной бетон от воздействия масла (на практике визуально часто сложно оценить покрыты элементы штукатуркой или нет), замасленные конструкции (в плотном бетоне масло проникает на глубину до 10-20 мм, максимум на толщину защитного слоя бетона), промасленные конструкции – масло полностью или почти полностью пропитывает бетон в рассматриваемом сечении. Часто при визуальном обследовании замасленной нижней поверхности перекрытий создаётся ошибочное впечатление, что конструкция пропитана насквозь.

В нормативных документах и технической литературе негативное воздействие минеральных масел рассмотрено достаточно полно. Однако на практике можно убедиться, что это воздействие во многих случаях преувеличено и не соответствует действительности, а оценка прочности бетона проводится по результатам контроля поверхностных слоёв (иногда по контролю цементно-песчаной штукатурки).

В данном материале, в частности, кратко изложены результаты комплексного исследования пропитанных трансформаторным маслом железобетонных перекрытий, на которых установлены силовые трансформаторы и ёмкости для масла.

Работа «Проверка прочности бетона перекрытий Волховской ГЭС в местах, подверженных влиянию минеральных масел» была проведена по заданию Дирекции ГЭС в связи с отсутствием информации о техническом состоянии промасленных участков перекрытий отм. 20,45 м и 30,50 м, на которых установлены трансформаторы и масляные баки (рисунок 5, 6). Необходимо было оценить остаточную прочность промасленного трансформаторным маслом бетона, оценить работоспособность перекрытий и назначить формы ремонта или усиления конструкций.



Рисунок 5 – Фрагмент промасленного перекрытия на отм. 20,45 м (под трансформатором)



Рисунок 6 – Участок промасленного перекрытия на отм. 30,50 м под помещением масляного бака

Согласно выявленной информации в основу проектирования железобетонных конструкций Волховстроя были положены нормы 1921 г. Высшего Технического Совета НКПС. Состав бетона для всех железобетонных конструкций предполагался 1:2:4, как обеспечивающий плотность и водонепроницаемость бетона, а также защиту арматуры от коррозии. Бетон такого состава должен был дать при нормальном цементе прочность на сжатие через 28 дней для трамбованного бетона не менее 180 кг/см². Все сооружения возводились в период 1921-1925 годов.

Однако, в связи с многочисленными протечками масла из трансформаторов и масляных баков, бетон монолитных перекрытий и несущих балок оказался пропитанным минеральными маслами в зонах установки оборудования. Промасливание бетона наблюдается более 40 лет.

Информация о фактической прочности бетона и степени промасливания, отсутствует. Данное обстоятельство вызывает опасение о технической возможности дальнейшей надежной эксплуатации перекрытий, нагруженных трансформаторами.

В результате визуального обследования балок и перекрытий получено следующее:

- накопленное в теле балок масло, профильтровавшееся через бетон, проявляется в виде капель на нижней грани балок и плит;
- наблюдается капез масла через плиты и балки перекрытий на пол нижерасположенных помещений;
- внешних повреждений перекрытий и балок в результате промасливания не выявлено;
- трещины в несущих балках и отслоения штукатурного покрытия бетонных элементов отсутствуют;



Рисунок 7 – Вскрытие ребра балки промасленного перекрытия на отм. 20,45 м с каплями масла на нижней грани. Наблюдается масло в теле балки

На данном этапе удивила необычность результатов визуального обследования (отсутствие видимых дефектов при сквозном промасливании конструкций, при ударах молотком сухих и промасленных участков разница в звуковом отклике не отмечена, глубокие вмятины от удара ребром молотка по промасленной поверхности бетона не появлялись).

В теле балок выбуривались шпуров диаметром 24 мм и глубиной до 140 мм, в них визуально и с помощью линейки оценивалась глубина проникновения масла в боковые грани главных несущих балок. Глубина промасливания на промасленных участках составила от 40 до 140 мм, то есть многие балки толщиной 300 мм промаслены практически насквозь. Соответственно, тонкие (толщиной 100 мм) перекрытия также насквозь промаслены.

На балке перекрытия на отм. 30,50м, покрытой плотной масляной краской, после вскрытия выявлены не только масляная пропитка бетона, но и само масло, удерживаемое в теле балки покрасочным слоем.

