

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

**Материалы
X научно-практической конференции**

10-11 октября 2019 года

**Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2019**

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

**Материалы
X научно-практической конференции**

10-11 октября 2019 года

**Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2019**

УДК 620.1
О-25

Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения:
Материалы X научно-практической конференции. 10-11 октября 2019 года / *под ред. А. В. Улыбина*. – СПб. Изд-во Политехн. ун-та, 2019. – 176 с.

Составители:
А. В. Улыбин
Н. С. Орлова

СОДЕРЖАНИЕ

Ведяков И. И., Фарфель М. И., Гукова М. И., Кондрашов Д. В., Коняшин Д. Ю. Последствия необоснованных отступлений от апробированных проектных решений.....	5
Веселов В. В. Проблемы расчетов строительных конструкций с применением программных комплексов.....	22
Григорьев Ю. С., Фатеев В. В. Результаты мониторинга и проекта укрепления грунтового основания и фундамента деформирующегося жилого дома, построенного на участке с засыпным отвершком оврага.....	28
Демьянов А. А., Тучин В. А. Визуально-инструментальное обследование здания школы.....	48
Ермаков В. В., Патраков А. Н. Мониторинг зданий, расположенных на подработанной территории верхнекамского месторождения калийных солей в г. Березники Пермского края.....	61
Землянский А. А., Землянский К. А., Дубнов С. А. Инновационный датчик для оценки напряженного состояния грунтового основания.....	71
Казанцев А. И. Мониторинг процесса деформирования земной поверхности вблизи строящегося объекта.....	82
Калашников А. Ю., Лапшинов А. Е. Обследование технического состояния круглых железобетонных колонн большого сечения с помощью георадара.....	89
Кондратьева Н. В. Последствия несоблюдения технологий строительных работ.....	94
Корольков Д. И. Применение двухпараметрических распределений для оценки остаточного ресурса инженерных систем по результатам обследования.....	102
Кузин А. А. Наблюдения за трещинами геодезическими методами.....	109
Курлапов Д. В., Милютин Б. Г. Оценка работы старого и нового бетонов изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны бетона.....	118

Малахов А. В., Косинов В. В., Марфин К. В., Рыбкин О. В. Обследование объектов панельного домостроения и способы усиления их конструктивных элементов.....	122
Мущанов В. Ф., Миронов А. Н. Уточнение остаточной несущей способности балочных пролетных строений моста через р. Кальмиус в г. Донецке	129
Пешнина И. В., Пешнин А. Н. Оценка тепловизионных обследований стен зданий.....	148
Серова Т. А. Глиняный замок. Последствия нарушения гидроизоляции фундамента петропавловской крепости.....	151
Соловьев С. А., Уткин В. С. Вероятность отказа стального прогона при обследовании по критерию прочности.....	161
Сопот В. Н., Пронин Г. В., Тимофеев И. О. Оценка технического состояния строительных Конструкций зданий министерства обороны Российской Федерации.....	167

ПОСЛЕДСТВИЯ НЕОБОСНОВАННЫХ ОТСТУПЛЕНИЙ ОТ АПРОБИРОВАННЫХ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ

Ведяков Иван Иванович¹, д.т.н., проф., директор института
e-mail: Vedykov@gmail.com

Фарфель Михаил Иосифович², к.т.н., заведующий сектором
e-mail: Farfelmi@yandex.ru

Гукова Маргарита Ильинична³, к.т.н., ведущий научный сотрудник
e-mail: Gukova.Rita@yandex.ru

Кондрашов Дмитрий Владимирович⁴, старший научный сотрудник
e-mail: dkondras@mail.ru

Коняшин Дмитрий Юрьевич⁵, научный сотрудник
e-mail: dkon10@yandex.ru

¹⁻⁵ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»
(www.tsniisk.ru),
г. Москва

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрены конструкции ферм покрытия четырёх обследованных в разное время объектов: Мартеновского цеха завода «Тагмет», склада «Ставрополье», склада «Хотьково» и павильонов «Люблино», выполненных с отклонениями от типовых решений. Показано, что в результате этого элементы конструкций вынуждены работать в несвойственных для них условиях, воспринимая зачастую прямо противоположные от предусмотренных проектом усилия. В приведенных примерах в результате принятых неподкреплённых опытом и расчётом решений были зафиксированы аварийные состояния покрытий зданий, потребовавшие принятия немедленных мер по их безопасности. Приведены конкретные меры для продления срока службы конструкций.

Ключевые слова: обследование; техническое состояние; несущие строительные конструкции; элементы; фермы; покрытия.

THE CONSEQUENCES OF UNJUSTIFIED DEVIATIONS FROM THE APPROVED DESIGN SOLUTIONS

Vedyakov Ivan Ivanovich¹, Doctor of Science, Professor, Director
e-mail: Vedykov@gmail.com,

Farfel Mikhail Iosifovich², PhD (Eng), Chief manager of Sector
e-mail: Farfelmi@yandex.ru.,

Gukova Margarita Ilinichna³, PhD (Eng), Leading Researcher
e-mail: Gukova.Rita@yandex.ru,

Kondrashov Dmitry Vladimirovich⁴, Senior researcher
e-mail: dkondras@mail.ru,

Konyashin Dmitry Jurievich⁵, Researcher
e-mail: dkon10@yandex.ru

¹⁻⁵ JSC «NITS «Stroitelstvo» Central Scientific and Research Institute of Building Structures (TSNIISK) named after V.A. Kucherenko (www.tsniisk.ru), Moscow

ABSTRACT

The article deals with the design of farms covering four surveyed at different times objects: open-hearth shop of the plant «Tagmet», warehouse «Stavropol», warehouse «Hotkovo» and pavilions «Lublino», made with deviations from standard solutions. It is shown that as a result of this structural elements are forced to work in unusual conditions for them, often perceiving the opposite of the project efforts. In the given examples, as a result of the decisions taken by the unsupported experience and calculation, the emergency conditions of the building coverings were recorded, which required immediate measures for their safety. Specific measures to extend the life of structures are given.

Keywords: inspection; technical condition; bearing building structures; elements; farms; coatings.

При обследовании различных металлических конструкций, проводимых специалистами нашего института, было обращено внимание на то, что причинами аварийного состояния зданий или сооружений чаще всего оказывалось непонимание сути работы конструктивных элементов, заложенной в проектное решение.

Например, известно, типовое решение покрытия зданий при использовании ферм с нисходящими опорными раскосами [1] не требует установки эле-

мента, соединяющего первый от опоры узел нижнего пояса с колонной. Достаточно установки продольных распорок (растяжек) по этим узлам и посередине пролёта нижнего пояса – для закрепления работы ферм из их плоскости. В торцах здания эти распорки должны передавать горизонтальные усилия через вертикальные (или наклонные) связи в узлы верхних поясов ферм. Таким образом, при нисходящем опорном раскосе в стропильных и подстропильных фермах опорный раскос передаёт усилие растяжения с нижнего пояса на опорный узел верхнего, разгружая всю конструкцию. В этом смысл и экономическая целесообразность использования ферм с нисходящими опорными раскосами [2]. Однако, для проектировщиков казалось, что непривычное опирание фермы на крайний узел верхнего пояса не обеспечивает её нижнему поясу достаточной неизменяемости из плоскости, и при эксплуатации, зачастую, инженеры закрепляли свободный первый от опоры узел нижнего пояса. В случае же, когда нижний пояс фермы с нисходящим раскосом соединен с колонной, работа всей системы изменяется и в крайней панели нижнего пояса фермы возникает значительное сжатие.

Один из примеров [3] - **Мартеновский цех Таганрогского металлургического завода**



Рисунок 1 – Разливочный пролёт Мартеновского цеха ТМЗ

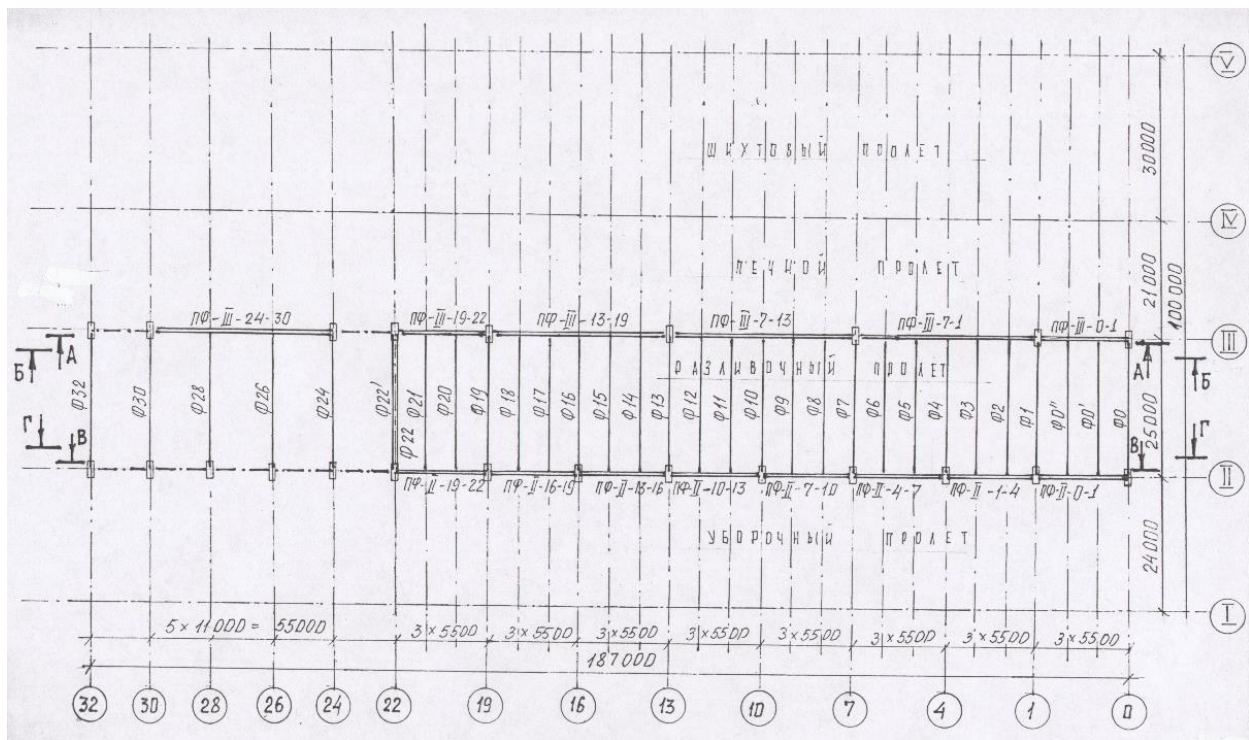


Рисунок 2 – Схематический план Мартеновского цеха

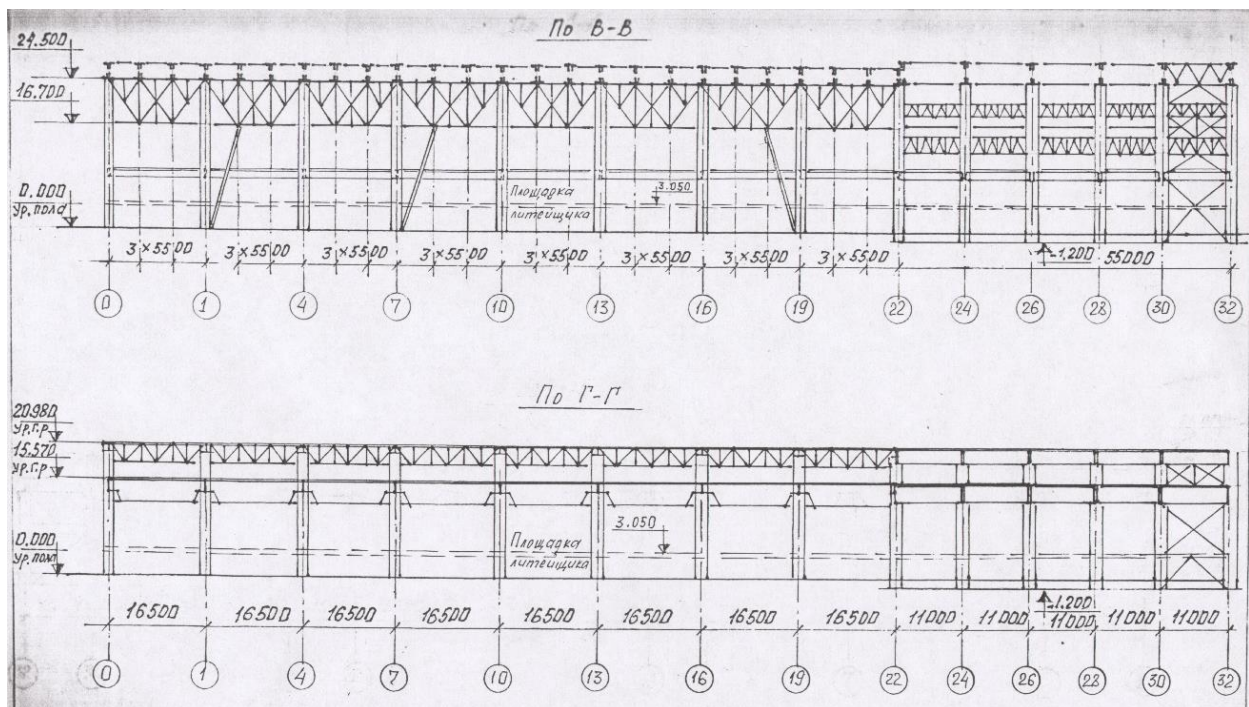


Рисунок 3 – Продольные разрезы разливочного пролёта Мартеновского цеха

В одном из старейших цехов Таганрогского металлургического завода (рис. 1-3) прикрепление на заклёпках первых от опоры узлов нижних поясов подкраново-подстропильных ферм (с нисходящим опорным раскосом) к колоннам привело к срезу этих заклёпок (рис. 4).

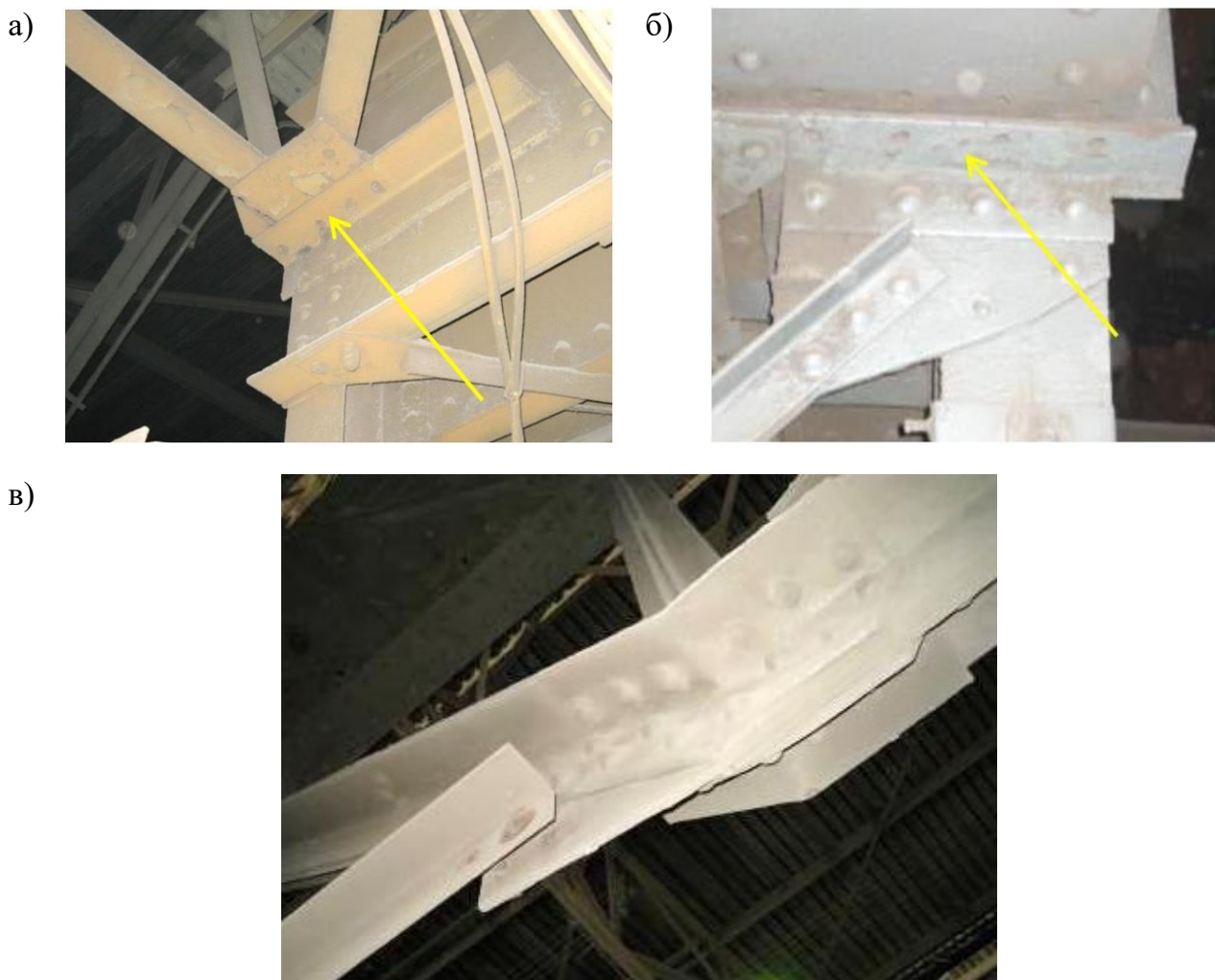


Рисунок 4 – Срезавшиеся заклепки на колонне II-10 (а), на колонне II-16 (б) и в первом от оси 4 узле панели нижнего пояса подстропильной фермы (в)

В конце XX века стало очень популярным использование стропильных ферм из гнутосварных профилей, изготавливаемых на стане «Молодечно». Система несущих металлоконструкций зданий типа «Молодечно» по серии 1.460.3 – 3-14 (позднее – 23.98) была разработана в начале 80-х годов XX века Институтом Ленпроектстальконструкция с участием ВНИКТИстальконструкции, ВНИПИПромстальконструкции и Молодечненского ЗМК [2].

Первоначально металлоконструкции покрытия были предназначены для без прогонного решения кровли – с непосредственным опиранием профилированного настила на верхние пояса стропильных ферм при шаге 4 и 6 м. При таком решении вертикальная и горизонтальная нагрузки от веса кровли и климатического воздействия передаются через стропильные и подстропильные фермы, шарнирно опирающиеся на колонны, связи и фундаменты. Стропильные фермы запроектированы из замкнутых гнутосварных профилей с параллельными поясами с уклоном – 1,5%, треугольной решеткой с нисходящими опорными

раскосами. Снижение расхода стали по сравнению с традиционными уголковыми решениями на 15% достигается за счет применения эффективного замкнутого тонкостенного коробчатого профиля, безфасоночного крепления решетки к поясам и использования без прогонного решения. Несущие конструкции взаимоувязаны с ограждающими. В уровне верхнего и нижнего поясов стропильных ферм ступенчатые стойки фахверка крепятся к конструкциям покрытия с помощью планок, обеспечивающих податливость в вертикальном направлении и передающих горизонтальные реакции на конструкции покрытия. Распорки по стойкам запроектированы из гнутосварных профилей прямоугольного сечения, сплюснутых по концам.

За основу неизменяемости покрытия в горизонтальной плоскости принят сплошной диск, образованный профилированным настилом, закреплённым на верхних поясах ферм, развязывающим их из плоскости по всей длине и равномерно распределяющим все горизонтальные нагрузки на покрытие и на все колонны каркаса. Нижние пояса ферм развязаны из плоскости вертикальными связями и распорками, которые передают все усилия с нижнего пояса ферм на верхний диск покрытия. Опираие стропильных ферм на колонны и подстропильные фермы, а также опираие подстропильных ферм на колонны шарнирное.

Фермы «Молодечно» типовой серии применяются в разных областях строительства, особенно при строительстве производственных и складских помещений за счет своей универсальности и невысокой цены.

В последние годы стали применять покрытия и с прогонами при обязательной установке связей по верхним поясам ферм. Здесь неизменяемость покрытия в горизонтальной плоскости обеспечивается сплошным диском, образованным профилированным настилом, закреплённым на прогонах самонарезающими винтами. Прогонны раскрепляют верхние пояса ферм через 3 м и выполняются из швеллерообразных профилей, выпускаемых Молодечненским ЗЛМК. Прогонны крепятся к фермам и балкам на болтах.

Пример 2. Здание хранения и оптовой торговли №2 АПП «Ставрополье»



Рисунок 5 – Общий вид здания хранения и оптовой торговли «Ставрополье»

В ноябре 2012 г. сотрудниками нашего института проводилось обследование конструкций здания хранения и оптовой торговли №2 АПП «Ставрополье» (рис. 5-7), состоящего из двух одноэтажных пролетов (15 и 12 м) и двухэтажной пристройки с навесом со стороны ряда Г.

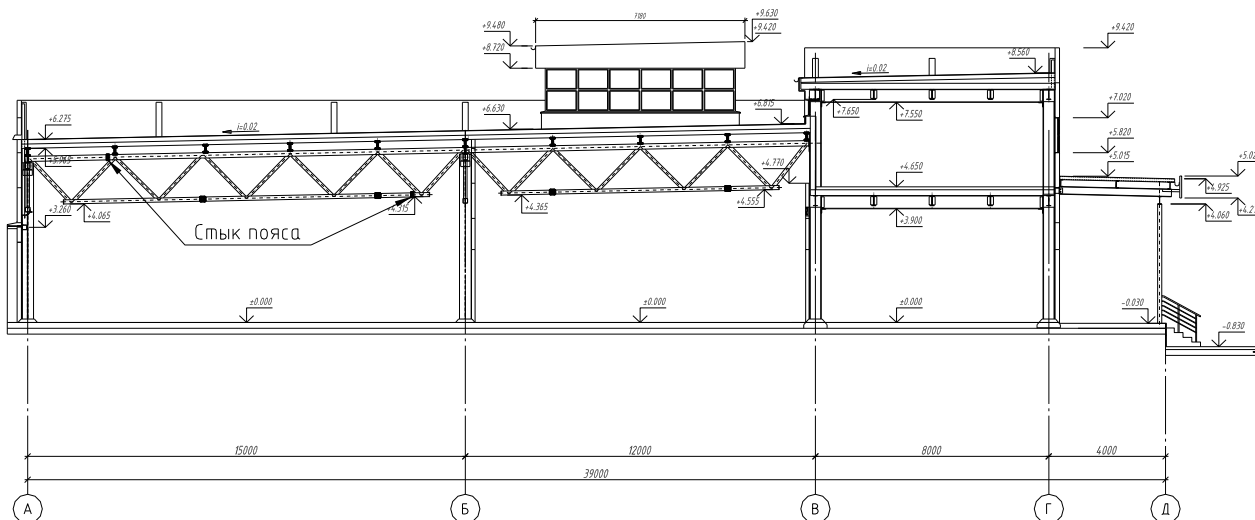


Рисунок 6 – Поперечный разрез здания по оси 4

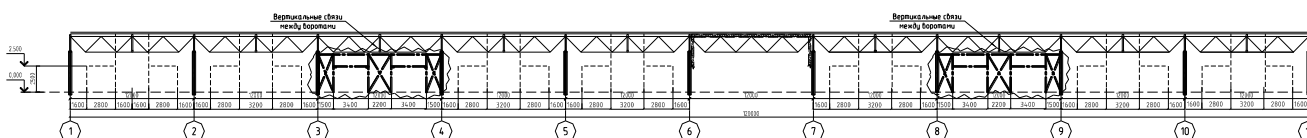


Рисунок 7 – Продольный разрез здания вдоль ряда А

Покрытие обоих пролётов выполнено из стропильных и подстропильных ферм с треугольной решеткой с нисходящими опорными раскосами и параллельными поясами с сечениями из замкнутых квадратных и прямоугольных гнутосварных профилей (типа «Молодечно»). Стропильные фермы установлены с шагом 6 м и опираются на колонны и на подстропильные фермы, по рядам А и Б. На верхние пояса стропильных ферм в узлах с шагом 3 м установлены прогоны, выполненные из широкополочных двутавров. На прогонах по профилированному настилу устроена железобетонная плита и кровля из утеплителя, стяжки и двух слоев техноэласта. Связи и распорки по фермам и колоннам установлены в соответствии с типовой серией.

По рядам А и Б имеются ворота, прикрепленные к собственным стойкам. Между стойками ворот в осях 3 - 4 и 8 - 9 установлены вертикальные крестовые связи из уголков. Распорка крестовых связей ворот упирается в основные колонны каркаса.

В результате допущенных неточностей в изготовлении и монтаже конструкций и значительной их перегрузки произошла потеря местной устойчивости стенок сечения верхних поясов подстропильных ферм (рис. 8).

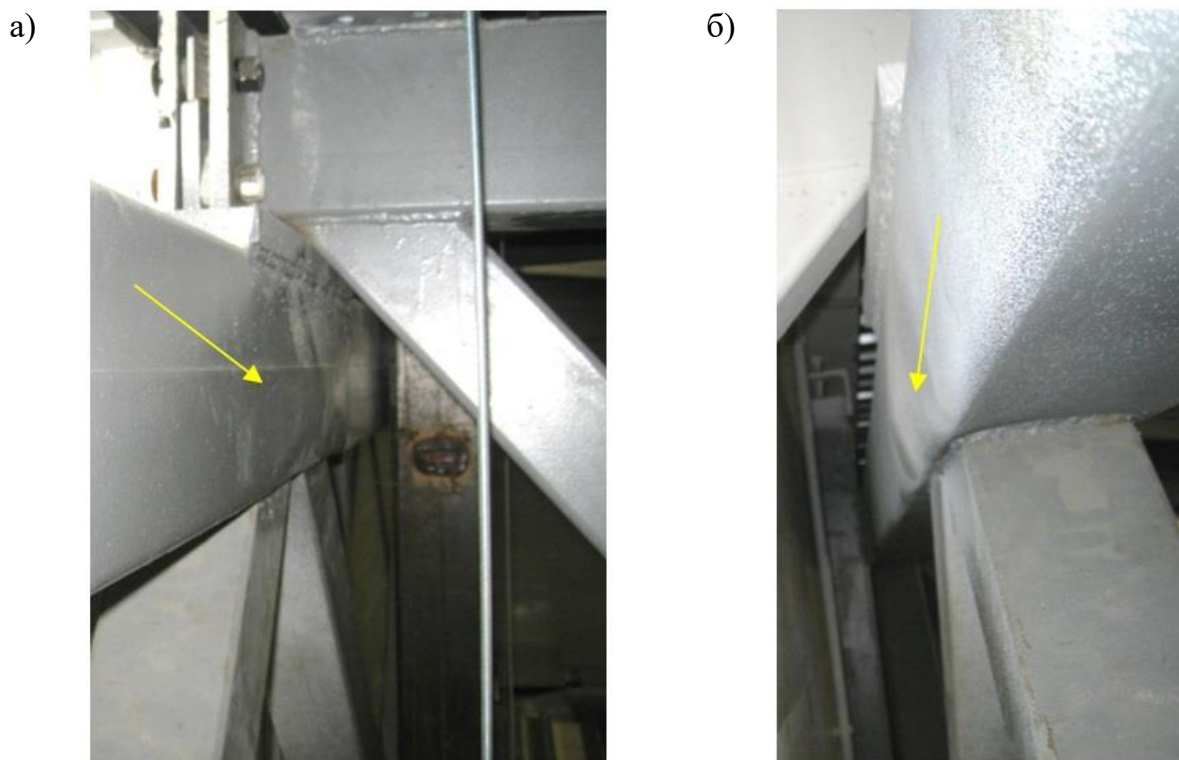


Рисунок 8 – Потеря местной устойчивости стенок сечения верхнего пояса подстропильной фермы ПФ Б 1-2 в месте опирания стропильной фермы Ф А-Б- 1/2 со стороны пролета А-Б (а) и со стороны пролета Б-В (б)

По результатам обследования были предложены варианты усиления конструкций, после выполнения которых обследование в июле 2015 г. этого же объекта (с целью оценки способов и качества усиления конструкций и их технического состояния после усиления) выявило, что по рекомендациям «Экспертного заключения», выполненного ООО «Инжкомпроект», было принято решение прикрепить узлы нижних поясов стропильных ферм к фахверковым стойкам (стойкам ворот) по ряду А (рис. 9), что изменило работу стропильных ферм, добавив сжатие в их нижние растянутые пояса. Пришлось принимать решение об удалении установленных дополнительных связей.

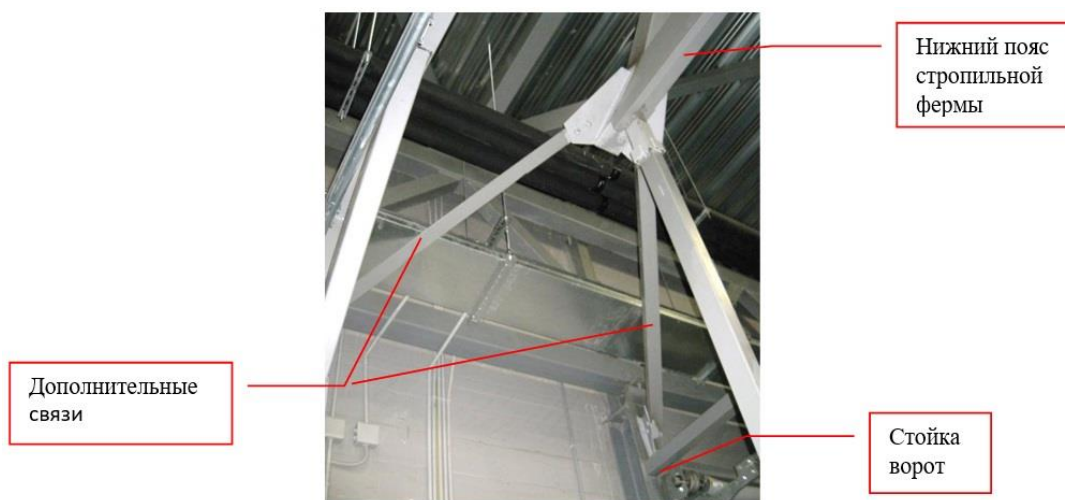


Рисунок 9 – Прикрепление нижнего пояса стропильной фермы к стойке ворот и колонне каркаса по ряду А

Пример 3. Павильоны на объекте комплексного благоустройства территории парка «Усадьба Люблино» в городе Москве

Конструкции каркасов сцен с помещением для артистов – павильона № 5 и № 28 по генплану, в момент обследования (с 25 апреля по 17 мая 2019 г.) находились в процессе монтажа (рис. 10).



№ 5



№ 28

Рисунок 10 – Монтаж конструкций павильонов

Каркас павильона согласно проекту, выполненному ООО «ПроектСтрой-Комплекс», состоит из стальных стоек сечением из гнутосварных прямоугольных профилей, а также прогонов, связей, стропильных треугольных ферм, продольных подстропильных ферм и балки (рис. 11) с элементами из гнутосварных квадратных и прямоугольных профилей.



Рисунок 11 – Опираение стропильных ферм на подстропильную балку по ряду В павильона (видны крестовые продольные горизонтальные связи)

По проекту стропильные треугольные фермы в высокой части сверху и снизу павильонов первоначально также опирались на продольные балки по рядам А и Б.

По данным Заказчика, до устройства подстропильных ферм по рядам А и Б и вертикальных связей по торцам павильона № 28, продольные подстропильные балки по этим рядам после монтажа стропильных ферм начали прогибаться, а после установки связевой решётки подстропильных конструкций (рис. 12) на прогнувшихся балках весь каркас стал смещаться в наружную сторону павильона.



Рисунок 12 – Опираение стропильных на подстропильные фермы по рядам А и Б

Во время проводимого визуального обследования на смонтированных по проекту конструкциях были выявлены следующие основные недостатки:

1. Опорные узлы стоек каркаса павильона (рис. 13), закреплённые на листе толщиной 10 мм с помощью шести болтов без вертикальных траверс, не могут считаться жесткими (как считали проектировщики).



№ 5



№ 28

Рисунок 13 – Опорные узлы стоек каркаса павильона

2. Вдоль ряда В павильонов между стойками отсутствуют вертикальные крестовые связи (рис. 14), необходимые для создания устойчивости каркаса в целом в продольном направлении. По одному торцу павильона № 28 установлена только перекрёстная система.



№ 5



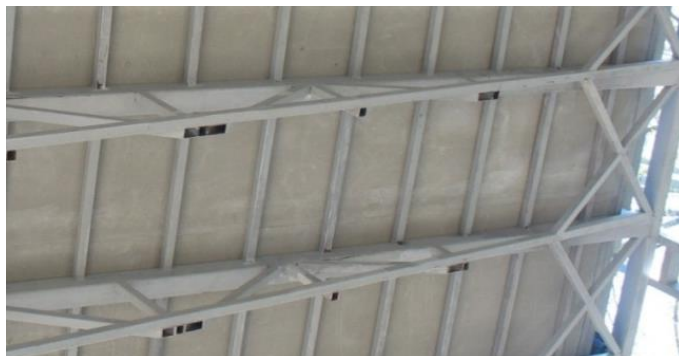
№ 28

Рисунок 14 – Каркасы павильонов

3. Самым оригинальным решением проектировщиков на этом объекте являются стропильные фермы из гнутосварных профилей, которые имеют нестандартное решение прикрепления решётки (рис. 15): с одной стороны – снаружи нижнего пояса и с другой стороны – не по центральной вертикальной оси верхнего пояса, что ведёт к их закручиванию. Растянутый раскос со стороны второй от ряда В панели фермы отсутствует. Нижний пояс в узле носовой части треугольного очертания фермы прикрепляется к верхнему поясу с одной стороны его сечения, что приводит к необходимости установки крестовых горизонтальных связей по покрытию вдоль ряда В к верхнему и нижнему поясам одновременно, а нижний пояс относительно верхнего уже смещен. Такую конструкцию по правилам строительной механики даже рассчитать не представляется возможным.



№5



№28

Рисунок 15 – Стропильные фермы покрытия павильонов

4. Выполненное по проекту опирание подстропильных ферм (по ряду А и Б) и продольной подстропильной балки (по ряду В) на стойки с одной стороны (рис. 16) путём непосредственной приварки конструкций не может быть достаточно надёжным.



Рисунок 16 – Крепление подстропильных ферм покрытия павильона № 5 на стойки по рядам А и Б

По результатам проведенных расчётов и обследования несущих стальных конструкций павильонов № 5 и № 28 их техническое состояние было оценено как **аварийное** (терминология СП-13-102-2003 и ГОСТ 53778-2010).

Для приведения каркасов павильонов № 5 и №28 в работоспособное состояние были предложены соответствующие меры, в том числе, демонтаж нижних поясов и решётки стропильных ферм и установку новых нижних поясов одинаковых по ширине сечений с верхними поясами строго по вертикальной оси сечения верхнего пояса, а решётку прикрепить с двух сторон симметрично.

И ещё пример. Здание производственно-складских помещений, расположенное в городе Хотьково Московской области



Рисунок 17 – Общий вид склада с торца здания

В феврале-марте 2018 г. проводилось обследование конструкций каркаса здания производственно-складских помещений [4], решенного в виде 14-ти трехпролётных, 2-х двухпролётных и 2-х однопролётных рам. Ширина каждого пролета 24 м. Шаг колонн 6 м. Длина здания по крайним рядам с одной стороны (ряд П) – 108 м, с другой (ряд А) – 84 м (рис. 17). Каркас здания состоит из колонн постоянного двутаврового сварного сечения и неразрезных ферм покрытия.

Стропильные фермы покрытия пролетом 24 м выполнены с параллельными поясами (с уклоном не более 1,5%) с треугольной решеткой и нисходящим опорным раскосом. Элементы ферм (рис. 18) изготовлены из спаренных оцинкованных холодногнутых профилей фирмы РУУККИ РОС (в поясах – с гофрированной стенкой), соединенных между собой и с фасонками на болтах.



Рисунок 18 – Стропильные фермы покрытия здания склада

При этом крайние панели нижних поясов ферм запроектированы как доборные элементы из квадратного гнутосварного профиля (рис. 19).

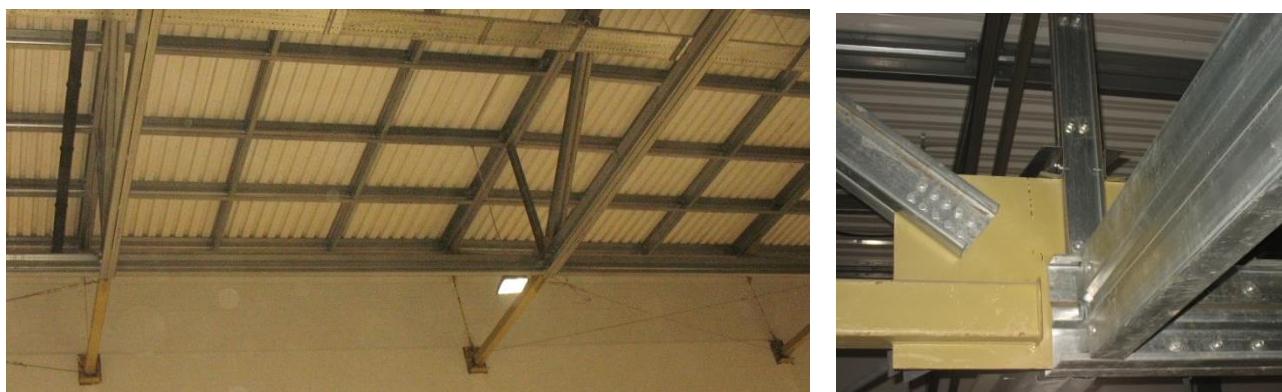


Рисунок 19 – Доборные панели нижних поясов ферм

В марте 2018 г. после монтажа конструкций покрытия, в условиях самой большой снеговой нагрузки, в т. ч. в ендовах здания, но при отсутствии водосточных и вертикальных связей между фермами, закреплённые на фасонках первые от опоры узлы нижних поясов ферм сместились из своей плоскости.

Гнутые соединительные элементы, прикрепляющие распорки к нижним поясам ферм, размокнулись; фасонки изогнулись; горизонтальные связи по нижним поясам ферм в связевых блоках потеряли устойчивость; распорки по нижним поясам ферм в торцевых фермах сдвинули ограждающие панели (рис. 20).



Рисунок 20 – Состояние конструкций покрытия после потери устойчивости фасонки нижних поясов ферм

В момент проводимого визуального обследования (в декабре 2018 г.) было отмечено, что в здании проведено усиление конструкций для обеспечения общей устойчивости покрытия здания. Тем не менее, это усиление носило временный характер:

- не образован замкнутый контур связей по нижним поясам ферм, который необходим при наличии сжатых элементов в нижних поясах ферм;

- выправленные фасонки с помощью тросов не приобрели необходимую устойчивость из своей плоскости; установленные же распорки по первым опоры узлам ферм в продольном направлении, с помощью которых предпринята попытка раскрепления нижнего пояса фермы, были прикреплены к растянутым панелям, а не к сжатым, и сжатые панели остались не раскреплёнными, а связевые тяжи по сжатым элементам установлены не во всех шагах ферм;

- в некоторых местах зафиксированы следы повреждений конструкций, в частности, оставшиеся погиби фасонки, не демонтированные горизонтальные связи и т.п.

В этом случае, помимо того, что в крайней панели нижнего пояса фермы возникло сжатие, этот доборный элемент фермы **потребовал** раскрепления его из своей плоскости, а в рассматриваемом проектом решении образовался дополнительный стыковой узел в нижнем поясе фермы, который должен был быть оформлен по нормам, предписывающим наличие горизонтальных (накладок) и вертикальных (фасонки) планок, соединяющих оба элемента (панели) в единое равнопрочное сечение. Тогда свободная часть фасонки не работала бы в качестве шарнира из плоскости, как она сработала при отсутствии горизонтального соединительного элемента.

Таким образом, для приведения здания в работоспособное состояние пришлось:

1. Дополнить систему связей по средним рядам колонн с обеих сторон по нижним поясам ферм продольными горизонтальными связями, обратив внимание, что элементы крестовых связей должны быть прикреплены к концам именно доборного сжатого элемента нижнего пояса стропильной фермы, и демонтировав перед установкой новых крестовых связей вдоль средних рядов здания оставшиеся горизонтальные крестовые связи П-образного сечения.

Выводы

С первого взгляда, совершенно различные объекты по назначению и исполнению имеют один общий недостаток – не продуманные, не просчитанные, скоропалительные решения проектировщиков или инженеров по эксплуатации, как бы улучшающие или упрощающие конструктивные решения, апробированные годами эксплуатации.

В принципе, при монтаже вновь возводимых и затем эксплуатируемых зданий и сооружений необходимо иметь грамотное и проверенное проектное решение, не требующее впоследствии никаких усилений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Минмонтажспецстрой СССР. ВППСО «Союзлегконструкция» Отраслевой каталог легких несущих и ограждающих металлических конструкций и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий. Часть 1. Конструкции. Москва. 1989, 200 стр.
2. Тесленко Г.В., Цетлин Б.С., Иммерман А.Г., Гукова М.И., Кузьменко С.М., Мелкумян Б.С. Покрытия производственных зданий с применением прямоугольных гнутосварных профилей // Сборник «Повышение эффективности и качества строительных металлических конструкций». Тезисы докладов Всесоюзного совещания в Белгороде. Стройиздат, М., 1979 г.
3. Ведяков И.И., Фарфель М.И., Гукова М.И., Кондрашов Д.В., Яровой С.Н. Обследование конструкций зданий и сооружений завода ОАО «Тагмет» // Журнал «Строительная механика и расчёт сооружений», №1, 2013г. М. Стр. 58-64.
4. Ведяков И.И., Фарфель М.И., Гукова М.И., Кондрашов Д.В., Коняшин Д.Ю. Вынужденное усиление каркаса здания производственно-складских помещений в городе Хотьково Московской области // «Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций». Сборник научных статей XXIII Научно-методической конференции ВИТУ. Санкт-Петербург, 2019 г. Стр. 6-12.

ПРОБЛЕМЫ РАСЧЕТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ

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

e-mail: veselov.1977@inbox.ru

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

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт расчетов несущей способности строительных конструкций с применением различных расчетных программ и комплексов, применяемых как при проектировании, так и обследовании зданий и сооружений. Представлены примеры расчетов. Дана оценка точности расчетов, выявлены основные проблемы и недостатки программных расчетов.

Ключевые слова: проектирование и обследование зданий; строительные конструкции; расчет несущей способности; программные комплексы.

PROBLEMS OF CALCULATIONS OF CONSTRUCTION STRUCTURES WITH THE USE OF SOFTWARE COMPLEXES

Veselov Vitaliy V., Candidate of Technical Sciences, doцент,

e-mail veselov.1977@inbox.ru

Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, St. Petersburg.

ABSTRACT

The article describes the experience of calculating the carrying capacity of construction structures using various settlement programs and complexes, used both in the design and survey of buildings and structures. Examples of calculations are presented. An assessment of the accuracy of calculations has been given, the main problems and shortcomings of the software calculations have been identified.

Keywords: designing and surveying buildings; construction structures; calculating the carrier's ability; software complexes.

Введение

Современные компьютерные технологии глубоко проникают во все сферы человеческой деятельности, в т.ч. расчеты строительных конструкций, как при проектировании, так и при обследовании зданий и сооружений. Ручные расчеты практически вытесняются удобными программными комплексами: ANSYS, SCAD, Лира, Robot Structural Analysis Professional, MOHOMAX, APM Civil Engineering, STARK ES, MicroFe, NormCAD и др.

Автоматизация расчетов повышает качество работ, снижает материальные затраты, сокращает сроки, увеличивает производительность труда инженерно-технических работников. Системы автоматизированного проектирования дают возможность на основе новейших достижений фундаментальных наук совершенствовать методологию этого процесса, стимулировать развитие математической теории проектирования сложных систем и объектов, в т.ч. теории надежности [1].

Разнообразие расчетных комплексов объясняется конкурентной средой в сфере строительства и весьма рационально как для совершенствования автоматизированных расчетов, так и для верификации расчетов, что весьма актуально при проектировании и обследовании объектов высокого и повышенного классов ответственности КС-2 и КС-3 [2, 3].

Верификация расчетов позволяет минимизировать человеческий фактор при выполнении расчетов (неадекватность формирования расчетной схемы, сбой в единицах измерения, ошибки при определении нагрузок и т.п.), а также выявить возможные несовершенства и проблемы некоторых расчетных комплексов.

Основное содержание доклада

Все применяемые программные комплексы можно условно разделить на две группы:

- универсальные – комплексы, выполняющие статические, динамические расчеты и расчеты несущей способности;
- специализированные – комплексы, выполняющие отдельные задачи, например, только расчеты несущей способности или специализирующиеся на расчетах конструкций из конкретных материалов.

К первой группе можно отнести комплексы ANSYS, Лира, SCAD, STARK ES, Robot, APM Civil Engineering, MicroFe и т.д. [4]. Все они базируются на ме-

тоде конечных элементов (МКЭ) и предназначены для анализа напряженно-деформированного состояния (НДС) широкого класса конструкций, расчета устойчивости и прочности, определения частот и форм собственных колебаний, анализа температурных воздействий, решения задач статики и динамики в линейной или нелинейной постановке и т.д. [5]. Каждый из программных комплексов имеет свои определенные преимущества: удобство интерфейса, интегрирование с другими комплексами, возможность визуализации, нелинейный расчет, расчет на динамические воздействия, адекватная работа грунтового основания, расчет на прогрессирующие разрушения и т.п.

Ко второй группе, например, можно отнести программный комплекс NormCAD – специализированный программный комплекс, предназначенный для расчетов несущей способности элементов строительных конструкций из разных материалов [6]. При этом в отличие от универсальных комплексов NormCAD выдает развернутые расчеты несущей способности элементов, что позволяет контролировать адекватность поверочного расчета в соответствии с действующими нормами.

Наибольшее распространение на постсоветском пространстве в настоящее время имеют комплексы Лира и SCAD, как одни из первых программ, решающие основные задачи проектирования: определение усилий, подбор сечений, армирования, сейсмические и другие расчеты, требуемые нормами и сравнительно легко автоматизируемые. Также широкое развитие получает комплекс ANSYS, который уже становится одной из наиболее мощных и популярных конечно-элементной расчетной системой в мире [4].

В статье приводится опыт расчетов строительных конструкций с использованием программных и расчетных комплексов SCAD Office, MicroFe и NormCAD.

При проведении экспертизы проекта по объекту «Многофункциональный деловой комплекс» на участке ММДЦ «Москва-Сити» (рис. 1) были проанализированы результаты расчетов каркаса здания по двум комплексам – SCAD Office и MicroFe.