Соответственно, было уделено особое внимание к инструментальному обследованию. Использовались параллельно: метод упругого отскока с применением склерометра ОМШ-1, ультразвуковой метод с применением прибора «ПУЛЬСАР-1.2» и метод отрыва со скалыванием с применением прибора «ОНИКС-ОС». (В данном приборе применен способ фиксации анкера в шпуре, исключаящий его проскальзывание при нагружении гидропресса, что особенно

важно при контроле промасленного бетона. Фиксация достигается сцеплением выступов сегментов анкера с кольцевой проточкой в шпуре, выполняемой на заданной глубине специальным устройством. Такой способ фиксации обеспечивает более стабильный конус вырыва и существенное повышение точности определения прочности).



Рисунок 8 – Контроль прочности бетона прибором «Оникс-ОС»

Для оценки ожидаемого снижения прочности промасленного бетона контрольные участки сухого и промасленного бетона выбирались в соседних зонах в пределах одной конструкции (рисунок 9). Результаты измерений приведены в таблице.



Рисунок 9 – Контрольные участки в сухой и промасленной зонах балки

В таблице приняты следующие обозначения:

H усл. ед. – амплитуда отскока бойка склерометра;

$C_{\text{УЗК. ПОВ}}$ – скорость ультразвуковых волн при поверхностном прозвучивании;

$R_{\text{ОТР.}}$ – прочность бетона на сжатие, определённая с помощью метода отрыва со скалыванием;

S – среднеквадратическое отклонение информационного параметра;

v – коэффициент вариации информационного параметра.

Таблица 1 – Результаты сравнения величин информационных параметров неразрушающего контроля, полученных при измерениях на идентичных сухих и промасленных участках конструкций

№ балки перекрытия	H усл. ед.		$C_{\text{УЗК. ПОВ}}$ м/с		$R_{\text{ОТР.}}$ МПа	
	сух.	масло	сух.	масло	сух.	масло
Отм.20,45. Балка №2 перекрытия под трансформатором №1	39	42	4655	4739	31,9	34,0
Отм.20,45 Балка №5 перекрытия под трансформатором №1	41	42	4520	4026	37,0	32,4
Отм.20,45 Балка №3 перекрытия под трансформатором №3	40	42	4040	4474	30,9	33,7
Отм.20,45 Балка №2 перекрытия под трансформатором №2	43	46	4290	4645	36,3	24,5
Отм.20,45 Балка №6 перекрытия под трансформатором №2	39	37	4505	4426	24,0	31,2
Отм.30,50 Перекрытие под маслобаком	43	41	-	-	33,0	31,3
Средние значения параметров	40,8	41,7	4402	4462	32,3	31,2
S	1,8	2,9	241	275	4,7	3,5
$v\%$	4,5	6,9	5,5	6,2	14,5	11,1

Исходя из предыдущего опыта подобных исследований (при пропитке бетона турбинным маслом) и информации, полученной из технической литературы, ожидалось резкое снижение прочности бетона на сжатие в промасленных участках. Однако, результаты всех видов контроля показали практически большую сходимость измерений всех аналогичных информационных параметров на промасленных и сухих участках, то есть определённой тенденции изменения прочности бетона при промасливании его трансформаторным маслом не выявлено. Анализ полученных результатов показал, что прочность бетона как

сухого, так и промасленного, полученная разными методами, выше проектного значения (180 кг/см^2) примерно на 75%, что характерно для старого бетона и обусловлено наличием внутренних резервов длительно твердеющего бетона. Протечки масла произошли позже длительного набора прочности бетона, при этом, пропитка трансформаторным маслом не повлияла на изменение прочности материала на сжатие.

Пружинящий характер вырыва анкера из промасленного бетона отличается от спонтанного характера вырыва анкера из сухого бетона, что может косвенно свидетельствовать об изменении деформационных характеристик материала. Возможно, из-за этого не образовались трещины на нижних гранях балок и на нижних поверхностях плит перекрытий. Из технической литературы известно, что у пропитанного маслом бетона поперечные деформации значительно выше, чем у сухого. Однако очевидно, что влияние пропитки бетона трансформаторным маслом на эти характеристики следует исследовать отдельно, для конкретного бетона сооружения.

Кроме того, образцы промасленного и сухого бетона исследовались с помощью бинокулярного стереомикроскопа МБС-9 при увеличениях до 70. Заметного различия структуры бетона и контактов цементной матрицы с заполнителем не выявлено. То есть в данном случае подтвердилось, что чистое трансформаторное масло не повлияло негативно на структуру затвердевшего бетона.