Рисунок 1 – Визуализационная модель проектируемого объекта

Экспертиза результатов расчета выявила отклонения в части определения нагрузок, деформаций и усилий в основных элементах каркаса. При этом расчетные схемы объекта были адекватны друг другу. В частности, отклонения в части нагрузок составили 0,1...10,5%, деформаций – 5...30%, колебаний – до 3% и усилий – 5...16%. Причем, бóльшие значения параметров были получены, в основном, в ПК SCAD. Отклонения в части нагрузок объяснимы применением приложений комплексов для их расчета, где-то округлением численных значений нагрузок, а местами погрешностями, связанными с определением грузовой площади. Максимальные значения отклонений отмечаются у ветровых воздействий, что объективно, учитывая сложный механизм их определения для высотных зданий [7]. Как следствие, имеется существенный разброс в деформациях и усилиях. При этом периоды и частоты колебаний верифицируются комплексами достаточно хорошо. На точность результатов часто влияют типы и размеры конечных элементов. В ПК MicroFe используются современные гибридные конечные элементы, которые существенно сложнее классических изо-

параметрических конечных элементов по формулировке, что позволяет получить результаты с существенно более высокой точностью на разреженных сетках.

Конструктивные расчеты данного объекта, как и в большинстве случаев при проектировании и обследовании, были выполнены в приложениях программных комплексов, которые выдают в конечном итоге только коэффициенты использования несущей способности без подробного расчета. Для оценки точности подбора сечений элементов был привлечен расчетный комплекс NormCAD, и в ряде расчетов были выявлены отклонения до 16%, как в сторону завышения, так и занижения несущей способности.

Таким образом, для оценки напряженно-деформированного каркасов зданий и сооружений классов КС-2 и КС-3 актуально применение нескольких программных комплексов, позволяющих верифицировать результаты расчетов и максимально исключить погрешности, обусловленные человеческим фактором и несовершенством программ. В большинстве случаев достаточно двух программных комплексов, а при существенных отклонениях в результатах логично привлечь дополнительный программный комплекс. Для конструктивных расчетов рационально привлекать специализированные комплексы и программы, позволяющие проконтролировать всю цепочку поверочных расчетов. В спорных ситуациях, т.е. при существенных различиях в результатах, когда сложно выявить истинный расчет, предпочтение следует отдавать наиболее неблагоприятным результатам, т.е. принимать решение в запас несущей способности и жесткости объекта.

При формировании расчетных схем в программных комплексах обследуемых объектов особое внимание необходимо уделить: фактическому способу сопряжения элементов, упругой податливости грунтового основания, геометрии положения несущих конструкций (вертикальность стен, колонн, прогибы элементов перекрытий, эксцентриситеты примыкания), а также размерам конечных элементов и определению наиболее неблагоприятных расчетных комбинаций и сочетаний нагрузок.

ЛИТЕРАТУРА

1. Веселов В.В. Основы расчета надежности строительных конструкций: учеб. пособие. – СПб.: ФГБОУ ВО ПГУПС. 2017. – 44 с.
2. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
3. Особенности обследования объектов нормального и повышенного уровня ответственности / Веселов В.В. // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Сборник научных статей XXIII научно-метод. конф. ВИТУ (21 марта 2019 года) [Электронный ресурс]. – СПб.: ВИ(ИТ) ВА МТО. 2019.-С.65-72.
4. Обзор современных прикладных программных комплексов для проведения композитных изделий / Ковтун В.А., Короткевич С.Г. // Технологии техносферной безопасности. 2016. №1 (65). - С.258-266.
5. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2007. – 609 с.
6. Расчет строительных конструкций в NormCAD / [Стебаков Е.И.]. - Реутов: Сапротон, 2003. - 124 с.
7. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменениями N 1, 2).

РЕЗУЛЬТАТЫ МОНИТОРИНГА И ПРОЕКТА УКРЕПЛЕНИЯ
ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТА
ДЕФОРМИРУЮЩЕГОСЯ ЖИЛОГО ДОМА, ПОСТРОЕННОГО НА
УЧАСТКЕ С ЗАСЫПНЫМ ОТВЕРШКОМ ОВРАГА

Григорьев Юрий Семёнович¹, к.т.н., профессор

e-mail: yus-gri@rambler.ru

Фатеев Валерий Валерьевич², ассистент

e-mail: valeriy-fateev@rambler.ru

^{1,2} ФГБОУ ВО Нижегородский государственный архитектурно-строительный
университет, г. Нижний Новгород

АННОТАЦИЯ

В статье представлены результаты анализа многолетних наблюдений за деформациями 7-этажного жилого дома, построенного на участке с засыпанным отвершком оврага. Исследован процесс развития деформаций здания и разрушения фундаментных конструкций во времени. Рассматриваются решения по усилению насыпного грунтового основания и фундаментной плиты здания.

Ключевые слова: геотехнический мониторинг; грунтовое основание; фундаментная плита; деформации; разрушение; усиление; компьютерное моделирование.

RESULTS OF MONITORING AND PROJECT OF STRENGTHENING OF
THE SOIL BASED AND FOUNDATION OF THE DEFORMING RESI-
DENTIAL BUILDING BUILT ON A SITE WITH A FILLED-AP OFF-
SHOOT OF A RAVINE

Grigoriev Jury Semyonovich¹, Candidate of Technical Sciences,

the Guidance of Associate Professor of the Chair of Architecture

e-mail: yus-gri@rambler.ru

Fateev Valery Valeryevich², Assistant of the Chair of Architecture

e-mail: valeriy-fateev@rambler.ru

^{1,2} Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering,
Nizhny Novgorod

ABSTRACT

The article presents the results of the analysis of long-term monitoring of a 7-storied building is built on a site with a filled-up ravine. The process of development of building deformations and destruction of Foundation structures in time is investigated. The solutions for strengthening the bulk soil base and Foundation plate of the building are considered.

Keywords: geotechnical monitoring; soil base; foundation plate; deformation; destruction; strengthening; computer modeling.

Введение

Результатом обследований деформирующихся («больных») зданий и сооружений в большинстве случаев является оценка технического состояния строительных конструкций с определением степени их поврежденности на момент обследований, на основе которой разрабатываются проектные решения по усилению оснований, фундаментов и надземных конструкций, обеспечивающих в дальнейшем нормальные условия эксплуатации здания.

Однако анализ результатов долговременных наблюдений за зданиями, особенно со сложной конструктивной системой, построенных на площадках со сложными инженерно-геологическими условиями, позволяет проследить весь процесс деформирования объекта обследований, поставить более точный диагноз «заболевания», и таким образом выбрать наиболее эффективный способ лечения «пациента».

Примером такого подхода к решению проблемы является анализ результатов многолетних наблюдений за деформациями 7-этажного 3-секционного жилого дома, построенного на улице Ломоносова в Нижнем Новгороде (рис.1, 2).



Рисунок 1 - 1997 год. 7-этажный жилой дом на улице Ломоносова в Нижнем Новгороде. Вид со двора

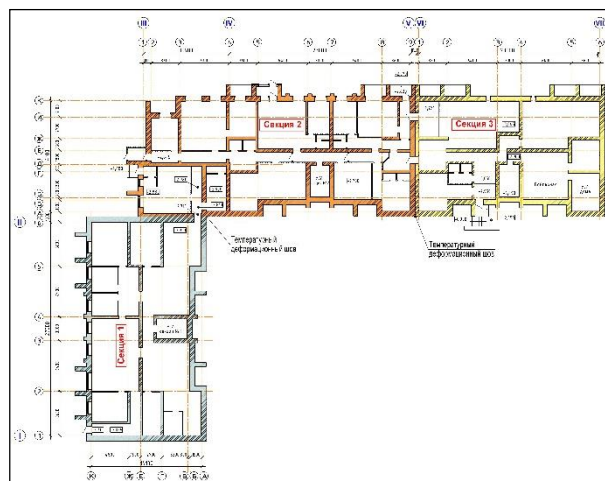


Рисунок 2 - План цокольного этажа жилого дома на улице Ломоносова

Видимыми признаками чрезмерных деформаций здания, выявленными в 2013 году, были:

- 1) раскрытие температурного деформационного шва, отделяющего секцию №1 от секции №2, до 770 мм (рис. 2-4);
- 2) смыкание деформационного шва, отделяющего секцию №3 от секции №2;
- 3) крен секции №2, измеренная величина которого $i=0,04$ в 17 раз превышала предельное допустимое значение, равное $i=0,0024$ [1].

Основные характеристики деформаций здания, определённые в результате выполненных обследований, многократно превысившие допустимые значения, приведены в таблице.

Численные характеристики неравномерной деформации здания

Номер секции	Осадка			Крен	
	минимальная S_{min} , мм	максимальная S_{max} , мм	средняя, мм	«X», i_x	i_y
Секция №1					
Секция №2					
Секция №3					

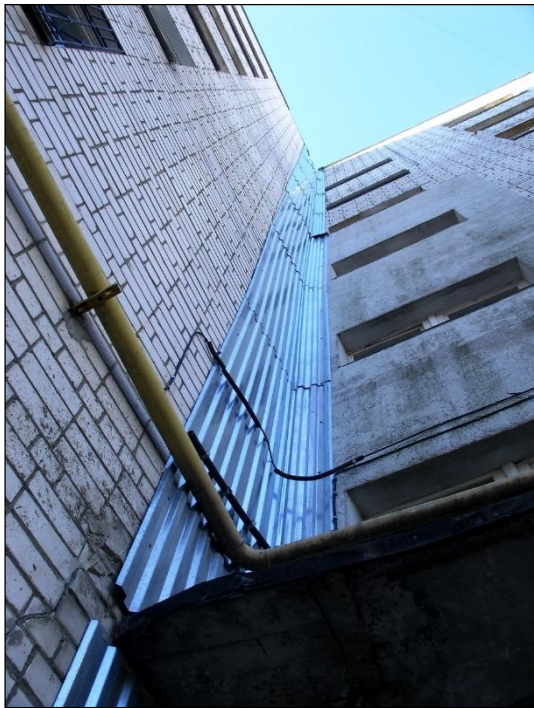


Рисунок 3 - Деформационный шов между секцией №2 (слева) и секцией №1 (справа)



Рисунок 4 - Раскрытие деформационного шва между секциями №1 (стена справа) и №2 (стена слева). Вид с крыши дома

При обследовании фундаментной плиты на участке под деформационным швом, отделяющим секцию №1 от секции №2, был обнаружен разлом, в результате которого фундаментная плита под секцией №2 в месте разлома просела относительно фундаментной плиты секции №1 на 300 мм (рис. 5, 6).

Исследованиями, выполненными авторами в 2013-2015 годах, результаты которых опубликованы в нескольких работах [2-8], было установлено, что причиной деформации построенного в 1997 году жилого дома и разрушения его строительных конструкций являются совместные, чрезмерные по величине, неравномерные осадки грунтового основания и опирающегося на него здания. Причиной же развития неравномерных деформаций является неправильный выбор типа фундамента, заключавшийся в отказе от первоначально разработанного проекта свайного фундамента в пользу плоской неразрезной железобетонной фундаментной плиты, опирающейся на сильносжимаемую насыпь переменной мощности от 2,1 до 11,5 м, сформировавшуюся в результате многолетней бессистемной засыпки отвершка оврага, расположенного на участке, отведенном под строительство (рис. 7).



Рисунок 5 - Разлом в фундаментной плите под деформационным швом между секциями №2 и №1



Рисунок 6 - Разрушение арматурных сеток в разломе фундаментной плиты (см. рис. 4)

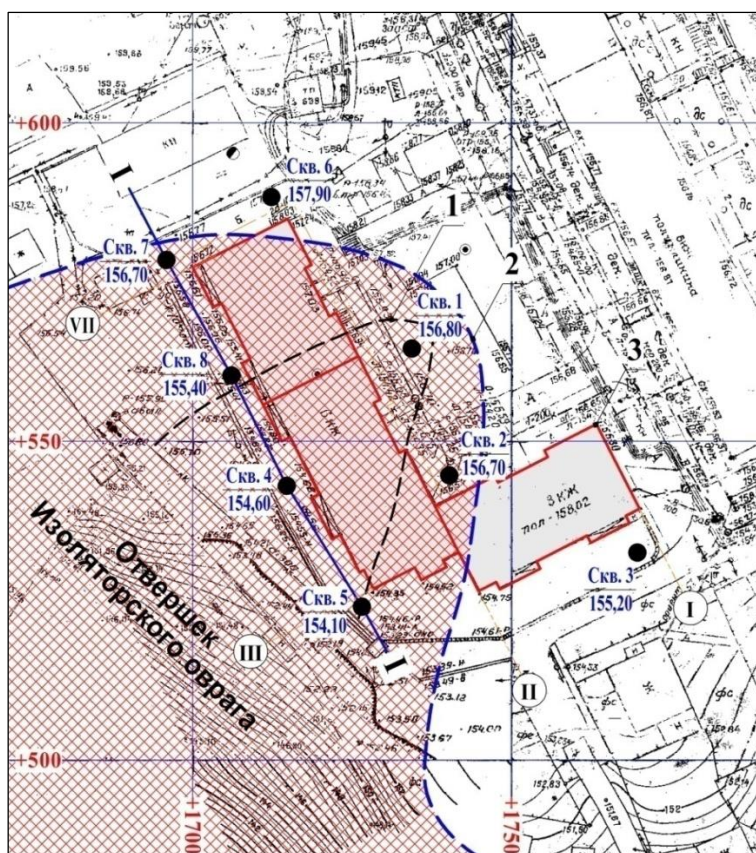


Рисунок 7 – Схема расположения здания на участке с засыпанным отвершком оврага

Результаты наблюдений за неравномерными деформациями здания с 1995 г. по 2019 г.

Анализ процесса развития деформаций здания во времени за период с 1995 года по 2019 год позволил решить несколько задач:

1. Определить время и характер разрушения фундаментной плиты и таким образом дать обоснованный ответ на поставленные перед авторами вопросы: «В результате каких ошибок произошло разрушение фундамента?». А именно: 1) в результате ошибок, допущенных в проектных решениях; 2) ошибок, допущенных при возведении здания; 3) в результате ненадлежащей эксплуатации жилого дома?

2. Разработать наиболее обоснованные экономичные и безопасные при производстве работ решения по усилению грунтового основания и фундаментной плиты, позволяющие обеспечить безаварийные условия дальнейшей эксплуатации здания.

В результате анализа результатов геотехнического мониторинга, основой для которых послужили геодезические изыскания, было установлено (рис. 8, 9):

1. Деформации секции №1 практически закончились к 1999 году, ещё до начала работ по усилению грунтового основания цементацией и металлическими сваями, выполненных в 1998-2002 годах.

2. Осадки секций №2 и №3 к 1999 году составили 65-70% от максимальных значений, измеренных в 2019 году.

3. Неравномерные осадки секций №2 и №3 и после мероприятий по усилению основания, выполненных в 1998-2002 годах, продолжают нарастать с относительно постоянной средней скоростью. При этом максимальная скорость развития осадки секции №2 составляет 15,6 мм/год (геодезическая марка М.2.2), а скорость развития осадки секции №3 - 14,0 мм/год (марка М.3.2).

4. Раскрытие температурного деформационного шва, отделяющего секцию №1 от секции №2, продолжается из-за нарастания крена секции №2. Средняя скорость раскрытия деформационного шва составляет 21,6 мм/год.

5. Нарастание крена секций здания в сторону оврага обусловлено разницей в развитии осадки под противоположными краями фундаментной плиты. Так, осадка основания секции №2 под краем фундаментной плиты со стороны дворовой части за время с 1999 года по 2019 год нарастает со средней скоростью 7,9 мм/год, а со стороны оврага со скоростью 16,9 мм/год. Осадку же секции

№3 под краем фундаментной плиты со стороны двора нарастает со скоростью 1,4 мм/год, а со стороны оврага 8,2 мм/год.

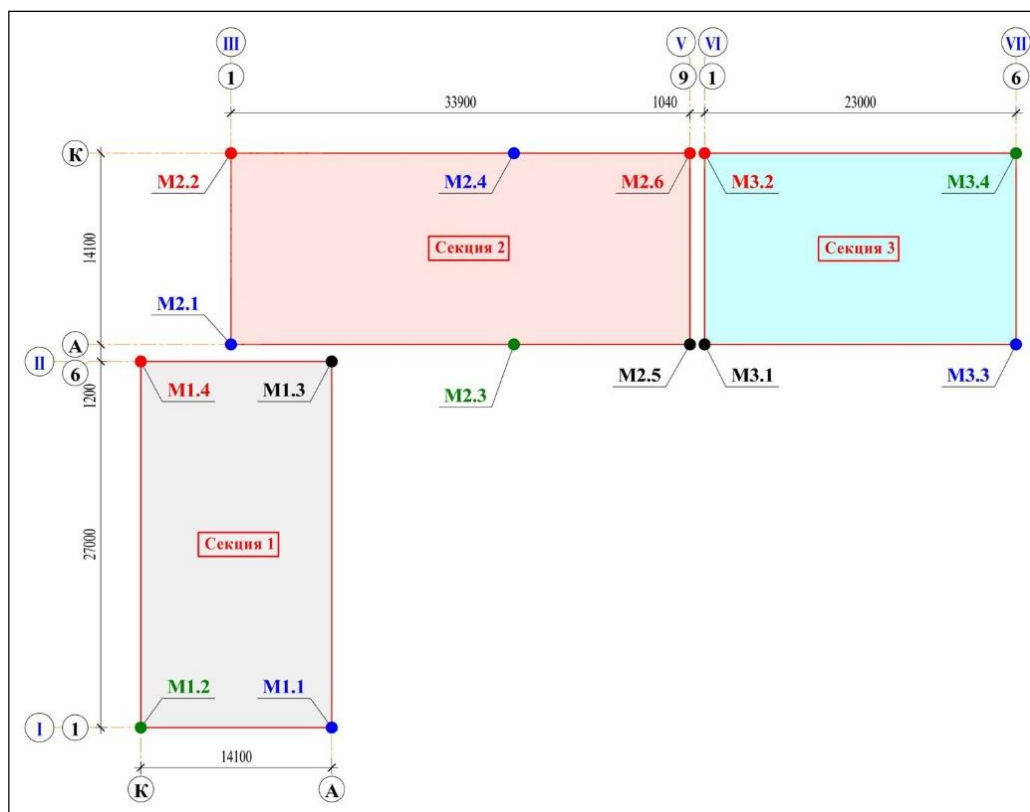
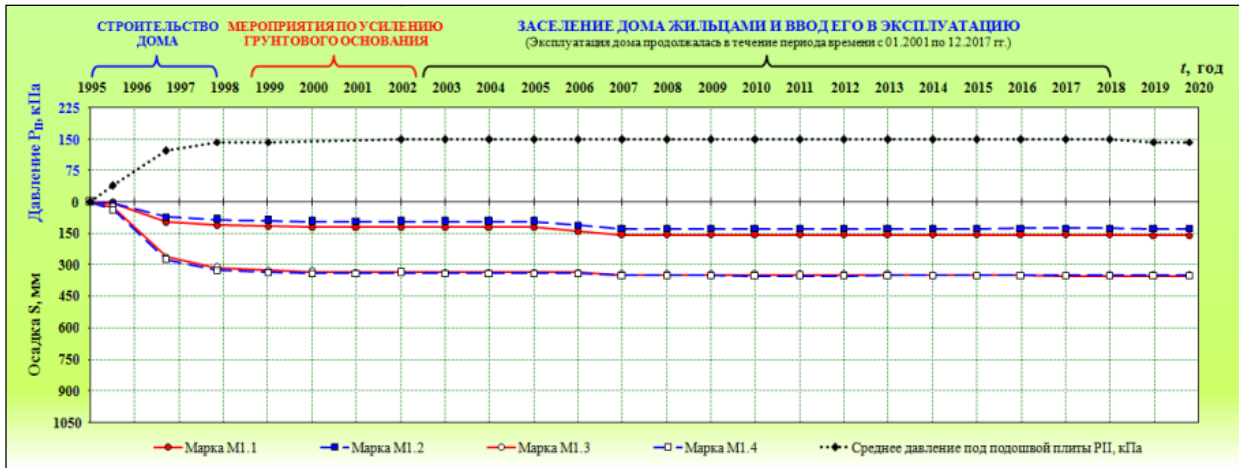


Рисунок 8 - Схема расположения осадочных марок, установленных в наружных стенах по наружному периметру здания

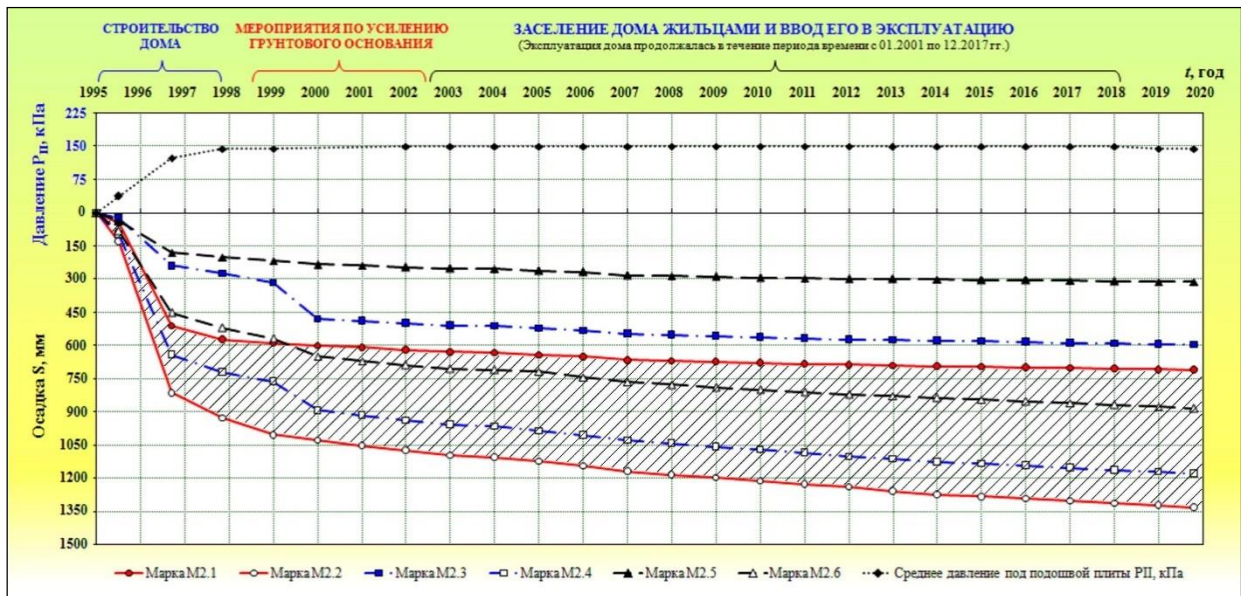
6. Крены здания развиваются в двух направлениях – не только и преимущественно в сторону оврага, но и вдоль секций №2 и №3 - параллельно бровке оврага. Скорость нарастания крена секции №3 в продольном направлении (вдоль бровки оврага) превосходит скорость крена в том же направлении секции №2. В этом случае секция №3 «наезжает» на секцию №2, наваливаясь на неё, из-за чего произошло: 1) локальное разрушение железобетонного козырька, расположенного над входом в подъезд №2; 2) локальное продавливание козырьком кирпичной кладки наружной продольной стены секции №1; 3) смыкание температурного шва между секциями №2 и №3 в уровне 5-7 этажей.

7. Траектории развития наклонных трещин в наружных продольных стенах секций №2 и №3 соответствуют характеру развития осадки здания (рис. 10). Вместе с тем, траектории развития наклонных трещин наружных продольных стенах дворового фасада не совпадают с характером развития осадки (рис. 11). Столь существенная разница в характере деформирования стен объясняется тем, что здание испытывает сложные деформации закручивания.

1)



2)



3)

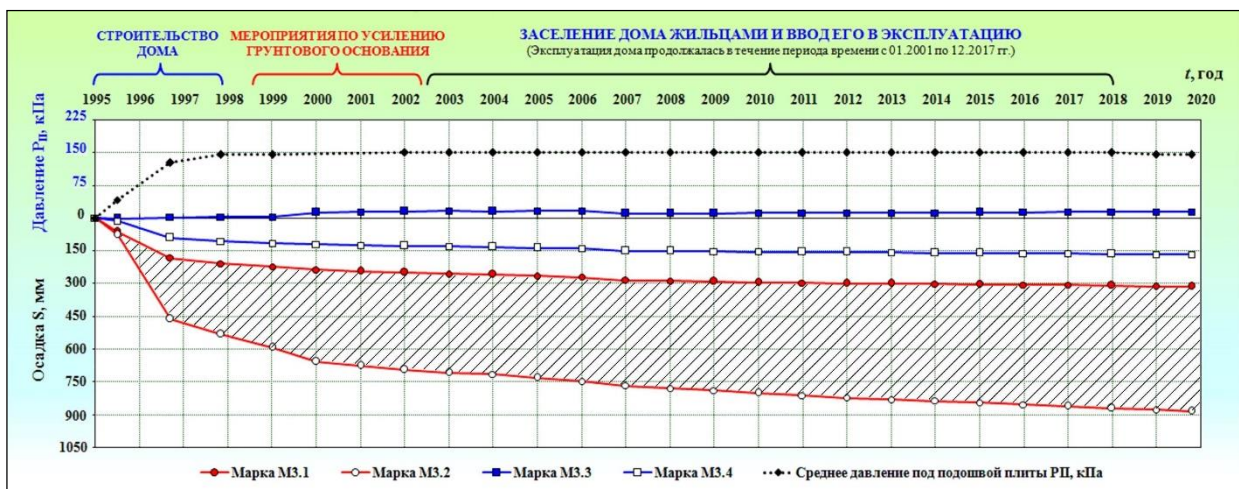


Рисунок 9 - Графики развития во времени осадки здания: 1) секция №1; 2) секция №2; 3) секция №3



Рисунок 10 - Картограмма расположения трещин в наружных стенах секций №3 и №2 (вид со стороны оврага)

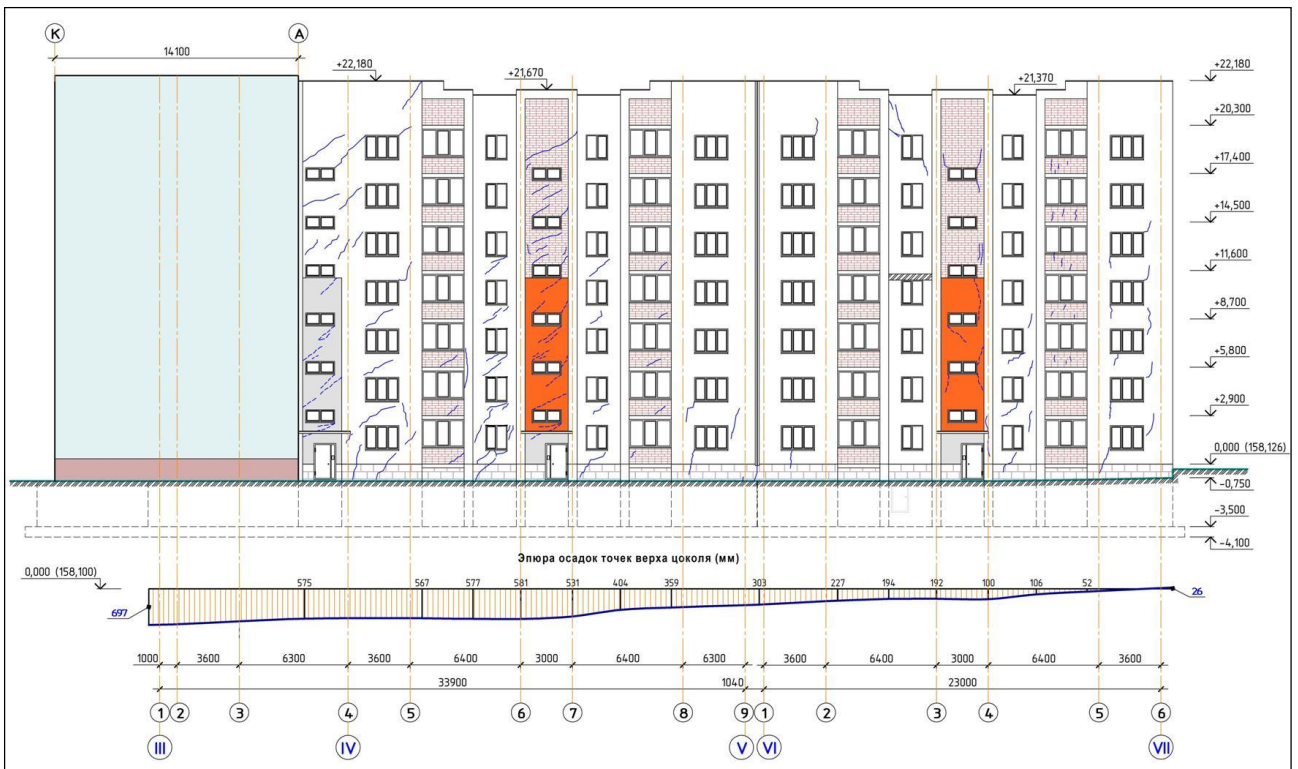


Рисунок 11 - Картограмма расположения трещин в наружных стенах секций №2 и №3 (вид со стороны двора)

Результаты компьютерного моделирования

Для анализа результатов геотехнического мониторинга авторами был использован программно-вычислительный комплекс «SCAD Office», с помощью которого были построены трёхмерные конечно-элементные модели: 1) модель здания, учитывающая с максимально возможной точностью его конструктивные особенности; 2) геомеханическая модель грунтового основания, разработанная и выверенная с использованием процедур верификации и валидации [7].

Анализ изменения во времени напряжённо-деформированного состояния системы «грунтовое основание-фундаментная плита - здание» был выполнен с использованием нескольких расчётных схем, соответствующих разным стадиям строительства, четыре из которых приведены на рис. 12-14.

1-я стадия – возведена фундаментно-подвальная часть здания. Расчётные осадки S , изменяющиеся в пределах от 0,2 до 17,0 см не превышают предельно допустимую величину $S_u=27$ см. Требуемые по расчёту диаметры рабочей арматуры в фундаментной плите не превышают диаметров стержней фактического армирования.

2-я стадия – возведено 3 этажа. На этой стадии строительства:

1. Расчётные значения осадки и крен 2-ой секции превысили предельные нормативные значения.

2. Требуемое по расчёту количество рабочей арматуры на участках фундаментной плиты, расположенных под деформационными швами, превысило фактическое армирование (рис. 15). Эти результаты явились основанием для вывода о том, что разрушение плиты на участках под температурными деформационными швами произошло на стадии возведения первых 3-ёх этажей.

3-я стадия – построено 5 этажей. На этой стадии секции здания, отделённые друг от друга уже не температурными, а осадочными деформационными швами, образовавшимися в результате разломов в фундаментной плите, опираются каждая на свой фундамент.

4-я стадия – завершено строительство 7-этажного здания. В целом, ситуация по завершении строительства ещё больше осложнилась.

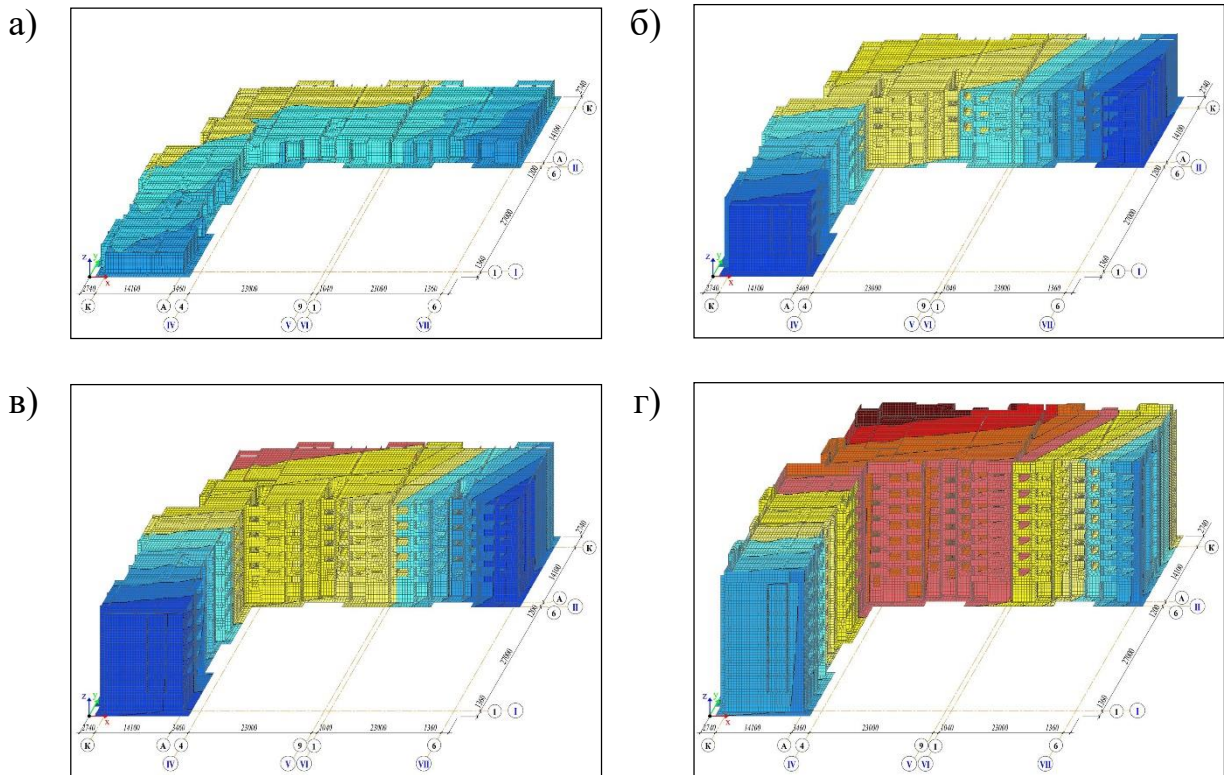


Рисунок 12—Напряжённно-деформированное состояние здания на разных стадиях строительства: а) фундаментно-подвальная часть; б) 3-этажное здание; в) 5-этажное здание; г) 7-этажное здание

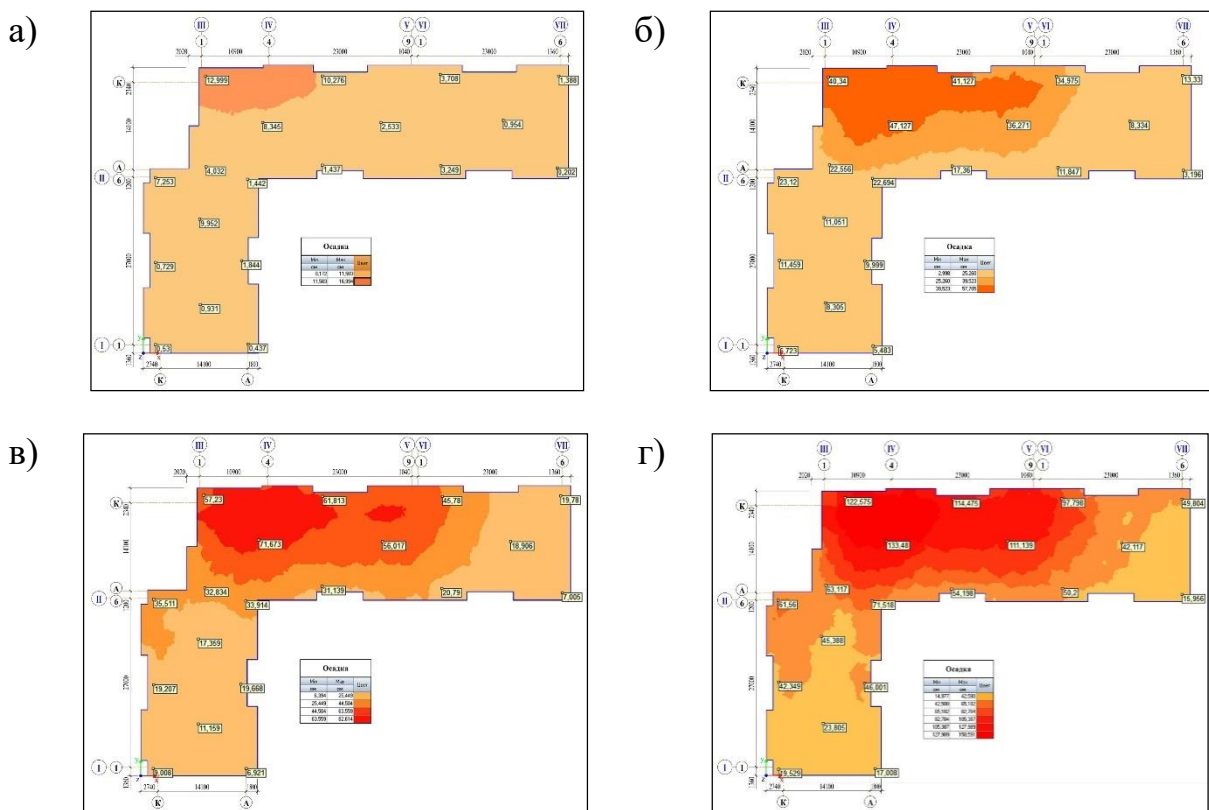


Рисунок 13—Изополя вертикальных перемещений (осадки) фундаментной плиты на разных стадиях строительства: а) фундаментно-подвальная часть; б) 3-этажное здание; в) 5-этажное здание; г) 7-этажное здание

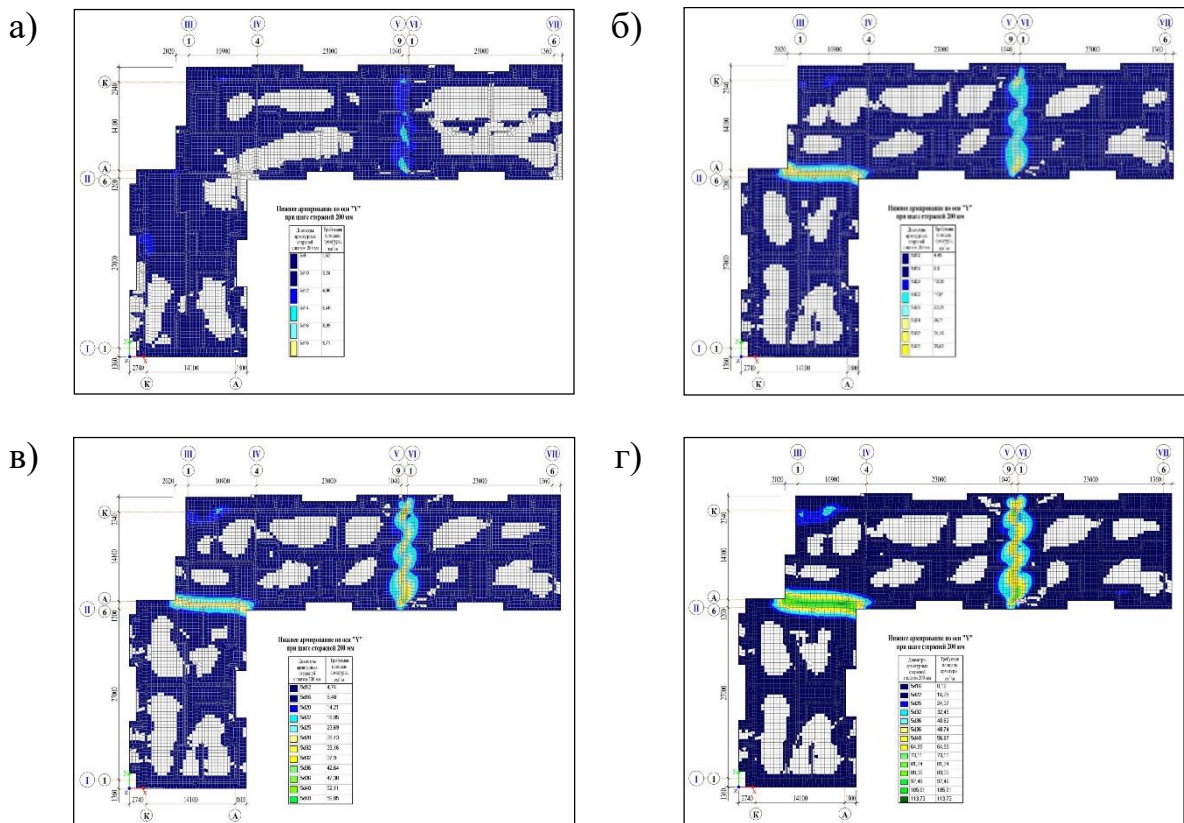


Рисунок 14–Карты нижнего армирования фундаментной плиты (вдоль оси «Y») на разных стадиях строительства: а) фундаментно-подвальная часть; б) 3-этажное здание; в) 5-этажное здание; г) 7-этажное здание

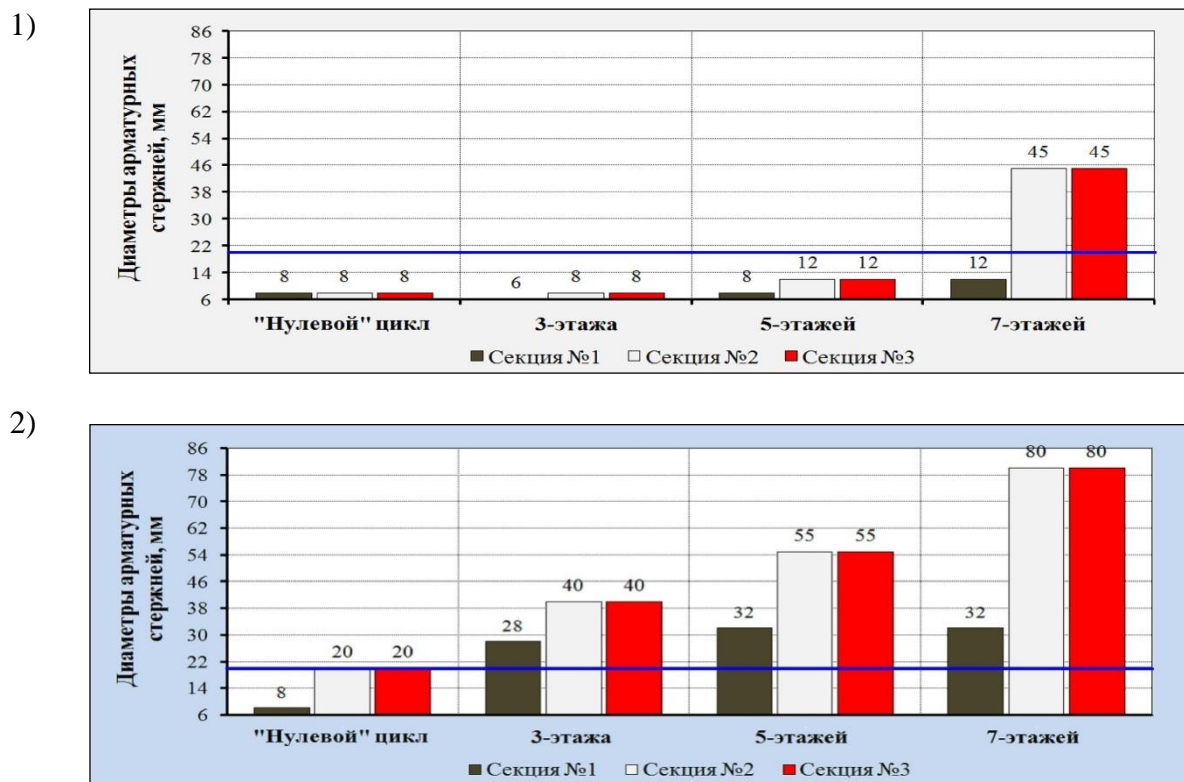


Рисунок 15 – Диаграммы результатов расчётов армирования плиты на участках концентрации напряжений: а) верхнее армирование; б) нижнее армирование

Проект усиления грунтового основания и фундаментной плиты

Для обеспечения дальнейшей безаварийной эксплуатации здания и исключения влияния секции №2 на грунтовое основание секции №1 были разработаны проектные решения по усилению грунтового основания под секциями №2 и №3.

В результате анализа известных методов уплотнения и закрепления слабых грунтов было принято решение использовать нагнетание в насыпное основание с помощью инъекторов цементного раствора под высоким давлением с образованием под фундаментной плитой уплотненного цементно-грунтового массива (ЦГрМ) с модулем деформации при сжатии не менее 15МПа. Величина модуля деформации, принятая в расчетах основания и фундаментной плиты, была принята по результатам опытных работ, выполненных по разработанному авторами проекту усиления грунтового насыпного основания для строительства торгового павильона в аналогичных инженерно-геологических условиях в городе Павлово в Нижегородской области (рис. 20).

Выполненными расчетами было установлено, что существующая фундаментная плита не обладает необходимой прочностью из-за недостаточного армирования и из-за нарушений технологии бетонирования плиты, допущенных в процессе строительства [2]. Следовало учесть также, что часть арматуры (около 20%) в плите неизбежно будет порезана при сверлении в ней отверстий, необходимых для установки инъекторов в грунтовой массив под плитой. В результате серии расчетов был выбран наиболее рациональный способ конструктивного усиления фундаментной плиты системой перекрестных монолитных железобетонных балок (рис. 16) с включенными в систему их армирования гильз, изготовленных из металлических труб, исключаящих резку арматуры в балках при сверлении отверстий в фундаментной плите.

В проекте было предусмотрено устройство 5-ти опытных участков, предназначенных для отработки технологии производства работ по устройству ЦГрМ (рис. 17). Для этого на каждом из участков под специально выполненную упорно-анкерную плиту закладываются круглые металлические стандартных размеров штампы, с помощью которых после схватывания раствора проводятся испытания ЦГрМ и определение его деформационных характеристик.