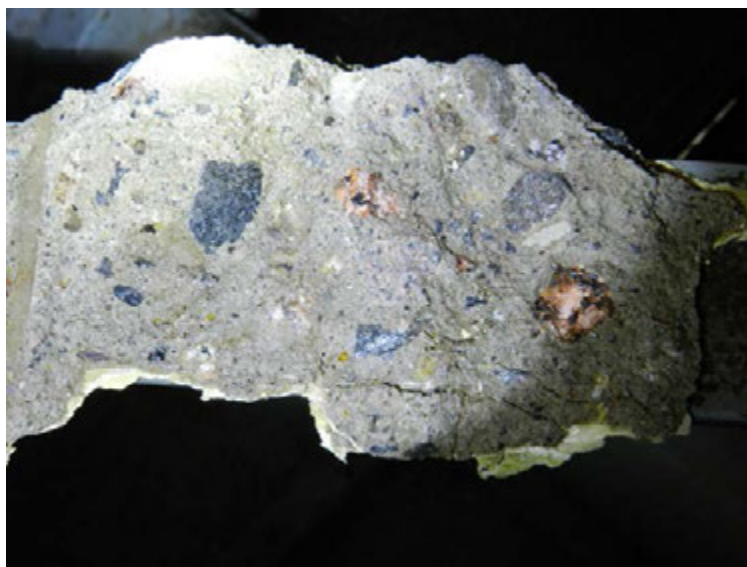


Рисунок 10 – Образец отбитого промасленного бетона – видны капли масла в порах. Контакт крупного заполнителя с цементной матрицей не нарушен

В результате анализа полученной информации сделан вывод, что **по прочности бетона на сжатие** промасленные трансформаторным маслом перекрытия в данном случае находятся в работоспособном состоянии и усиление их не требуется.

Вывод. Проведённые исследования показали, что традиционные общие представления о негативном влиянии промасливания бетона на физико-механические характеристики материала не очевидны, во всяком случае, для трансформаторного масла. Можно предположить, что степень воздействия масла на бетон зависит от вида масла, состава (виды цемента и заполнителей, водоцементное соотношение и др.) и структуры (количество пор и микродефектов) бетона, условий эксплуатации конструкций, возраста конструкций к моменту начала промасливания и других факторов. Соответственно, требуются углублённые исследования натуральных промасленных конструкций в конкретных случаях. Это не исключает требований по недопустимости попадания масла на бетон. Считаем, что при получении и анализе дополнительной подобной информации следует обратиться к коррекции соответствующих разделов нормативных документов.

Примечание. Необходимо отметить, что материал написан на основании ограниченного опыта автора в данной области, исходя из конкретного примера, специально, чтобы обратить внимание на данную проблему. На конференции прозвучала разнородная информация – в большинстве случаев при промасливании наблюдалось сохранение характеристик бетона, однако, в ряде – снижение параметров. Просим участников конференции и других заинтересованных лиц поделиться с нами соответствующей информацией о влиянии длительного воздействия минеральных масел на железобетонные конструкции.

Контакты: тел. +7 (812) 493 93 87, e-mail: ShtengelVG@vniig.ru

ЛИТЕРАТУРА

1. СТО 17230282.27.010.001-2007 Здания и сооружения объектов энергетики. Методика оценки технического состояния – ОАО РАО «ЕЭС РОССИИ» - 2007
2. РД 34.23.601-96. Рекомендации по ремонту и безопасной эксплуатации металлических и железобетонных резервуаров для хранения мазута. ОРГРЭС. 1997
3. РД 03-140-01 Инструкция по техническому обследованию железобетонных резервуаров для нефти и нефтепродуктов. – 2001