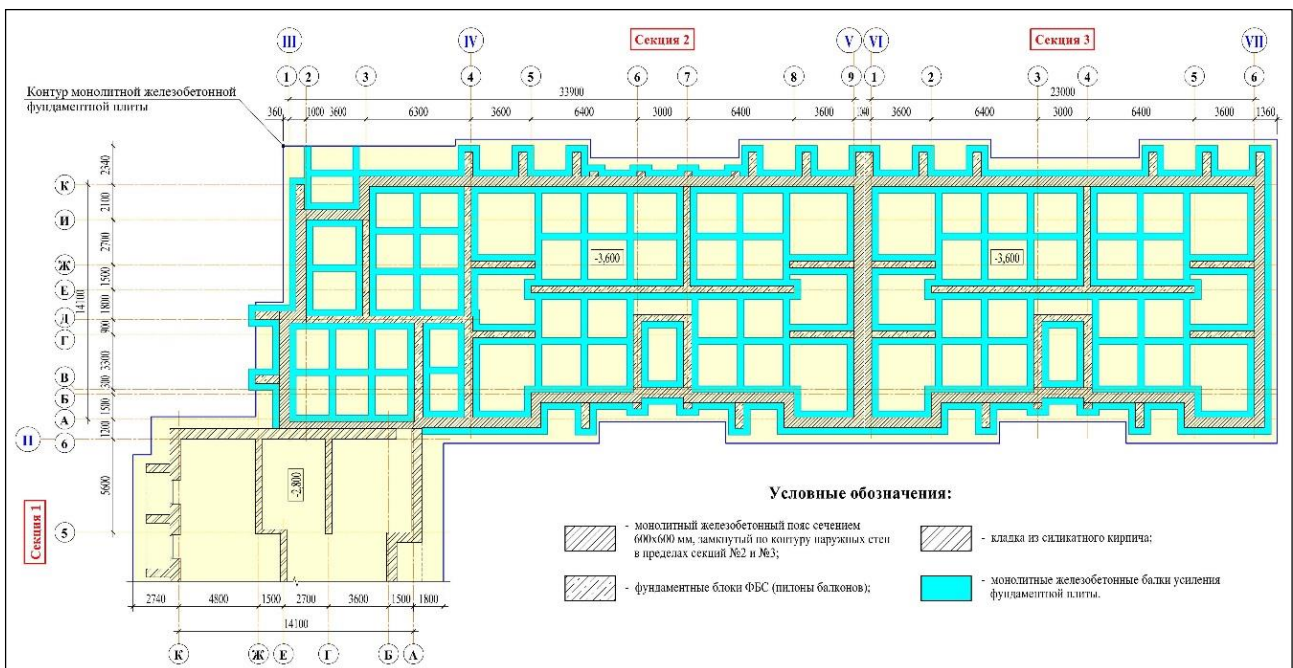


Рисунок 16 - Схема конструктивного усиления фундаментной плиты секций №2 и №3 системой перекрестных монолитных железобетонных балок

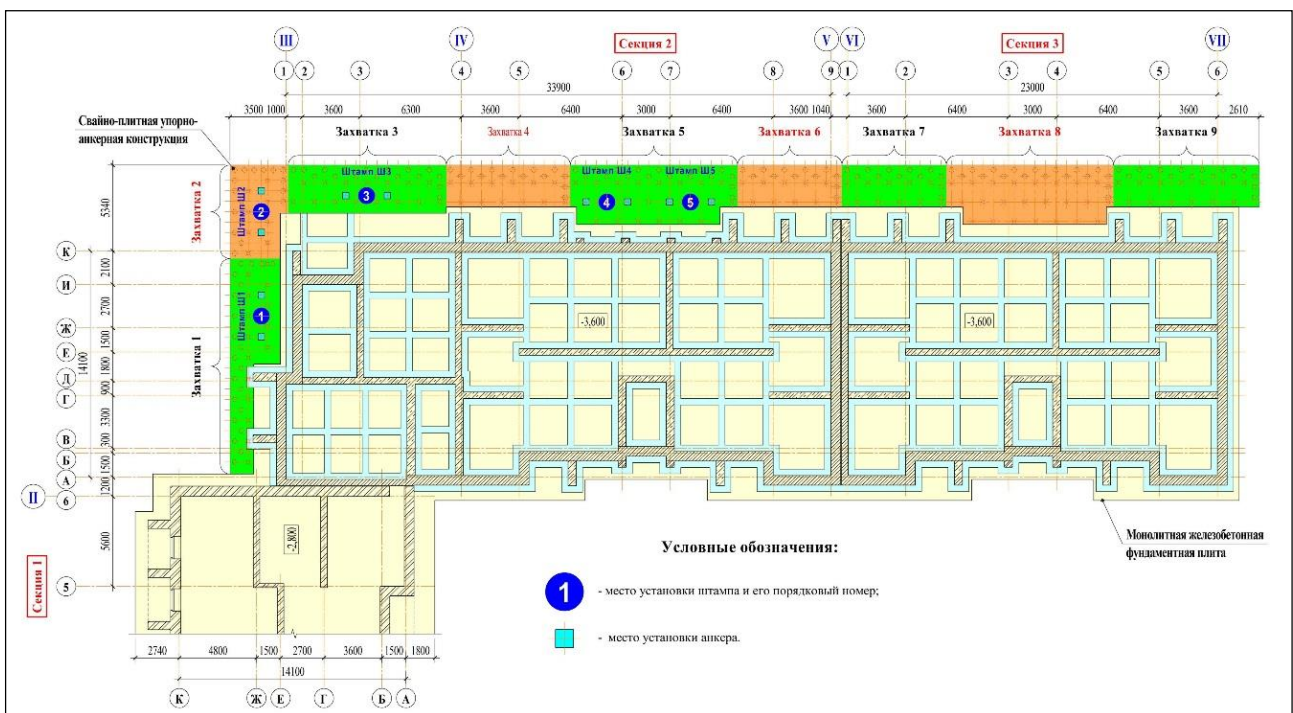


Рисунок 17 - Схема расположения захваток и опытных участков для штамповых испытаний

Для выполнения испытаний в проекте были разработаны 3 разновидности конструкций штампов с одинаковой стандартной площадью подошвы, позволяющие исследовать деформируемость уплотненного массива с учетом и без учета влияния армирования ЦГрМ остающимся в грунте инъекторами (рис. 18, 19).

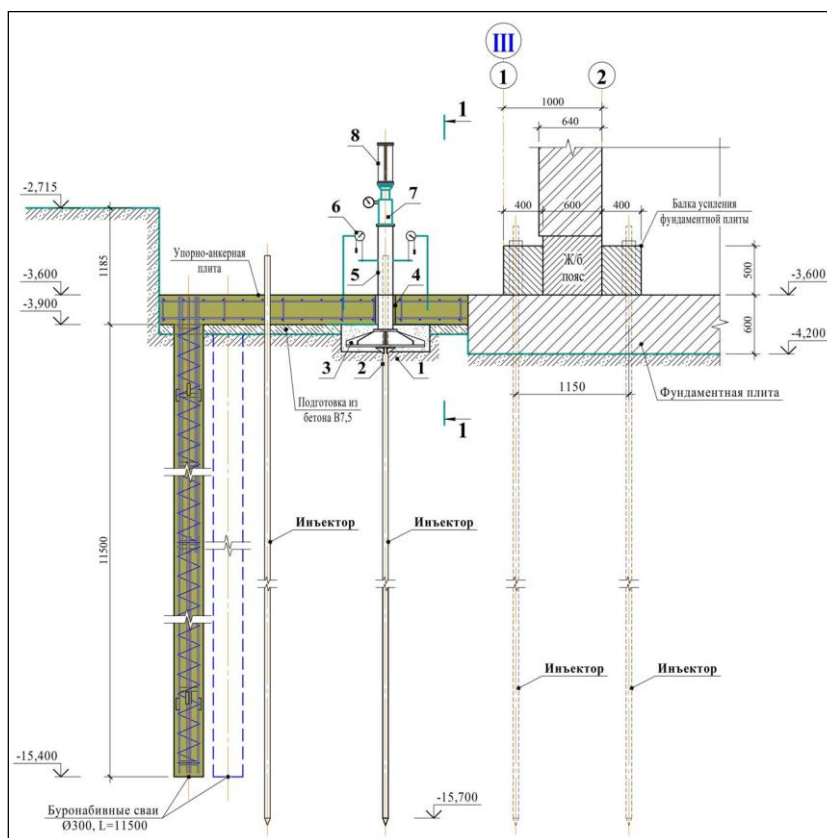


Рисунок 18 - Свайно-плитная упорно-анкерная конструкция с установленным под ней штампом для испытаний цементно-грунтового массива «армированного» трубчатым ињектором:

- 1–грунтовое основание, уплотненное нагнетанием цементного раствора;
 2– ињектор; 3–штамп; 4–металлическая гильза;
 5–шток из стальной трубы; 6–прогибомеры; 7–гидравлический домкрат;
 8–упорная балка. Сечение 1-1 см. на рис. 19

Известные предложения по контролю качества уплотнения ЦГрМ статическим зондированием представляется весьма проблематичными, т.к. зондирование может быть использовано только до того, как схватится нагнетаемый раствор. В этом случае характеристики деформируемости ЦГрМ не будут соответствовать характеристикам после набора цементным раствором прочности. В последнем случае зондирование выполнить просто не удастся.

Геофизические методы исследований, предлагавшиеся некоторыми специалистами для изучения цементно-грунтовых массивов, не позволяют получить характеристики механических свойств ЦГрМ, необходимые для расчётов напряжённо-деформированного состояния упрочнённого основания и фундаментных конструкций здания. Предлагавшийся также отбор кернов из ЦГрМ из-под фундаментной плиты невозможен без существенного повреждения плиты и нецелесообразен из-за крайней неоднородности как самого ЦГрМ, так

кернов, объём которых будет включать хаотично расположенные, разнообразные по форме элементы из затвердевшего цементного раствора, уплотнённых разнообразных элементов насыпи и уплотнённых элементов насыпи, пропитанных цементным молочком.

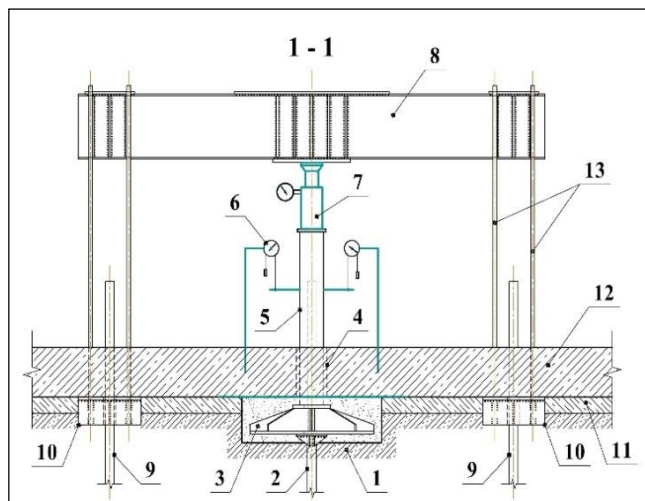


Рисунок 19 - Конструкция установки для испытаний цементно-грунтового массива штампом (см. рис. 15):

- 1-грунтовое основание, уплотненное нагнетанием цементного раствора;
- 2 – иньектор; 3 – штамп; 4 – металлическая гильза; 5 – шток из стальной трубы;
- 6 – прогибомеры; 7 – гидравлический домкрат; 8 – упорная балка; 9 – иньектор;
- 10 – упорная анкерная плита; 11 – бетонная подготовка; 12 – железобетонная упорная плита; 13 – анкера

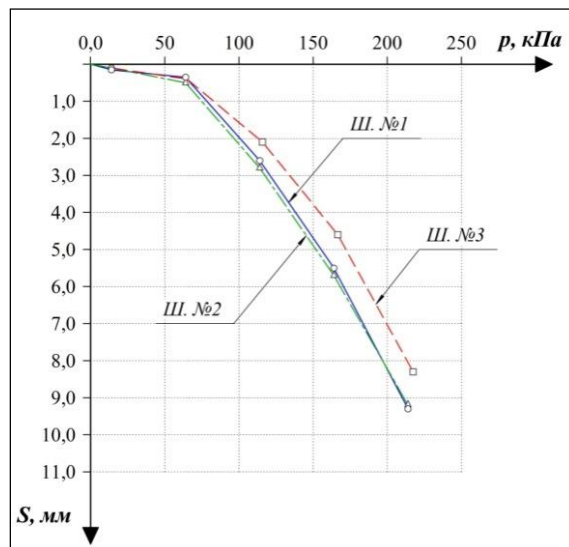


Рисунок 20 - Результаты штамповых испытаний цементно-грунтового массива штампами Ш.№1-3 на опытных участках под фундаментной плитой торгового павильона №1 в г. Павлово: 1 и 2 – кривые, построенные по результатам испытаний ЦГрМ, кривая 3 построена по результатам испытаний ЦГрМ, «армированного» трубчатым иньектором

В разработанном проекте предусмотрено выполнение работ по усилению фундаментной плиты и устройству ЦГрМ в следующей последовательности:

1. Усиление надземных строительных конструкций: 1) пилонов, служащих опорами для железобетонных козырьков, смонтированных над входами в подъезды дома; 2) перемычек над оконными проемами в наружных стенах; 3) пилонов, служащих опорами для плит перекрытий лоджий.

2. Поэтапное по захваткам устройство вдоль секций №2 и №3 свайно-плитной упорно-анкерной конструкции, включающее (рис. 17-23): 1) отрывку котлованов вдоль наружной стены, обращенной в сторону Изоляторского оврага; 2) устройство бетонной подготовки по дну котлованов; 3) устройство буро-

набивных свай; 4) установку штампов и анкерных плит; 5) установку инъекторов; 6) армирование и бетонирование упорной плиты захватками; 7) нагнетание в грунтовое основание цементного раствора; 8) испытания цементно-грунтовых массивов основания штампами последовательно, начиная с первой захватки.

Работы на опытных захватках следует выполнять в строгой последовательности после испытаний ЦГрМ штампом на первых захватках и анализа их результатов. Проект по уплотнению грунтового основания нагнетанием цементного раствора на следующих захватках, а также под фундаментной плитой, может быть откорректирован (при необходимости) в зависимости от результатов испытаний на первых опытных захватках. Цель опытных работ – контроль величины модуля деформации уплотненного цементно-грунтового массива, принятой в расчётах.

По результатам испытаний могут быть уточнены: 1) схема расстановки инъекторов на очередной захватке (и в дальнейшем в фундаментной плите); 2) состав раствора; 3) давление нагнетания раствора; 4) величина проектного «отказа» при нагнетании раствора.

3. По завершении испытаний ЦГрМ на опытных захватках, после обработки их результатов и анализа, в котловане у наружной стены выполняется усиление фундаментной плиты монолитными железобетонными балками снаружи здания и изнутри цокольного этажа секции №2 и подвала секции №3 (рис. 21). Перед началом работ по усилению фундаментной плиты в помещениях цокольного этажа и подвала секций № 2 и №3 демонтируются перегородки и бетонный пол с песчаной подсыпкой.

4. Устройство контуров-экранов из грунта, уплотненного нагнетанием цементного раствора, по наружному контуру фундаментной плиты секций №2 и №3 вдоль координационных осей II и VII, препятствующих выпиранию грунта и раствора из-под фундаментной плиты при массовом нагнетании раствора непосредственно под фундаментной плитой (рис. 21).

5. Усиление насыпного грунтового основания под фундаментной плитой здания нагнетанием в грунт цементного раствора (рис. 22, 23).

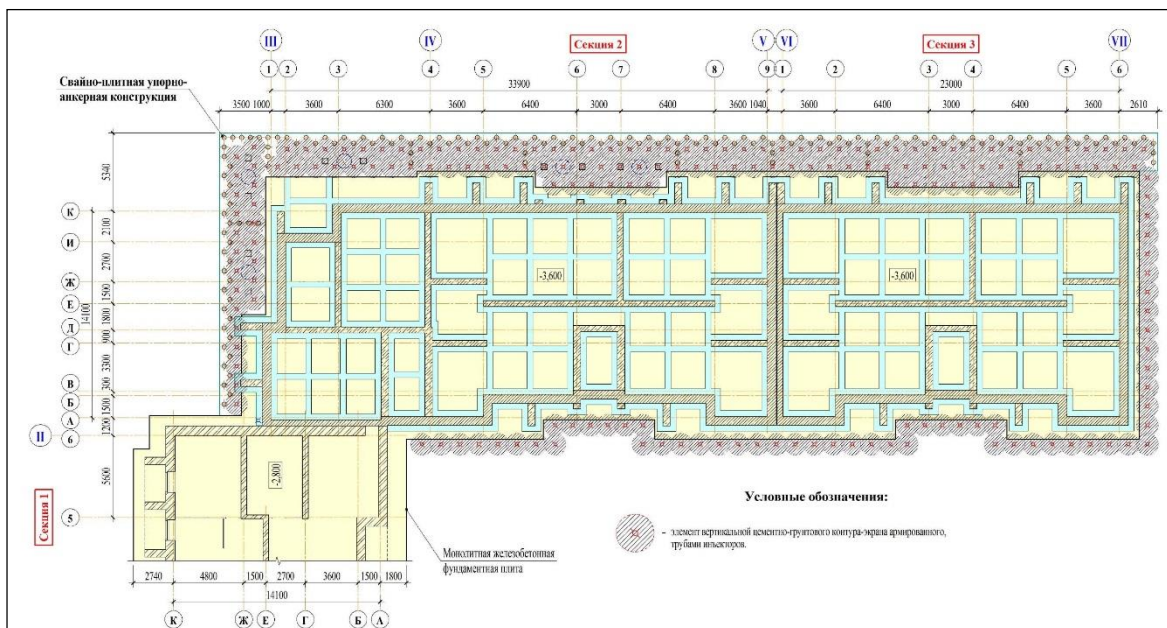


Рисунок 21 - Схема расположения элементов цементно-грунтового контура-экрана по периметру фундаментной плиты

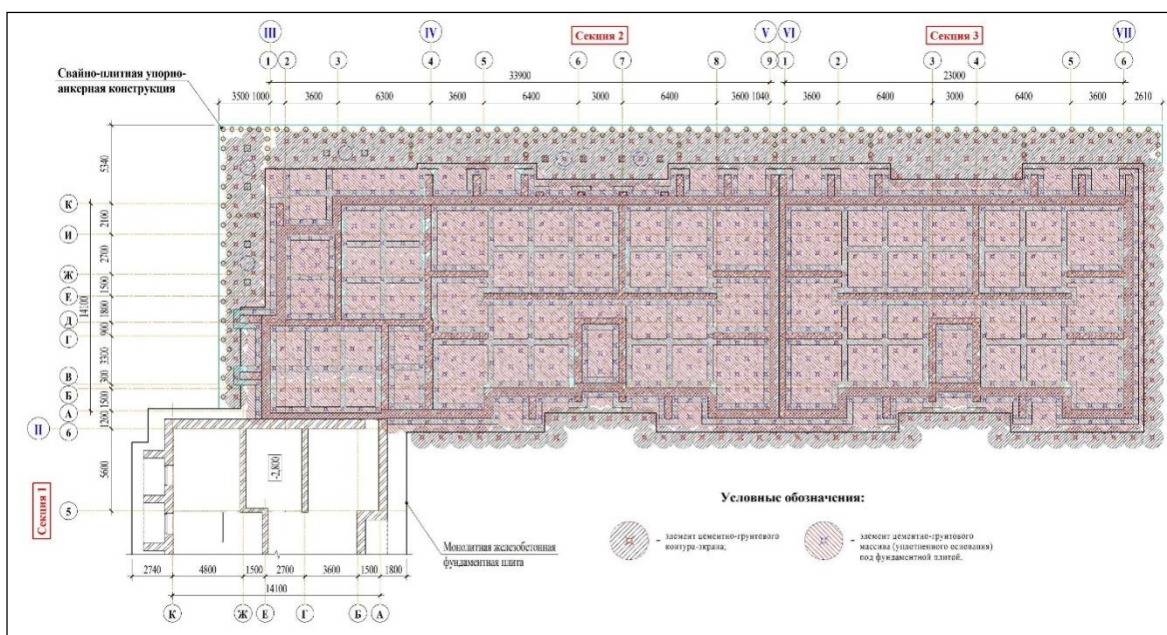


Рисунок 22 - Схема расположения элементов цементно-грунтового массива уплотненного основания

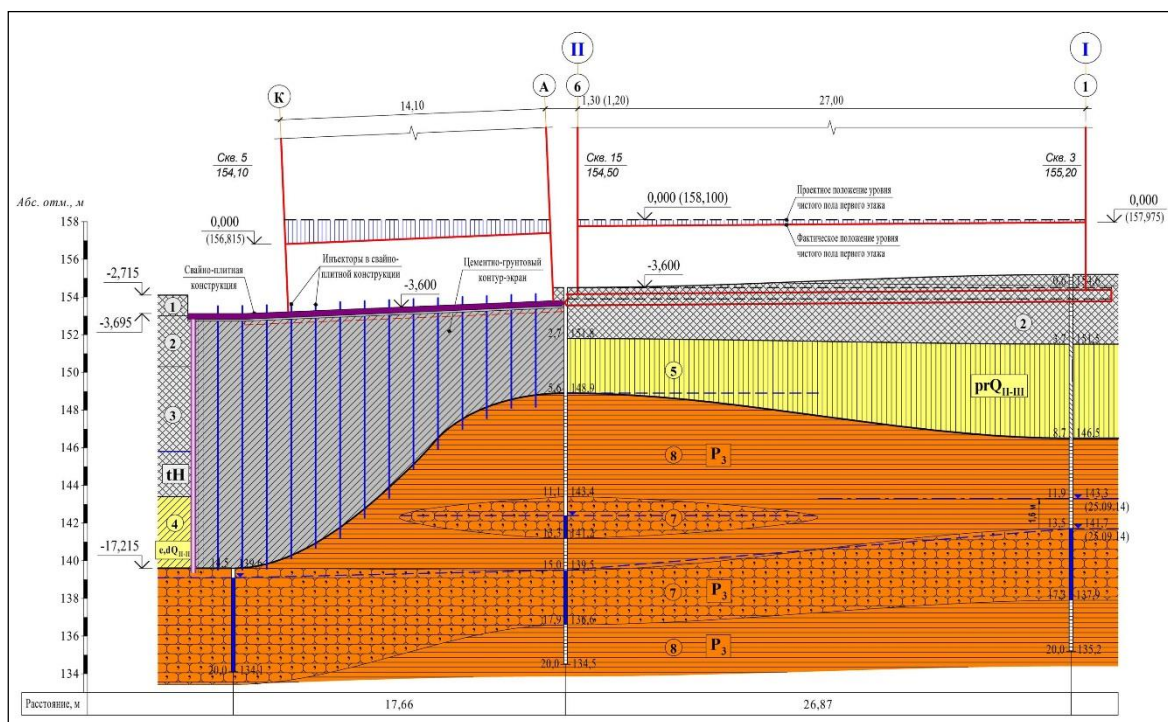


Рисунок 23 - Усиление грунтового основания устройством цементно-грунтового массива. Инженерно-геологический разрез (поперечный)

Расчетами напряженно-деформированного состояния уплотненного грунтового основания и усиленной фундаментной плиты подтверждена эффективность разработанных проектных решений [6].

Выводы

1. Причиной деформации жилого дома и разрушения его строительных конструкций являются чрезмерные по величине, неравномерные осадки грунтового основания.

2. Причиной развития чрезмерных деформаций здания является опирание фундаментной плиты на сильносжимаемую насыпь переменной мощности от 2,1 м до 11,5 м, сформированную в результате бессистемной засыпки отвершка Изоляторского оврага бытовыми отходами, строительным мусором, разнообразным грунтом.

3. В результате комплексного анализа результатов геотехнического мониторинга установлено следующее:

1) разрушение фундаментной плиты произошло на стадии возведения первых 3-ёх этажей здания;

2) в результате разрушения фундаментной плиты здание разделилось на 3 жёстких блока, сохраняющих свою геометрическую форму в процессе продолжающихся неравномерных деформаций грунтового основания;

3) усиление грунтового основания приведет к прекращению деформаций основания и опирающегося на него здания;

4) конструктивное усиление фундаментной плиты позволит исключить её разрушение как при производстве работ, так при дальнейшей эксплуатации здания.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* : утв. Минстроем России 16.12.2016 : дата введ. 17.06.2017. - Москва, 2016. – 225 с.
2. Григорьев Ю.С. Исследование причины деформации семиэтажного жилого дома на улице Ломоносова в Нижнем Новгороде / Ю.С.Григорьев, В.В.Фатеев // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. Нижний Новгород, 2017. - №2. – С. 46-53.
3. Григорьев Ю.С. Исследование напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты жилого дома на насыпном грунтовом основании / Ю.С.Григорьев, В.В.Фатеев // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. Нижний Новгород, 2017. - №4. – С. 16-22.
4. Григорьев, Ю. С. Причины деформации и разрушения строительных конструкций жилого дома, построенного на присклоновой территории / Ю. С. Григорьев, В. В. Фатеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2017. - №5. – С.10-15.
5. Grigor'ev, Yu. S. Reasons for deformation and failure of the structural units of an apartment building on a slopeside site / Yu. S. Grigor'ev, V. V. Fateev. // Soil Mechanics and Foundation Engineering / Springer Science+Business Media New York. – 2017. - Vol. 54, No. 5. - P.318-323.
6. Григорьев Ю.С. Усиление грунтового основания и фундаментной плиты жилого дома, построенного на участке с засыпанным отвершком оврага / Ю.С.Григорьев, В.В.Фатеев // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. Нижний Новгород, 2018. - №2. – С. 16-22.
7. Григорьев Ю.С. Верификация и валидация геомеханической модели грунтового основания деформирующегося здания / Ю.С.Григорьев, В.В.Фатеев // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. Нижний Новгород, 2018. - №3. – С. 16-22.
8. Григорьев Ю.С. Анализ напряжённо-деформированного состояния грунтового основания разрушающейся фундаментной плиты на основе результатов мониторинга деформирующегося многоэтажного здания / Ю.С.Григорьев, В.В.Фатеев // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. Нижний Новгород, 2019. - №2. – С. 35-43.