4. Руководство по защите железобетонных конструкций от действия нефтепродуктов / НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР.– М.: Стройиздат, 1983.– 32 с.
5. Васильев Н.М. Влияние нефтепродуктов на прочность бетона. //Бетон и железобетон, 1981г., №3, С. 36-38.
6. Васильев Н.М. Влияние нефтепродуктов на сцепление бетона с арматурой. //Бетон и железобетон. 1981. №10. С.27-28
7. Васильев Н.М. Деформативность пропитанного нефтепродуктами бетона //Бетон и железобетон. 1988. №12 С. 10-11.
8. Васильев Н.М. Методы обследования конструкций, пропитанных нефтепродуктами. // Бетон и железобетон. 1982. №4. С. 27-28
9. Васильев Н. М. Определение неразрушающими методами прочности бетона, пропитанного минеральными маслами. // Бетон и железобетон. 1972. №5. С. 22-23.
10. Юсупова Ю. Ф. Влияние минеральных масел на эксплуатационные качества железобетонных конструкций. // Строительные материалы и технологии // Известия КазГАСУ. 2008. №1. С.137-140.
11. Шаповалов А.Н., Довнар Ч.С. Влияние интенсивного технологического промасливания на прочностные характеристики бетона в монолитном ребристом железобетонном перекрытии. «Коммунальное хозяйства городов» Научно-технический сборник №72. С. 35-40
12. Свинцов А.П. и др. Влияние вязкости нефтепродуктов на деформативные свойства бетона // Инженерно-строительный журнал. 2014 №7 С. 16-22
13. Ширяева Л.А. Влияние минеральных масел на прочностные свойства бетонов. //Материалы конференций и совещаний по гидротехнике/ Работа бетона. Л. Энергоатомиздат. 1984г., С. 104-108.
14. Козлов А.Б., Пермякова В.В. Результаты обследования и ремонта фундаментов турбоагрегатов электрических станций. // Электрические станции. 1999г. №4. С. 38-41.
15. Пермякова В.В., Лебедева Н.А., Пожиткова О.А. Исследования состояния бетонных и железобетонных конструкций, подверженных воздействию отработанного масла. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2000 г. Т. 237. С.18-24.
16. Козлов А.Б., Пермякова В.В. Влияние масла на прочность бетона фундаментов под энергетическое оборудование // Электрические станции. 2001г. №2. С. 36-39.
17. Штенгель В.Г., Пожиткова О.А. Особенности изменения прочности бетона элементов фундаментов длительно эксплуатирующихся турбоагрегатов. Сб. обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: материалы V меж-

дународной научно-практической конференции. 17 октября 2014 года. – СПб.: Изд-во Политехнического ун-та 2014. С. 5-13.

18. Бедов А.И., Знаменский В.В., Габитов А. И. Оценка технического состояния. Восстановление и усиление оснований строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. В 2-х частях. Ч.1. Обследование и оценка технического состояния оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. Под ред. А.И. Бедова: Учеб. пос. – М: Изд-во АСБ.2014. – 704 с.
19. Пухов И. Е. Исследования воздействия минерального масла на железобетонные перекрытия Угличской и Рыбинской ГЭС. //Гидротехническое строительство. 2001. №7. С. 32-34.

**EFFECT OF LONG-TERM EXPOSURE TO MINERAL OILS
WITH REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION.
AMBIGUITY ACCEPTED CONCEPTS.**

Shtengel Vyacheslav Gedalievich, PhD, leading researcher
(VNIIG Vedeneeva, Saint-Petersburg)

ABSTRACT

The results of comprehensive surveys of oiled concrete slabs and beams of the enterprise, which differ from the generally accepted legal concepts. In independent studies, instrumental methods of nondestructive testing (mechanical method of elastic rebound, direct mechanical method of separation with shear fracture and ultrasonic method) used for greater reliability. The studies were conducted in the neighboring control areas constructions with dry and oiled concrete and showed no obvious changes in the information parameters of all methods for oiling. The technical literature also there are such examples. It can be assumed that the effect of oil on the concrete depends on the kind of the oil composition (types of cement and aggregates, the water-cement ratio, etc.) And the structure (the number of pores and micro-defects) concrete duty structures, age structures at the beginning of oiling and other factors. Accordingly, the required field depth studies oiled structures in specific cases. Upon receipt and review of additional information on this author's opinion should refer to the relevant sections of the correction of normative documents.

Key words: concrete strength, petroleum oils influence, corrosion of concrete.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ: ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ

Материалы VII международной
научно-практической конференции
13-14 октября 2016 года

Налоговая льгота – Общероссийский классификатор продукции
ОК 005-93, т. 2; 95 3004 – научная и производственная литература

Подписано в печать 16.01.2017. Формат 60×84/16. Печать цифровая
Усл. печ. л. 19,375. Тираж 16. Заказ 15120b.

Отпечатано с готового оригинал-макета,
предоставленного составителями,
в Издательско-полиграфическом центре
Политехнического университета.
195251, Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29.
Тел.: (812) 550-40-14
Тел./факс: (812) 297-57-76.