ВИЗУАЛЬНО-ИНСТРУМЕНТАЛЬНОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЯ ШКОЛЫ

Демьянов Алексей Анатольевич¹, к.т.н., доцент,
старший научный сотрудник
e-mail: Alexey-VITY@yandex.ru

Тучин Виталий Александрович², оператор 10 научной роты
e-mail: 19tva94@bk.ru

^{1,2} Научно-исследовательский институт (военно-системных исследований МТО ВС РФ) Военной академии материально-технического обеспечения имени генерала армии А.В. Хрулева, г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт обследования здания средней общеобразовательной школы города Санкт-Петербурга, построенной в 1936 году по типовому проекту для школ довоенного периода. Представлены особенности конструктивных решений. Описаны повреждения, выявленные при визуальном инструментальном обследовании здания. Сделаны выводы по обследованию и представлены рекомендации для дальнейшей реконструкции здания школы.

Ключевые слова: визуальное инструментальное обследование зданий; школа; дефекты; повреждения.

RESEARCH EXPERIENCE AND SPECIFIC STRENGTHENING OF BRICK FACADES OF MODERN MULTI-STOREY BUILDINGS

Demyanov Alexey Anatolevich¹, PhD (Eng), senior researcher, Assoc. Prof.
e-mail: Alexey-VITY@yandex.ru

Tuchin Vitaly Alexandrovich², operator 10 scientific company
e-mail: 19tva94@bk.ru

^{1,2} Research Institute of the Federal State-Owned «Military Educational Institution of Logistics named after General of the Army A.V. Khrulev» of the Ministry of Defense of the Russian Federation,
Saint-Petersburg

ABSTRACT

The article describes the experience of inspection the building of a secondary school in the city of St. Petersburg, built in 1936 according to a standard design for pre-war schools. Features of constructive solutions are presented. Damages identified during visual-instrumental inspection of the building are described. The findings of the survey are made and recommendations for further reconstruction of the school building are presented.

Keywords: visual-instrumental inspection of buildings; school; defects; damage.

Объектом обследования является здание средней общеобразовательной школы города Санкт-Петербурга, построенной в 1936 году по типовому проекту для школ довоенного периода (рис. 1).



Рисунок 1 – Обследуемое здание

В рамках работы проводилось обследование фундаментов из шурфов (5 шурфов), фиксация имеющихся дефектов и повреждений в конструкциях здания, определение категории технического состояния конструкций зданий, выполнение обмерных чертежей здания, составление выводов и рекомендаций по устранению выявленных дефектов конструкций зданий. Характер работ – визуально-инструментальное обследование.

При обследовании выполнены следующие работы [1]:

- анализ имеющейся проектно-технической документации;
- визуальная оценка состояния строительных конструкций зданий по косвенным признакам;
- определение размеров сечений основных конструкций;
- визуально-инструментальное обследование доступных для осмотра фундаментов, несущих стен, колонн, перекрытий и отделочных покрытий рассматриваемого здания, выявление дефектов на фасадах;
- откопка 5-ти шурфов под капитальными стенами здания;
- осмотр помещений с выявлением дефектов;
- фотофиксация выявленных дефектов и повреждений;
- составление схем расположения существующих дефектов и повреждений;
- определение категории технического состояния зданий на момент обследования и его предельно допустимых дополнительных деформаций;
- составление технического отчета о проделанной работе.

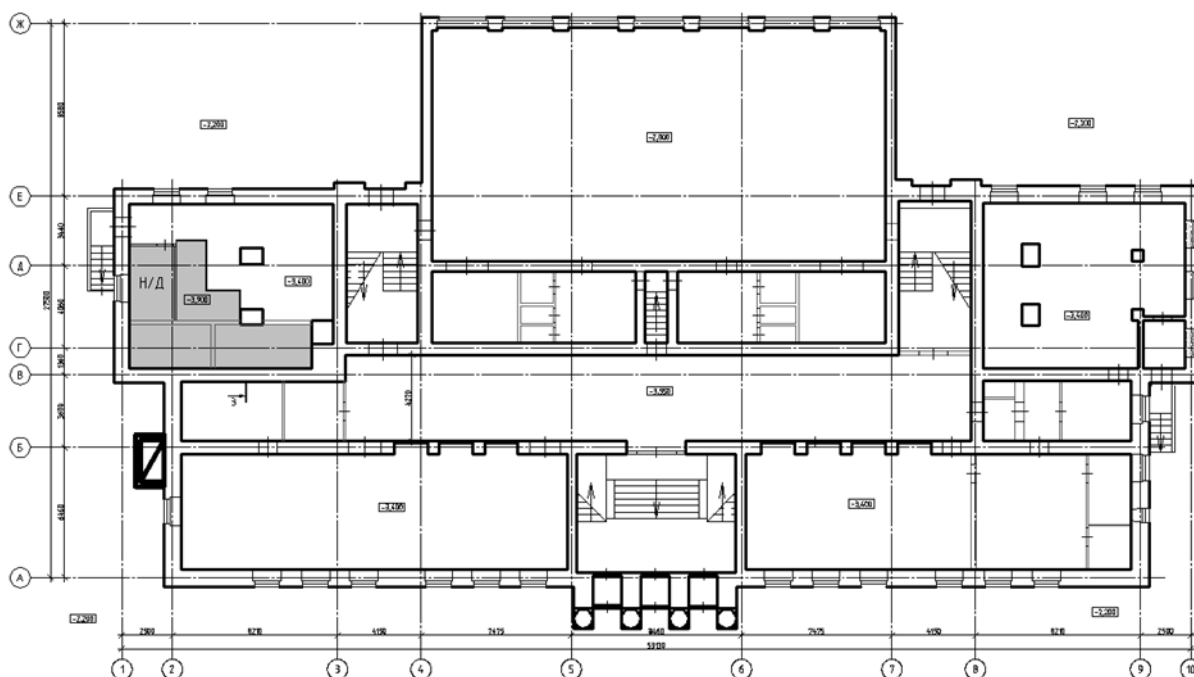


Рисунок 2 – Схема расстановки цифровых и буквенных осей здания

Здание школы – 5-ти этажное с цокольным 1-м этажом. Здание имеет сложную геометрическую форму в плане с максимальными размерами 53,74×28,14 м и высотой 21,3 м от уровня дневной поверхности.

Обследуемое здание состоит из двух частей (рис. 2).

Первая часть располагается в осях «1-10/А-Е», составляет основной объем здания и представляет собой пятиэтажное здание с цокольным 1-м этажом, в котором размещаются технические помещения и гардероб. На вышележащих этажах размещаются столовая и кабинеты.

Вторая часть располагается со стороны фасада по оси «Д», является пристройкой к главному зданию, представляет собой одноэтажное здание, в котором на данный момент находится спортивный зал.

Спортзал имеет прямоугольную форму в плане и располагается в осях «4-7/Д-Ж». Размеры пристройки в плане 23,55×8,2 м, высота пристройки 7-7,5 м.

Для передвижения между этажами в здании предусмотрено 2 лестницы, находящиеся в осях «3-4/Г-Е» и «7-8/Г-Е».

Обследуемое здание – бескаркасное с несущими наружными и внутренними кирпичными стенами [2].

Жёсткость и геометрическая неизменяемость здания обеспечивается совместной работой капитальных продольных и поперечных несущих стен, а также наличием жестких дисков междуэтажных перекрытий.

Фундаменты

В рамках данного обследования для определения конструкции и технического состояния фундаментов здания были выполнены следующие виды работ:

- откопка и освидетельствование 5-ти шурфов (1-го снаружи, 4-х внутри здания);
- осмотр и оценка состояния фундаментов;
- определение геометрических размеров фундаментов;
- фотофиксация шурфов, фундаментов, имеющих дефектов и повреждений;
- отбор и исследование проб грунтов основания.

По результатам обследования фундаменты здания – ленточные, бутовые и из ФБС [3].

На рис. 3 представлен план цокольного этажа с расположением выполненных шурфов.

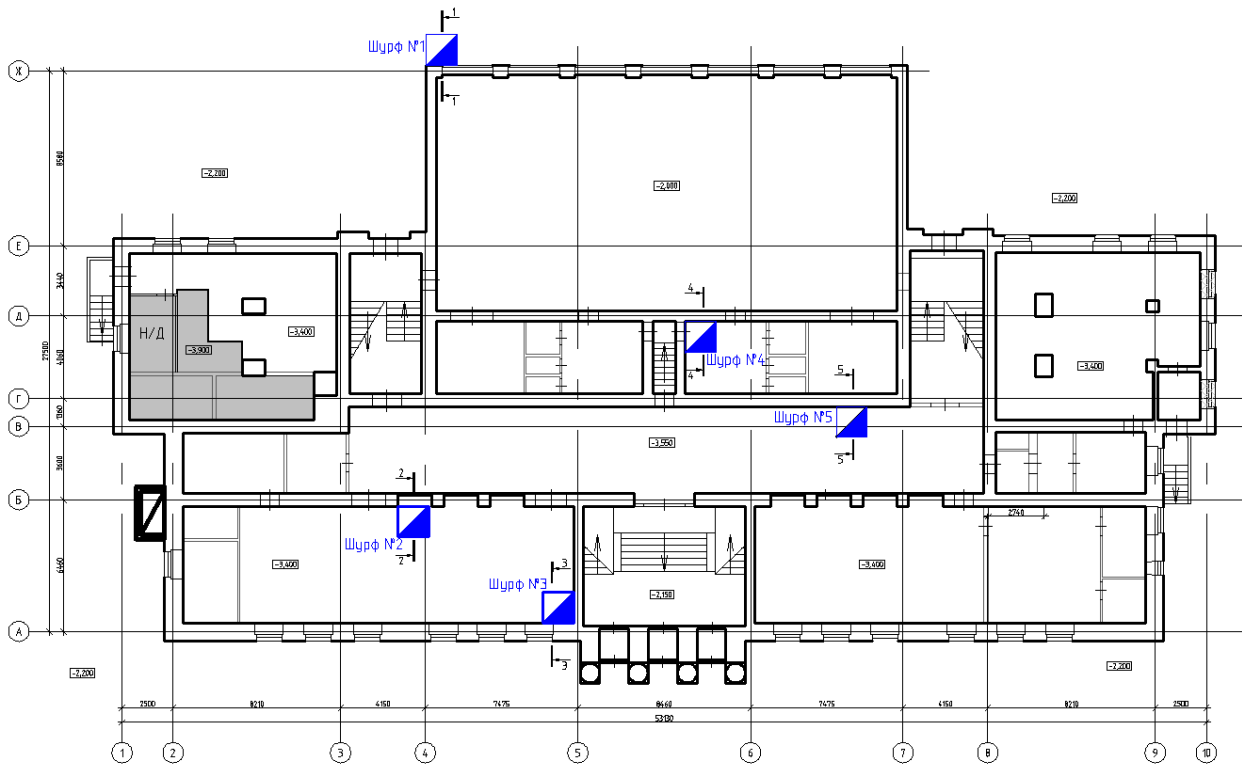


Рисунок 3 – План цокольного этажа с расположением выполненных шурфов

Шурфы выполнялись с дневной поверхности на дворовых территориях и с поверхности чистого пола цокольного этажа во внутренних помещениях. За относительную отметку 0.000 при описании шурфов был принят уровень чистого пола помещения (во внутренних помещениях), уровень асфальта (при наружных работах).

Пример шурфа представлен на рис. 4.

Состояние фундаментов после визуального освидетельствования было признано *работоспособным*.



Рисунок 4 –Фундамент под наружной несущей стеной

Стены, колонны, перегородки

Несущие стены выше отн. отм. +0,000 м – выполнены из красного керамического полнотелого кирпича (клинкерный, керамический) на сложном растворе и оштукатурены с двух сторон. Кладка выполнена в два ряда, система перевязки кладки – цепная. Толщина несущих стен с учетом штукатурного слоя - 620 ± 10 мм. Несущая стена вдоль оси «Д» толщиной 460 мм с учетом штукатурного слоя.

Несущие стены и колонны ниже отн. отм. +0,000 выполнены из монолитного железобетона. Толщина внешних железобетонных стен с учетом штукатурного слоя - 880 мм. Толщина внутренних железобетонных стен с учетом отделки - 620 мм.

Колонны – кирпичные (за исключением цокольного этажа), переменного сечения по высоте здания.

Цоколь здания – выступающий оштукатуренный, прослеживается по всему периметру здания, за исключением пристройки спортивного зала. Высота цоколя $\approx 2,2$ м от планировочной отметки окружающей территории.

Перегородки в здании кирпичные, деревянные, гипсокартонные, шлакоблочные толщиной от 100 мм до 300 мм включая отделочные слои.

В результате освидетельствования технического состояния стен, колонн и перегородок были выявлены следующие повреждения:

- горизонтальные трещины шириной раскрытия 0,2-1 мм;
- отшелушивание отделочного слоя стен;
- следы намокания плит перекрытия и балок;
- вертикальные трещины шириной раскрытия 0,5-2,0 мм;
- сетки волосяных трещин;
- наклонные трещины шириной раскрытия 0,5-1,0 мм;
- горизонтальная трещина по колонне шириной раскрытия 0,5 мм;
- трещина по арке шириной раскрытия 0,2 мм;
- трещина по стыку плиты перекрытия и стены шириной раскрытия 0,2-0,3 мм (рис. 5).



Рисунок 5 – Трещина по плите перекрытия, переходящая в наклонную трещину по стене шириной раскрытия 0,3 мм

Техническое состояние стен, колонн, перегородок 5-ти этажной части здания классифицируется как *работоспособное*.

Техническое состояние стен, пристроенного спортивного зала классифицируется как *ограниченно-работоспособное*.

Было проведена оценка прочности кирпичной кладки и раствора стен и колонн.

Оценка прочности проводилась прибором «Пульсар-2.1» («Научно-производственное предприятие «Интерприбор», г.Челябинск) в соответствии с СП 13-102-2003 [1]. Прибор предназначен для оценки свойств и дефектоскопии твердых материалов по времени и скорости распространения, и форме принимаемых ультразвуковых (УЗ) импульсов при поверхностном и сквозном прозвучивании. Область применения прибора – определение прочности, плотности и модуля упругости строительных материалов, а также звуковой индекс абразивов.

По результатам измерений в 48 точках после статистической обработки результатов измерений с учетом коэффициента корреляции получено, что марка кирпича – М200, марка раствора – М100 (рис. 6) [4].



Рисунок 6 – Инструментальное измерение кирпичной кладки на прочность

Полы и перекрытия

Междуэтажные перекрытия – смешанные (железобетонные, железобетонные по стальным балкам над цокольным этажом; деревянные по деревянным балкам – на остальных этажах). Сечение деревянных балок – 240×170 мм с шагом 0,8-0,9 м.

В результате освидетельствования технического состояния полов и перекрытий были выявлены следующие повреждения:

- трещина по плите перекрытия, переходящая на стену;
- трещина по стыку плиты перекрытия и стены шириной раскрытия 0,2-0,3 мм;
- следы замачивания по плитам перекрытия, по навесному потолку;
- отшелушивание отделочного слоя плит перекрытия.

На всех этажах выявлены многочисленные следы замачивания балок перекрытия и следы биологических повреждений (рис. 7).



Рисунок 7 – Следы замачивания и следы биологического поражения на балках перекрытия

Техническое состояние перекрытий классифицируется как *ограниченно-работоспособное*.

Лестницы

Здание обслуживается двумя лестницами, расположенными в осях «3-4/Г-Е»; «7-8/Г-Е». Лестничные площадки выполнены монолитными железобетонными по стальным балкам, лестничные марши – сборные железобетонные по стальным косоурам. Ширина проступи варьируется от 250-320 мм, высота ступени варьируется от 150-170 мм. Ширина лестничного марша варьируется от 1,45-1,9 м.

Обследованием не выявлено дефектов и повреждений конструкций лестниц, снижающих их техническое состояние. Имеются незначительные сколы, истертости, волосяные трещины.

Техническое состояние можно оценить как *работоспособное*.

Кровля

Кровля здания – стальная, крыша – двухскатная вальмовая с деревянной стропильной системой. Глубокая коррозия стальных оцинкованных листов до 90% площади кровли.



Рисунок 8 – Следы намокания кирпичной кладки и мауэрлата, гниение стропильных ног и обрешетки

Высота чердака до конька составляет 2,6 м. Стропильная система выполнена из деревянных наклонных стропил диаметром 200 мм, шаг стропил –

1-1,5м. Обрешетка выполнена из брусков сечением 40×50 мм с шагом 100-150 мм и доски толщиной 40 мм. Опорные стойки выполнены из шлакоблоков сечением 400×600 мм, шаг опорных стоек варьируется и составляет 1,28-3,04 м.

Техническое состояние классифицируется как *ограниченно-работоспособное*.

Инженерные системы

В здании имеются следующие инженерные системы:

- система отопления от городской котельной;
- централизованное горячее и холодное водоснабжение;
- система канализации со сбросом сточных вод в городскую сеть;
- система электроснабжения;
- слаботочные системы радиовещания и телефонии;
- система естественной вентиляции.

Водоотвод основного здания – организованный наружный, спортзала – не организованный.

Выводы по обследованию здания

1. По конструктивной схеме объект относится к бескаркасным зданиям с несущими наружными и внутренними стенами.

2. По результатам обследования фундаменты здания – ленточные, бутовые и из ФБС.

В результате обследования установлено, что техническое состояние фундамента является *работоспособным*.

3. Несущие стены 1-го (цокольного) этажа – выполнены бетона кл. В20. Толщина капитальных наружных стен на цокольном этаже с учетом отделочных слоев внутри и снаружи колеблется от 800 мм до 880 мм.

Несущие стены с 2-го по 5-й выполнены из керамического полнотелого кирпича на сложном растворе и оштукатурены с двух сторон. Система перевязки кладки – цепная.

Конструктивная толщина наружных стен с 2-го по 5-й этажей колеблется от 620 мм до 680 мм, кладка – в два с половиной кирпича. Толщина капитальных внутренних стен на всех этажах с учетом отделочных слоев колеблется от 600 мм до 660 мм. Конструктивная толщина внутренних стен колеблется от 490 мм до 650 мм.

Колонны – кирпичные, меняют размер сечения по высоте здания:

- Колонны цокольного этажа (с учетом отделки) – 1100×800±40 мм;
- Колонны первого этажа (с учетом отделки) – 620×960 мм, 600×790 мм, 800×1090 мм, 800×1050 мм;
- Колонны второго этажа (с учетом отделки) – 620×960 мм, 620×750 мм, 740×740 мм;
- Колонны третьего этажа (с учетом отделки) – 620×750 мм, 700×600±20 мм;
- Колонны четвертого этажа (с учетом отделки) – 580×900 мм, 600×600±20мм;
- Колонны на чердаке – 540×540 мм.

Перегородки в здании кирпичные, деревянные, гипсокартонные, шлакоблочные толщиной от 100 мм до 300 мм включая отделочные слои.

Перемычки над оконными и дверными проемами в капитальных стенах выполнены локально.

В результате освидетельствования технического состояния стен, колонн и перегородок были зафиксированы повреждения в виде следов замачивания, разрушения окрасочного и штукатурного слоев стен в отдельных местах, трещин шириной до 2,0 мм.

В результате обследования установлено, что техническое состояние стен, колонн и перегородок здания является *работоспособным*.

4. Междуэтажные перекрытия – смешанные (железобетонные, железобетонные по стальным балкам над цокольным этажом; деревянные по деревянным балкам – на остальных этажах).

В результате освидетельствования технического состояния перекрытий в доступных для осмотра местах были выявлены трещины шириной до 0,5 мм, следы замачивания и следы биологических повреждений.

В результате обследования установлено, что техническое состояние междуэтажных перекрытий здания является *ограниченно-работоспособным*.

5. Несущие конструкции покрытия выполнены в виде деревянных стропил, уложенных по несущим стенам. Кровля из стальных оцинкованных листов. Глубокая коррозия стальных оцинкованных листов до 90% площади кровли

В результате обследования установлено, что техническое состояние покрытия является *ограниченно-работоспособным*.

6. В здании имеются две лестницы, расположенные в осях «3-4/Г-Е»; «7-8/Г-Е». Лестничные площадки выполнены монолитными железобетонными по стальным балкам, лестничные марши – сборные железобетонные по стальным косоурам. Обследованием не выявлено дефектов и повреждений конструкций лестниц, снижающих их техническое состояние. Имеются незначительные сколы, истертости, волосяные трещины.

Техническое состояние можно оценить как *работоспособное*.

7. В соответствии с таблицей Б.1 [5] техническое состояние здания относится к *2-й категории технического состояния*, по [2] здание находится в *ограниченно-работоспособном состоянии*.

Рекомендации

1. Произвести полную замену кровли и локальную замену стропильной системы.
2. Инъектирование трещин в стенах и перекрытиях.
3. Выполнить вычинку кирпичной кладки.
4. Реконструкция междуэтажных перекрытий.
5. В дверных и оконных проемах, с отсутствующими перемычками, необходимо выполнить усиление каменной кладки сборными металлическими перемычками.
6. Выполнить восстановление отделочного слоя помещений и фасадных стен.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП-13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М: ФГУП ЦПП, 2003.
2. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – Москва: Изд-во Стандартиформ, 2014. – 54 с.
3. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01– 87.
4. ВСН -53-86. «Правила оценки физического износа жилых зданий» .М.,1988.
5. ТСН 50-302-2004 Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. // С.-Пб., 2004.
6. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* М.: ФГУП ЦПП, 2011.

УДК 699.8

МОНИТОРИНГ ЗДАНИЙ, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА ПОДРАБОТАННОЙ ТЕРРИТОРИИ ВЕРХНЕКАМСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ КАЛИЙНЫХ СОЛЕЙ В Г. БЕРЕЗНИКИ ПЕРМСКОГО КРАЯ

Ермаков Виктор Вениаминович¹, ведущий специалист, инженер
e-mail: ermakov-perm@mail.ru

Патраков Александр Николаевич², к.т.н., директор
e-mail: sd-perm@list.ru

^{1,2} ООО «Научно-производственный центр «Стройдиагностика»
(www.стройдиагностика.рф), г. Пермь

АННОТАЦИЯ

В статье приведена информация о мониторинге зданий в ограниченно работоспособном и аварийном техническом состоянии, находящихся в зоне техногенного воздействия рудника. Отражены особенности методики мониторинга, приведены результаты анализа наблюдений за деформированием зданий, воспринимающих усилия растяжения.

Ключевые слова: мониторинг зданий; подработанная территория; сдвиги земной поверхности; техногенные воздействия; ограниченно работоспособное и аварийное техническое состояние; методика; деформации и повреждения; анализ характера деформаций; выводы.

MONITORING OF BUILDINGS LOCATED IN THE AREA MINED OF THE VERKHNEKAMSK POTASSIUM SALT DEPOSIT IN BEREZNIKI CITY OF PERM REGION

Victor Ermakov¹, Leading Specialist, Engineer
e-mail: ermakov-perm@mail.ru

Alexander Patrakov², Ph. D., Director
e-mail: sd-perm@list.ru

^{1,2} LLC «Research and production center «Stroidiagnostika»
(www.стройдиагностика.рф), Perm

ABSTRACT

The article provides information on the monitoring of buildings in limit capable and emergency technical condition, located in the zone of technogenic influence of the flooded mine. The features of the monitoring methodology are described, the results of the analysis of observations of deformation of buildings that perceive tensile and compressive forces are presented.

Keywords: monitoring of buildings; territory of the flooded mine; the process of moving the earth's surface; technogenic influence; limit capable and emergency technical condition; methodology; deformation and defects; analysis of the nature of deformation; conclusions.

Значительная часть территории г. Березники подработана подземными горными выработками БКПРУ №1 Верхнекамского месторождения калийных солей (ВКМКС). Разработка велась с 30-х годов прошлого столетия вплоть до начала затопления рудника в результате техногенной аварии в 2006 году.

На подрабатываемых территориях развивается процесс сдвижения земной поверхности, проявляющийся в образовании мульд сдвижения, которые характеризуются оседанием, горизонтальным сдвижением и наклоном участков поверхности.

В результате затопления рудника процессы сдвижения земной поверхности и, соответственно, природно-техногенные воздействия на здания активизировались.

Территория затопленного выработанного рудником пространства была признана потенциально-опасной.

Результаты измерений осадок поверхности за период 2008-2011 гг. показали, что на некоторых участках шахтного поля значительно изменилось соотношение вертикальных и горизонтальных деформаций земной поверхности с увеличением горизонтальных деформаций. На площади всего ВКМКС коэффициент $a = \xi/\eta$ (горизонтальное смещение/оседание) варьируется в пределах 0,25-0,4. То, для опасной зоны после затопления значение коэффициента составило $a = 0,7-1,0$. Измерение горизонтальных деформаций показало, что фактические величины превышают расчетные в некоторых случаях в два раза [1].

Затопление выработанного пространства рудника БКПРУ-1 подземными водами завершилось к началу 2009 года. Геомеханические наблюдения, проводимые в течение всего периода затопления и после его завершения, показали,

что процесс сдвижения протекает неравномерно: выделились зоны с ускоренными, по сравнению с соседними участками, оседаниями земной поверхности [2].

Здания и сооружения в пределах мульд сдвижения в основном претерпевают усилия растяжения и сжатия, которые приводят к повреждениям, снижающим несущую способность конструкций; к расстройству узлов сопряжения конструкций, снижающим пространственную жесткость и геометрическую неизменяемость зданий.

Проведенными обследованиями определены здания, находящиеся в ограниченно работоспособном или аварийном техническом состоянии, что потребовало проведение мониторинга.

Требования к проведению мониторинга технического состояния зданий (сооружений), находящихся в ограниченно работоспособном и аварийном техническом состоянии, в зоне влияния техногенных воздействий на подработанной территории затопленного рудника определены в источнике [3].

Под мониторингом понимается система наблюдения и контроля за объектом, проводимая по определенной программе. Цель - контроль параметров, характеризующих его техническое состояние, для своевременного принятия мер по устранению возникающих негативных факторов, ведущих к ухудшению состояния, а также для отслеживания степени и скорости изменения параметров, для принятия, в случае необходимости, экстренных мер по предотвращению обрушения объекта.

В настоящее время ООО «Научно-производственный центр «Стройдиагностика» проводит мониторинг технического состояния жилых многоквартирных зданий в городе Березники Пермского края, которые находятся в ограниченно работоспособном или аварийном техническом состоянии и претерпевают деформации, приводящие к развитию существенных повреждений.

Мониторингу подвергаются в основном пятиэтажные панельные и кирпичные здания с количеством подъездов от 4-х до 14-ти, построенные по типовым сериям в 60-70-х годах прошлого века. Здания бескаркасные. Кирпичные здания конструктивно представлены: наружными и внутренними продольными, реже поперечными, несущими стенами с дисками перекрытий из сборных железобетонных элементов. Панельные здания представлены внутренними поперечными несущими железобетонными панелями, наружными самонесущими

панелями из ячеистого бетона, дисками перекрытий из сборных железобетонных плит, опирающихся на стеновые панели посредством платформенного стыка, ленточным железобетонным фундаментом под поперечные стены. Крепление всех элементов выполняется посредством закладных пластин и деталей на сварке.

В геологическом строении активная зона основания фундаментов зданий представлена отложениями двух систем: четвертичной и пермской. Отложения четвертичной системы представлены техногенными насыпными грунтами, делювиальными песками и суглинками. Грунты Пермской системы представлены мало прочными, до средней прочности, и прочными, размягчаемыми мергелями и песчаниками. Кровля залегания пород пермской системы располагается на глубине порядка 3-5 м.

Обследованием установлено, что здания построены по типовым сериям, которые не предназначались для строительства на подрабатываемых территориях. Здания не имеют конструктивных мер защиты.

Обследованиями были выявлены здания, деформационные швы которых таковыми не являются по причине того, что закладные детали конструктивных элементов смежных блок-секций соединены между собой сваркой. У зданий отсутствует надежная связь лестничных площадок со стенами. Грунты основания фундаментов зданий длительно увлажняются систематическими протечками из водонесущих коммуникаций.

Несущие строительные конструкции зданий получили существенные повреждения, обусловленные восприятием ими горизонтальных усилий растяжения и сжатия, вследствие сдвижения поверхности земли, конструктивными недостатками, неблагоприятным расположением зданий в пределах мульд сдвижения, активизации процессов сдвижения, низкого качества строительномонтажных работ при возведении, ненадлежащей технической эксплуатации.

Ниже рассматриваются панельные здания, воспринимающие горизонтальные усилия растяжения и сжатия.

В зданиях, воспринимающих усилия растяжения, имеет место расстройство узлов сопряжения конструктивных элементов: прошли горизонтальные смещения плит перекрытия относительно стеновых панелей в платформенных стыках, уменьшилась площадь опоры плит на стеновые панели, образовались сколы бетона стеновых панелей в платформенных стыках (рис. 1).



Рисунок1 - Вид повреждений и деформаций платформенного стыка панели перекрытия и стеновой панели

Поврежденные узлы расположены, как правило, хаотично по всему зданию. Причина деформаций и повреждений элементов в платформенных стыках, как уже было отмечено, - низкое качество монтажа строительных конструкций. В результате низкого качества монтажа здания имеют многочисленные «ослабленные» узлы сопряжений конструкций. Так, обследованием выявлены платформенные стыки, в которых, из-за отклонений при монтаже, плиты перекрытий опираются на несущие стеновые панели на величину порядка 20 мм и менее, при этом отсутствует связь конструкций между собой при помощи сварки закладных деталей.

Горизонтальные сдвигения прошли и в узлах сопряжения лестничных площадок со стенами. Расстройства связей сконцентрированы, как правило, по высоте лестничной клетки подъезда. Сосредоточение большого количества нарушенных связей по лестничным клеткам обусловлено конструктивной особенностью зданий, а именно, недостаточным количеством связей между элементами лестниц и стенами лестничных клеток.

Здания, воспринимающие усилия сжатия, претерпевают существенные деформации и повреждения в результате того, что имеющиеся деформационные швы имели недостаточную ширину. Произошло «закрытие» швов, и конструкции смежных блок-секций пришли в соприкосновение, стали оказывать воздей-

ствия друг на друга. При этом, конструкции испытывают деформации сдвига, приводящие к перекосам проемов, образованию «косых» трещин среза в продольных стенах и перегородках. В пределах блок-секций большой протяженности развиваются горизонтальные смещения ленточных фундаментов, приводящие к деформациям стеновых панелей, связанных с ними: кренам поперечных стен с максимальной реализацией в пределах подвала, трещинам среза в продольных стенах – диафрагмах жесткости.

У смежных блок-секций зданий, находящихся на склоне с разницей отметок этажей, из-за горизонтальных сжимающих усилий в результате соприкосновения конструкций, происходят искривление из плоскости внутренних поперечных стен, их «разрывы» горизонтальными и вертикальными трещинами, выход из плоскости и сколы материала простеночных панелей (рис. 2). Выявлены разрывы лент фундамента с образованием трещин в стенах подвала раскрытием до 40 мм, диагональные сколы на блоках вентканалов, крены поперечных несущих стен.



Рисунок 2 - Вид внутренней поперечной стены, получившей искривление из плоскости с образованием трещин «разрыва»

На основании результатов обследования были определены цели и задачи, разработана методика мониторинга.

Проводимый мониторинг позволяет определить характер и динамику развития деформаций зданий, в режиме реального времени определить наличие и величину прогрессирующих повреждений, в частности, расстройств узлов сопряжений конструкций на участках наибольшего развития деформаций, оценить развитие повреждений по их опасности для своевременного информирования, принятия соответствующих мер и проведению срочных мероприятий.

Методика мониторинга включает в себя следующие действия:

- На основании результатов обследования определяются места (узлы), которые требуют наблюдения за развитием деформаций, повреждения в которых могут привести к неблагоприятным последствиям.
- Определяются контролируемые параметры, по которым будет проводиться наблюдение и оценка, их предельные значения.
- Определяется сценарий действий в случае превышения контролируемыми параметрами предельных значений.
- Определяется номенклатура датчиков и периферийных устройств, производится комплектование приборной системы. Осуществляется их метрологическое обеспечение.
- Разрабатывается проект, производится монтаж и наладка приборной системы.
- Проводится организация технической поддержки.
- Определяются действия по изменению конфигурации приборной системы в случае появления повреждений новых узлов.

Для проведения мониторинга были использованы датчики линейных перемещений. Датчики установлены в узлах сопряжения конструкций, имеющих наибольшие повреждения, на трещины в несущих конструкциях, которые характеризуют состояние, пространственную жесткость и геометрическую изменяемость здания.

Датчики имеют необходимое метрологическое обеспечение.

Все измерения датчиками перемещений производятся относительно нуля, на который они были выставлены в начале цикла наблюдений. Точность измерений перемещений - 0,01 мм. Датчики присоединены к регистрирующему устройству через адаптер. Регистратор «опрашивает» датчики с заданной периодичностью, хранит данные, которые в режиме реального времени поступают на удаленный сервер, где происходит их обработка и анализ, оценивается возможная опасность

фиксируемых перемещений строительных конструкций, определяется порядок дальнейших действий.

Опыт мониторинга различных зданий в условиях влияния подработки в течение более 10 лет показывает, что на характер деформации конструкций и узлов оказывают влияние усилия, воспринимаемые зданием, возникающие при горизонтальных сдвигениях земной поверхности, и температурные деформации здания в целом.

Установлено, что у объектов, находящихся на территориях с высокими скоростями деформирования поверхности, в том числе с периодами активных деформаций, влияние температурных сезонных деформаций минимально. При этом преобладающим в деформировании конструкций является влияние подработки. Скорость таких деформаций, например, смещения элементов в узлах, может достигать величины до 10 мм в год.

У объектов с меньшим влиянием подработки преобладающими являются температурные деформации, которые в определенные периоды года оказывают значительные влияния на «расстроенные» узлы сопряжения конструкций. Скорость деформаций (смещений конструкций в узлах) в этом случае существенно ниже и, как правило, не превышает величину 1 мм в год.

В обоих случаях имеется влияние температуры, что сказывается на характере деформирования. В частности, фиксируются знакопеременные подвижки (смещения) конструкций в узлах. При этом нарастание смещений может происходить ступенчато с общей тенденцией к увеличению. На рисунках 3 и 4 представлены диаграммы линейных перемещений конструкций в узлах, раскрытия трещин во времени. Перемещения и раскрытия трещин обобщены и на графике представлены осью ординат: «Деформации». Цветом выделено «поведение» конкретного датчика.

Отмечаются существенные ступенчатые перемещения конструкций в узлах, которые происходят за короткие промежутки времени со скоростью до 0,5 мм/сутки. Такие подвижки, в основном, происходят в периоды активных температурных воздействий, при этом реализуются «накопившиеся» напряжения.



Рисунок 3 - График деформирования здания №1 за три года наблюдения

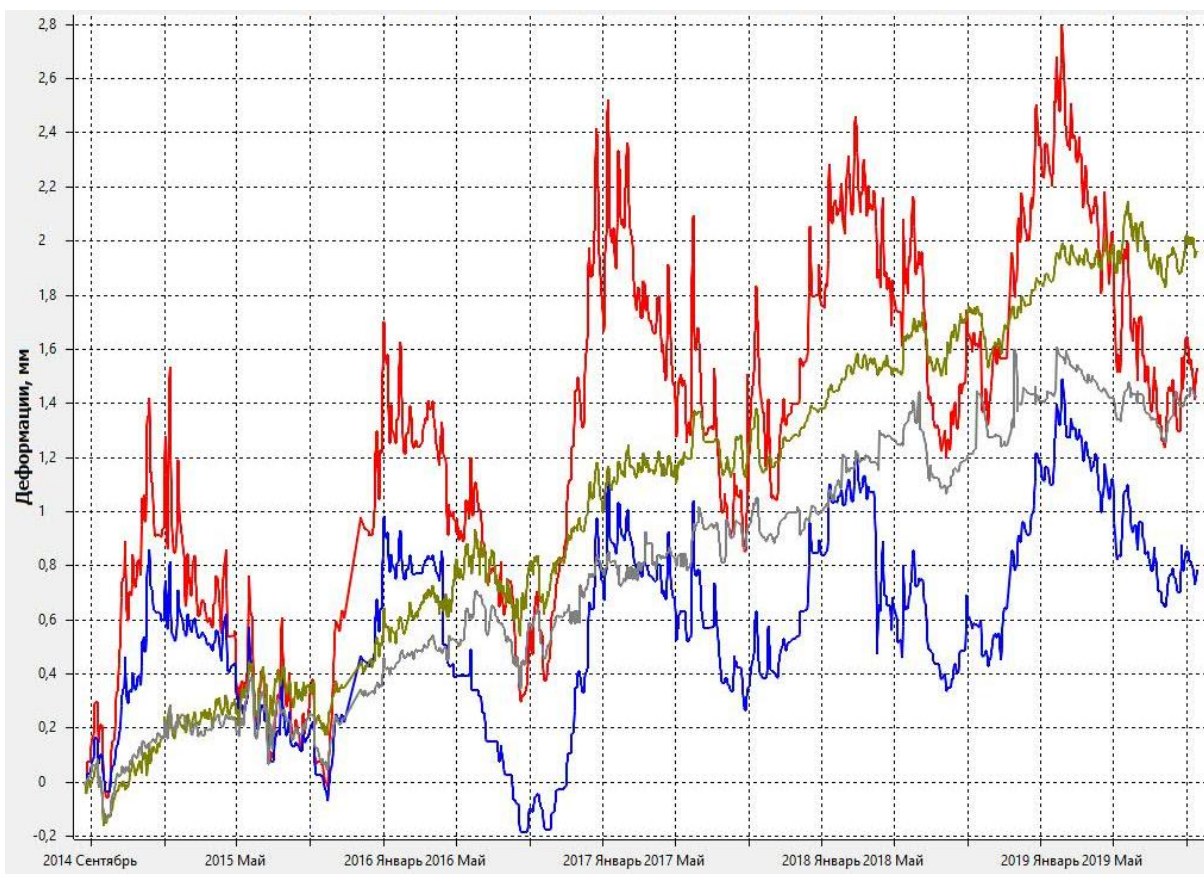


Рисунок 4 - График деформирования здания №2 за 5 лет наблюдения

Здания, расположенные на одной площадке, в пределах одной мульды, имеют общий характер деформирования. Зафиксированы периоды, когда здания имели одинаковый характер деформаций, выраженный в одновременных резких смещениях конструкций в узлах.

Помимо данных, получаемых посредством использования электронного приборного комплекса, специалисты периодически проводят осмотр конструкций, который позволяет выявить возникающие повреждения в новых узлах и оперативно скорректировать местоположение и количество датчиков.

За многолетний период мониторинга зданий неоднократно в автоматическом режиме формировалась и оперативно доводилась до определенных ответственных лиц служб администрации города информация о выходе контролируемых параметров за предельные значения.

На основании полученной информации предпринимались срочные меры по обеспечению безопасности жильцов, временному усилению конструкций.

Здания, находящиеся в аварийном состоянии по результатам мониторинга, выводятся из эксплуатации в режиме чрезвычайной ситуации с последующим сносом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Заключение по необходимости и срокам применения конструктивных мер защиты зданий и инженерных сетей г. Березники, расположенных в зоне влияния отработки силивинитовых пластов с учетом затопления шахтных выработок рудника БКПРУ-1 ОАО «Уралкалий». Контракт № 01-17/62 дог. ОАО «Галургия», Пермь, 2010 г.
2. Оценка технического состояния строительных конструкций зданий, подработанных горными работами в г. Березники. Инженерные обследования и оценка технического состояния строительных конструкций жилого дома по ул. Свердлова, 110 в г. Березники. Технический отчет. Шифр: 04.101-11000-ИО 10,. ОАО «Уральский научно-исследовательский и проектный институт галургии» (ОАО «Галургия». Г. Пермь, 2012 г.
3. ГОСТ 31937-2011. «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».

ИННОВАЦИОННЫЙ ДАТЧИК ДЛЯ ОЦЕНКИ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

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

e-mail: zeml_aa@mail.ru

Землянский Константин Анатольевич², ведущий инженер

e-mail: zeml_aa@mail.ru

Дубнов Семен Андреевич³, студент

e-mail: dubnov_semyon@mail.ru

^{1,3} Балаковский инженерно-технологический институт – филиал федерального государственного автономного образовательного учреждения высшего образования «Национальный исследовательский ядерный университет

«МИФИ» (<https://biti.mephi.ru>), г. Балаково

² Балаковская АЭС (<http://balnpp.rosenergoatom.ru>), г. Балаково

АННОТАЦИЯ

В статье представлен опыт создания инновационного датчика для измерения реактивного давления под подошвой плитных фундаментов и распределения давления в грунтовых основаниях по глубине активной зоны. Описаны существующие конструкции датчиков и методы оценки их погрешностей. Приведены технические характеристики нового датчика.

Ключевые слова: напряженное состояние грунта; эластичный датчик; струнный датчик; комбинированный датчик; гидроусилитель; активированный уголь.

THE INNOVATIVE TRANSDUCER FOR THE EVALUATION OF STRESS OF FOUNDATION BED

Zemljanskij Anatolij Andreevich¹, Doctor of Engineering Sciences, Professor

e-mail: zeml_aa@mail.ru

Zemljanskij Konstantin Anatol'evich², Senior Engineer

e-mail: zeml_aa@mail.ru

Dubnov Semyon Andreevich³, Student

e-mail: dubnov_semyon@mail.ru

^{1,3} Balakovo Institute of Engineering and Technology of the National Research Nuclear University MEPHI (Moscow Engineering Physics Institute) (<https://biti.mephi.ru>), Balakovo

² Balakovo NPP (<http://balnpp.rosenergoatom.ru>), Balakovo

ABSTRACT

The article describes the innovative transducer for evaluation of reaction pressure under base of mat foundations. It also considers pressure distribution in soil through its active zone depth. The current transducers structures and methods of evaluation of their accuracy are described. The new transducer specifications are given.

Keywords: stress of soil; elastic transducer; vibrating-wire transducer; combined transducer; hydraulic booster; activated carbon.

Работа грунтовых оснований при наличии нагрузки имеет сложный характер, а также зависит от множества различных факторов, таких как поровое давление, характер распределения деформаций и напряжений в активной зоне, динамика физических и механических свойств грунта с учетом различных граничных условий и степени нагрузок на основание.

В связи с этим усложняется разработка модели реального напряженно-деформированного состояния этих оснований. Как следствие, только при продолжительных экспериментах с применением высокоточных измерительных приборов становится возможным отобразить реальное НДС грунта, которое и является главенствующим фактором, влияющим на эксплуатационную надежность здания или сооружения [1,2,3].

На напряженное состояние грунта влияют контактные взаимодействия между зернами его скелета, внутренние напряжения в зернах скелета и давление воды в грунтовых порах. Наличие напряженного состояния в грунте связано с определенной конечной, но незначительной зоной. При этом полностью определенным считается такое состояние, при котором известны хотя бы шесть различных компонентов напряженного состояния (например, шесть нормальных напряжений на шести различно ориентированных плоскостях).

Эти нормальные напряжения определяются с помощью помещения искусственного тела в заданную зону, например, датчика нормальных напряжений, деформации или при помощи тела, изменения объемов которого могут быть

преобразованы в электрический сигнал. При этом необходимо, чтобы датчик обладал размерами, позволяющими нивелировать все факторы, вызывающие неоднородность напряжений в данной зоне грунта.

Важно отметить, что для снижения влияния инородных включений идеальный датчик должен обладать деформационными характеристиками, близкими к деформационным характеристикам грунта. Но реальный грунт обладает сложными многофакторными характеристиками, связанными с плотностью естественной структуры грунта, влажностью, хронологией его образования и нагружения, поэтому на практике очень трудно и почти невозможно создание датчиков, жесткостные характеристики которых, могут полностью совпадать со свойствами реальной грунтовой среды. Это в свою очередь приводит к тому, что датчик становится концентратором напряжений в близкой к нему зоне, что приводит к возникновению погрешностей при определении НДС.

Датчики могут располагаться по одной прямой, но для определения полного пространственного характера напряженного состояния грунта устанавливается группа датчиков, так чтобы их плоскости ориентировались в различных направлениях.

При определении механического поведения уникальных большепролетных, подземных, высотных, гидротехнических и энергетических объектов под нагрузкой, необходимо создание проекта размещения метрологической аппаратуры, при этом учитывается расположение датчиков, коммутаторов, линий измерительной цепи. Данный проект должен включать в себя пошаговый алгоритм всех работ и является частью всего проекта здания или сооружения. С целью получения реальных данных о работе основания требуется, чтобы плотность грунта в исследуемой области была близкой к плотности расположенных рядом грунтов. Необходимо, чтобы установка аппаратуры проводилась одновременно с укладкой грунта в исследуемую область. Также для определения физико-механических свойств грунта следует изъять его пробы в местах установки аппаратуры. Для получения максимально точных данных об НДС грунта необходимо обосновывать выбор применяемых датчиков с учетом их конструктивных особенностей и характеристик измерительных систем.

Все существующие датчики, измеряющие НДС грунта, относятся к нескольким типам, изображенным на рис. 1.

Опытным путем установлено, что при одноосной деформации датчик должен иметь наименьшую толщину и наибольшую жесткость. Во всех рассматриваемых конструкциях внутренняя полость датчика заполняется жидкостью. При помощи упругого элемента с наклеенными тензорезисторами изменение давления в жидкости преобразовывается в электрический сигнал. Подобные аппараты могут делаться в виде сплошных шайб из пьезокристаллов или из магнито-стрикционных материалов.

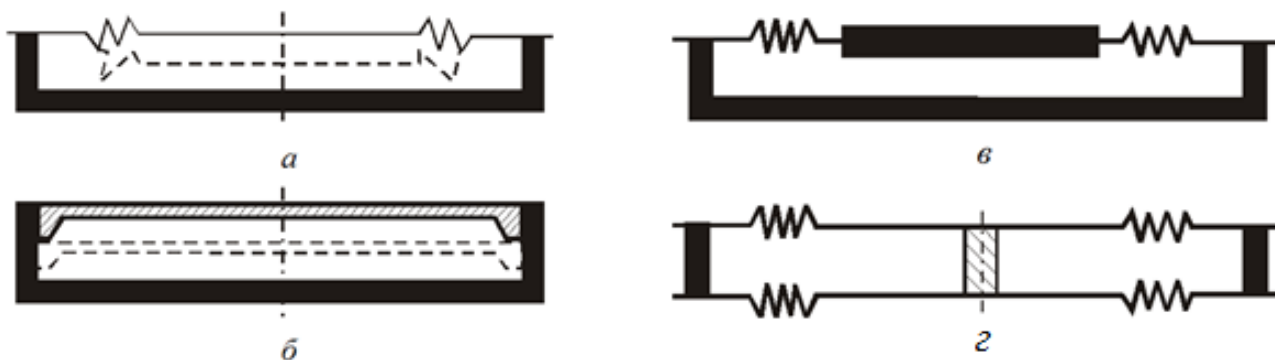
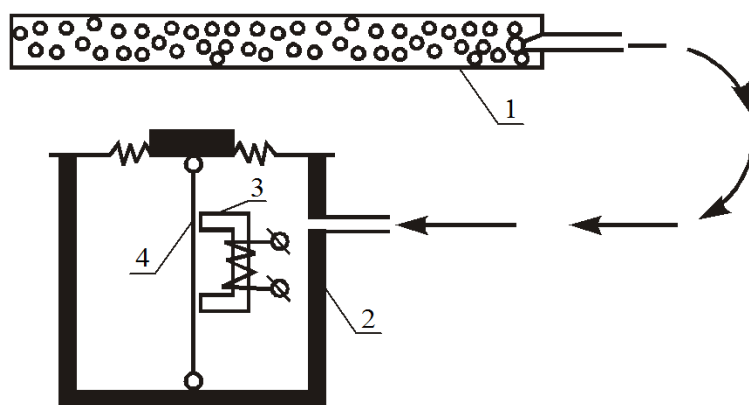


Рисунок 1 - Конструкции датчиков напряжений в грунтах:
а – с гибкой мембраной, б – мембранный с жесткой шайбой, в – поршневой,
г – типа «грибок»

При одноосном напряженном состоянии погрешность результатов составляет 10–15% в том случае, если ось датчика сонаправлена с главным напряжением. Однако если присутствуют напряжения в плоскости датчика, то погрешности выходящего сигнала могут достигать уже 100%. Для тонкого эластичного датчика (тонкая полость, заполненная жидкостью) эти погрешности не превышают 15%. Погрешности выходящего сигнала могут достигать 20-25% при колебаниях угла между направлениями перпендикуляра к рабочей поверхности обладающего большой жесткостью датчика и осью максимального главного напряжения. Наиболее точный характер взаимной работы датчика и грунтового основания определяется с помощью исследования влияния главных напряжений σ_r и σ_z , которые действуют в плоскости рабочей поверхности датчика, а также путем измерения третьего главного напряжения, которое действует перпендикулярно поверхности датчика, учитывая влияния граничных условия и особенностей загрузки. Режим нагружения при наличии больших деформаций в грунте влияет на то, что концентрация напряжений в грунте для абсолютно жестких дисковидных датчиков может изменяться в значительных диапазонах (для песка + 70...100% и до – 30...50%). Увеличение концентрации напряжений происходит из-за жестких грунтовых ядер, образующихся при трении

грунта на поверхности датчика. В связи с этим на практике следует стремиться к созданию датчиков, жесткость которых сопоставима с жесткостью самого грунтового основания. Рассмотрим конструкции наиболее часто встречающихся датчиков.

Эластичный датчик напряжений. Данный датчик имеет минимальную сжимаемость и толщину, достаточную площадь, позволяющую усреднять напряжения в рассматриваемой зоне. Эластичный датчик состоит из тонкого резинового диска, пронизанного сообщающимися полостями, с малосжимаемой жидкостью. Устройство эластичного датчика (см. рис. 2) – это два диска, соединенные по контуру во множестве точек по поверхности или тонкая прямоугольная трубка, уложенная в двойную спираль [4].



**Рисунок 2 - Эластичный датчик напряжений в грунте:
1 – поверхность датчика; 2 – струнный измеритель давления;
3 – электромагнит; 4 – струнный преобразователь**

Площадь поперечного сечения по поверхности малосжимаемой жидкости составляет 70-80% от всей площади датчика, а объем данной жидкости – 6...10% от объема датчика. Работа эластичного датчика основана на возникновении в рабочей жидкости давления, создаваемого напряжениями в грунтовом основании. После чего данное давление измеряется присоединенным к внутренней полости эластичного датчика струнным преобразователем, колебания в котором создаются электромагнитом. Опытным путем установлено, что чем меньше толщина резинового диска, тем меньше искажение при измерении нормальных напряжений и погрешность в таком случае не будет превышать $\pm 15\%$.

На рис. 3. представлена кривая зависимости погрешности измерения напряжений σ_z нормальных к плоскости датчика от отношения значений главных напряжений σ_r и σ_z , действующих в плоскости датчика. Кривая 2 отобра-

жает похожую зависимость для жесткого датчика при аналогичных режимах нагружения. Максимальная погрешность для эластичного датчика не превышает 15%.

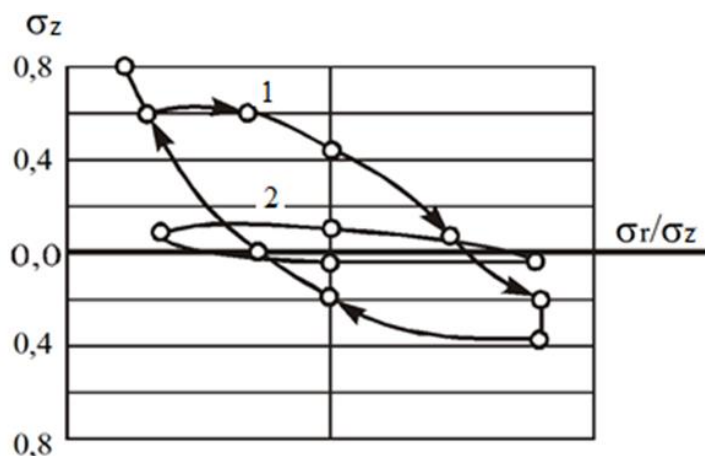


Рисунок 3 - Погрешность эластичного и жесткого датчиков напряжений в грунтах

Для максимального избежания погрешностей требуется проводить поверку данных приборов на специальном оборудовании. В таких испытательных установках гидравлическим или пневматическим способом создают заданные давления на рабочую поверхность датчика. Термочувствительность датчиков напряжения определяют при помощи термостатов, оснащенных термометрами.

Струнные жесткие датчики используются при измерении напряжений в зоне контакта объекта и грунтового основания. Деформационные характеристики этих датчиков близки характеристикам бетона. Конструктивные особенности данных датчиков представлены на рис. 4. В отличие от эластичных датчиков в жестких напряжения в грунте передаются с контактной площадки внешней мембраны через гидравлическую полость на рабочую мембрану. Струна крепится к данной мембране нижним струнодержателем, а к защитному кожуху верхним струнодержателем. Колебания струны также возбуждаются при помощи электромагнита.

В кожухе датчика расположено заливное отверстие, а также резьба для установки датчика в конструкции сооружения. Выходной сигнал измеряется частотомером. Для того чтобы рабочая поверхность датчика и поверхность конструкции совпадали, датчики устанавливают в закладные гнезда или обоймы, жестко забетонированные в конструкцию. При изучении совместной работы монолитных фундаментов и грунтового основания обоймы предварительно бетонируют в небольших блоках, которые после закрепления датчиков уста-

навливаются в требуемых зонах. Для избежания влияния напряжений, появляющихся в бетоне при твердении, боковая поверхность датчика покрывается материалом с низким модулем упругости.

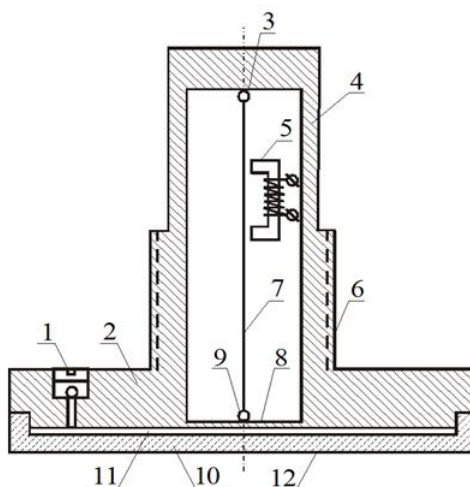


Рисунок 4 - Схема датчика напряжений:

- 1 – заливное отверстие; 2 – кожух; 3 – струнодержатель;
4 – защитный кожух; 5 – электромагнит; 6 – резьба; 7 – струна;
8 – мембрана; 9 – струнодержатель; 10 – внешняя мембрана;
11 – гидравлическая полость; 12 – контактная площадка**

Существуют конструкции датчиков, в которых применяются не струнные, а тензорезисторные преобразователи, которые прикрепляются к упругому элементу. Такие датчики имеют сравнительно малые размеры и используются при экспериментальном моделировании во время динамических и статических испытаний.

На практике также применяют **комбинированный датчик**. Он способен измерять как нормальные, так и касательные напряжения в грунтовом основании. Схема такого датчика приведена на рис. 5. В работе комбинированного датчика лежит принцип, аналогичный предыдущим. Давление грунта N по нормали воздействует на рабочую диафрагму датчика. Деформации диафрагмы при помощи наклеенного в центре ее внутренней поверхности тензорезистора TR преобразуются в электрический сигнал, пропорциональный нормальному давлению грунта. Также на внутренней поверхности кожуха находится пластина с наклеенным на нее компенсационным тензорезистором TR_k , который компенсирует все температурные воздействия.

Возникающие в горизонтальном и вертикальном направлениях сдвиговые усилия Q вызывают силы трения на поверхности диафрагмы, которые деформируют упругий элемент, жестко закрепленный в корпусе прибора. При этом

тензорезисторы TR_1 и TR_2 воспринимают вертикальное касательное усилие, а тензорезисторы TR_3 и TR_4 – горизонтальное усилие. Указанный датчик способен по отдельности определять нормальные и касательные напряжения в грунтовом основании в пределах всей активной зоны.

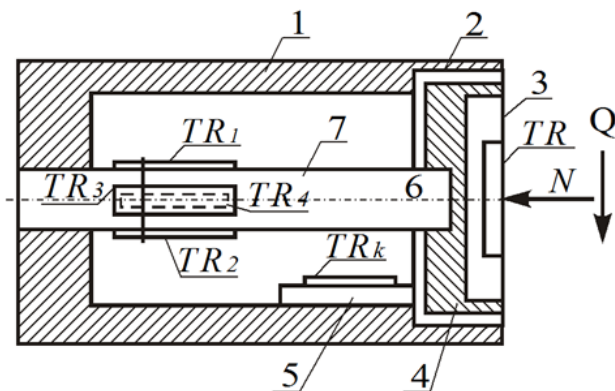


Рисунок 5 - Схема датчика для измерения нормальных и касательных напряжений:

1 – корпус; 2 – зазор; 3 – рабочая диафрагма; 4 – диафрагмы; 5 – пластина; 6 – свободный конец упругого элемента; 7 – упругий элемент

За счет зазора диск диафрагмы, жестко закрепленный на свободном конце упругого элемента, способен свободно перемещаться относительно корпуса.

С помощью гидроусилителя тензометрический датчик способен с меньшими погрешностями определять сложное напряженное состояние грунта под подошвой фундамента. В датчике, изображенном на рис. 6, нормальное усилие P и поперечное усилие Q приложены к рабочей поверхности чувствительного элемента.

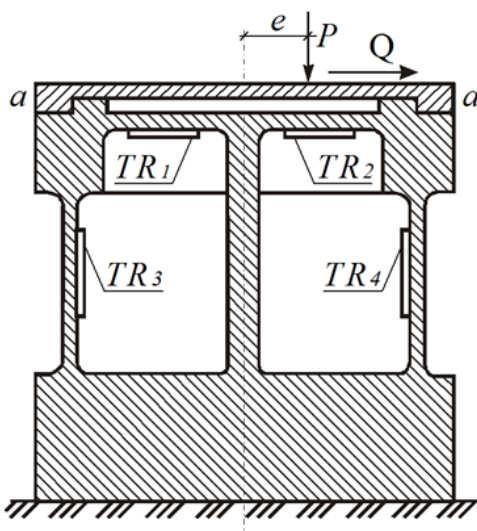


Рисунок 6 - Схема датчика для измерения нормальных и касательных напряжений в грунтах

Сила, действующая по нормали с эксцентриситетом, приводит к деформированию упругих элементов, с наклеенными на их внутренней поверхности тензорезисторами TR_1 и TR_2 . В свою очередь касательные усилия вызывают изгиб упругих тонких элементов, на которых установлены тензорезисторы TR_3 и TR_4 . Данная система способна определять эксцентриситет e , а также значения P , Q_y и Q_z .

С целью снижения всех вышеописанных погрешностей, авторами настоящей работы разработан принципиально новый, **инновационный датчик** для измерения активного давления в грунте, который обладает высокими техническими характеристиками. Датчик предназначен для измерения активного нормального давления, а также его приращения в грунте при строительстве и эксплуатации различных уникальных зданий и сооружений, при проведении полевых, камеральных, лабораторных экспериментальных исследований и эксплуатации оснований и фундаментов указанных объектов в сложных инженерно-геологических условиях (см. рис. 7).

В рассматриваемом датчике активным элементом является пьезорезистор из активированного угля, жесткость которого сопоставима с жесткостью большинства грунтовых оснований в естественных условиях, что позволяет упростить конструктивную схему датчика и резко повысить его чувствительность и надежность при использовании в жестких полевых условиях, в течении многих десятилетий, в ходе эксплуатации возведенных уникальных строительных объектов.

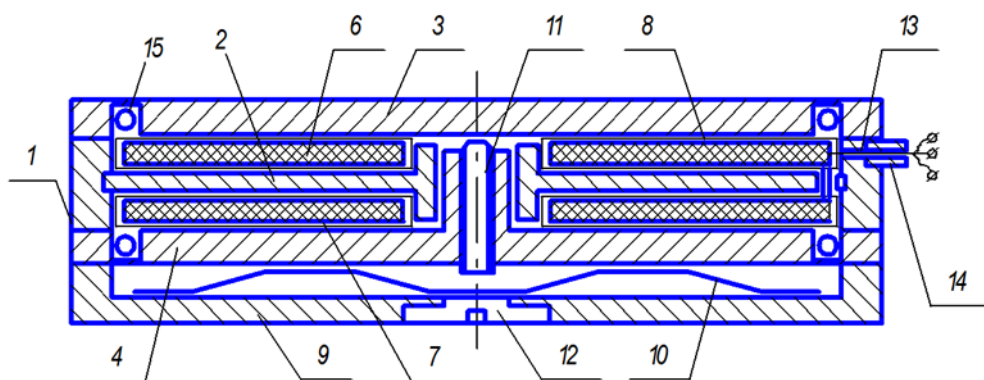


Рисунок 7 - Инновационный датчик для измерения давления в грунте:
1 – корпус; 2 – жёсткая перегородка; 3 – рабочий штамп; 4 – вспомогательный штамп; 5 – верхний пьезорезистор; 6 – нижний пьезорезистор; 7 – токосъёмные обкладки; 8 – изолирующие прокладки; 9 – нижняя крышка; 10 – плоская пружина; 11 – микровинт; 12 – заглушка; 13 – сальник; 14 – уплотнительный элемент; 15 – наполнитель

Таблица 1 -Технические характеристики датчика

Диапазон измеряемых давлений, МПа	0...0,5
Чувствительность, МПа	0,001
Модуль упругости, МПа	80...100
Коэффициент тензочувствительности	≥ 100
Геометрические размеры датчика, мм	
диаметр	24,0
высота	4,0
Диапазон рабочей температуры, С ⁰	-40...+50

В настоящее время конструкция рассматриваемого датчика защищена патентом на изобретение, а в лаборатории БИТИ (филиал) НИЯУ МИФИ г. Балаково создан рабочий прототип данной системы измерения [5,6], который был успешно использован в полевых условиях для оценки НДС грунтового основания под крупноразмерными резервуарами, где показал надежные результаты.

Выводы

1. Рассматриваемый в данной работе инновационный датчик обладает простой конструкцией, что дает возможность избежать использования дорогих материалов и компонентов, а также упростить технологию изготовления измерительных приборов данного рода. Данный аппарат обладает высокой надежностью и способен высокоточно определять напряженное состояние в различных грунтовых основаниях при его тарировке перед каждым единичным применением.

2. Размеры разработанного датчика могут изменяться до размеров, соизмеримых с рабочей средой, в частности с зернами песчаного грунта, что позволяет планировать и выполнять широкомасштабные эксперименты не только на макро, но и на микроуровне, при этом на практике возникнет реальная возможность более достоверно и с большей разрешающей способностью изучать фактический характер работы грунтов под различными объектами с минимальными искажениями и погрешностями, что позволит увеличить общий уровень эксплуатационной надежности возводимых объектов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений М.: АСВ. 2004. 240 с.
2. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва. Стандартиформ, 2014.
3. РД ЭО 0462-03 Методика по обоснованию срока службы строительных конструкций зданий и сооружений атомных станций. Москва. ОАО «Концерн Росэнергоатом» 2015.
4. Землянский А.А. Патент № 1478059 Устройство для измерения давления в грунте. Москва. Федеральная служба по интеллектуальной собственности, патентам и товарным знакам. 1987.
5. Землянский А.А. Патент № 1673895 Мессдоза для измерения давления. Москва. Федеральная служба по интеллектуальной собственности, патентам и товарным знакам. 1991.
6. Землянский А.А. Патент № 2295118 С1 Магнитоупругий датчик. Москва. Федеральная служба по интеллектуальной собственности, патентам и товарным знакам. 2007.

МОНИТОРИНГ ПРОЦЕССА ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ВБЛИЗИ СТРОЯЩЕГОСЯ ОБЪЕКТА

Казанцев Александр Игоревич, к.т.н., ассистент
e-mail: kazantsev.aleksander@gmail.com
ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский горный университет»,
г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются вопросы мониторинга процесса деформирования земной поверхности возле строящегося объекта. Рассмотрены недостатки традиционных методов мониторинга деформаций зданий и сооружений. Обоснована целесообразность и эффективность геодезических наблюдений за смещениями земной поверхности в условиях уплотнительной застройки. Рассмотрена технология определения координат контрольных точек земной поверхности полярным способом со съемочной станции. Разработана технологическая схема обеспечения мониторинга земной поверхности по поверхностным грунтовыми маркам. Приведены результаты наблюдений. Представлена методика геодезических наблюдений за деформациями на земной поверхности, которыми могут инициироваться опасные деформации в охраняемом объекте. Определены направления дальнейших исследований, необходимых для повышения контроля устойчивого состояния зданий и сооружений в условиях уплотнительной застройки.

Ключевые слова: геодезический мониторинг; земная поверхность; деформации; котлован; строящийся объект.

MONITORING DEFORMATION OF THE EARTH SURFACE NEAR A BUILDING UNDER CONSTRUCTION

Kazantsev Aleksandr Igorevich, PhD, Assistant Lecturer
e-mail: kazantsev.aleksander@gmail.com
Saint Petersburg Mining University,
Saint-Petersburg

ABSTRACT

The article discusses the monitoring of the process of deformation of the earth's surface near an object under construction. The disadvantages of traditional methods for monitoring the deformation of buildings and structures are considered. The expediency and effectiveness of geodetic observations of displacements of the earth's surface in the conditions of sealing development is substantiated. The technology of determining the coordinates of control points of the earth's surface by the polar method from a survey station is considered. A technological scheme has been developed to ensure monitoring of the earth's surface by surface soil marks. The results of observations are presented. The technique of geodetic observations of deformations on the earth's surface, which can initiate dangerous deformations in a protected object, is presented. The directions of further research necessary to increase the control of the steady state of buildings and structures in the conditions of sealing development are determined.

Keywords: geodetic monitoring; earth surface; deformations; foundation pit; building under construction.

Введение

Под геодезическим мониторингом деформаций строящегося объекта понимается комплекс геодезических работ, которые выполняются в процессе возведения объекта, и предназначенных для обеспечения надежности строительства возводимого объекта, сохранения технического состояния окружающей застройки, а также сохранения окружающей среды.

В качестве объектов геодезического мониторинга выступают:

- Возводимые объекты;
- Существующие здания, сооружения, объекты незавершенного строительства, которые попадают в зону влияния строительства;
- Другие объекты, предусмотренные техническим заданием.

В настоящее время основным нормативным документом, который определяет вопросы, касающиеся мониторинга деформаций зданий и сооружений, является ГОСТ 24846-2012 [1]. В приведённом документе в качестве основного метода наблюдений за вертикальными перемещениями рекомендуется использовать геометрическое нивелирование, выполняемое оптическим нивелиром. Наблюдения за горизонтальными перемещениями фундаментов зданий и сооружений рекомендуется выполнять методом створных наблюдений, отдель-

ных направлений, триангуляции, фотограмметрии или комбинациями перечисленных методов.

Рекомендованные в ГОСТе методы предусматривают лишь определение положения контрольных точек, расположенных на объекте наблюдения. При таком подходе результаты измерений лишь констатируют негативное влияние. Дело в том, что возведение объектов связано с возникновением открытой выработки - котлована. Его создание приводит к перераспределению сил, действующих в грунтовом массиве и, как следствие, деформированию грунтовых масс. Как правило, при этом существующие объекты могут претерпевать деформации. В их стенах могут появляться трещины, или происходят нарушения эксплуатационной пригодности отдельных конструктивных элементов. В первую очередь опасность грозит историческим зданиям, возраст которых 100 и более лет, фактически исчерпавшим свой срок эксплуатации.

Таким образом, вполне обоснованным решением является организация и проведение мониторинга процесса деформирования земной поверхности возле возводимого объекта. Такими наблюдениями следует дополнять традиционные геодезические способы определения положения контрольных точек, расположенных на объекте наблюдения. Проведение таких комплексных наблюдений позволит:

- повысить надежность контроля безопасности существующих объектов;
- разделить случаи, когда возведение объектов влияет на техническое состояние существующих объектов, и когда нет;
- своевременно принять необходимые защитные меры.

Методика

Для сохранения технического состояния существующих объектов, в процессе возведения новых объектов, необходимо определение зоны влияния строительства, т.е. участка, на котором могут происходить деформационные процессы из-за влияния котлована. Основными факторами, обуславливающими это влияние, являются размеры котлованов возводимых объектов и физико-механические свойства грунта.

В качестве объектов исследования были выбраны котлованы с размерами характерными для строительства в Санкт-Петербурге. Физико-механические свойства грунтов были приняты в соответствии с ТСН 50-302-2004 [2]. Выделе-

ны 3 типа грунтовых массивов с усредненными характеристиками грунта, 1 тип «слабые грунты» с модулем деформации ($E < 10$ МПа), 2 тип «грунты средней прочности» ($E = 10 - 100$ МПа) и 3 тип – «прочные грунты» ($E > 100$ МПа).

В процессе исследования было промоделировано влияние разработки котлована на грунтовой массив. Моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива, выполнялось с использованием программного комплекса (ПК) Plaxis 3D, который базируется на широко известном методе конечных элементов. Для описания поведения грунта применялась упругопластическая модель Кулона-Мора. Расчетные параметры и результаты исследований приводятся в публикации [3, 4].

Отметим, что в результате исследований была получена номограмма, которая позволяет определять потенциально-опасные зоны (ПОЗ) на земной поверхности вблизи котлована. Полученная в результате исследований информация позволяет прогнозировать зоны, в которых необходимо осуществлять мониторинг деформационных процессов, происходящих на земной поверхности.

Комплексный геодезический мониторинг деформаций объектов, попадающих в зону влияния, предусматривает проведение наблюдений за процессом деформирования земной поверхности. Для производства наблюдений за горизонтальными сдвигами земной поверхности предлагается использовать трубчатые марки с винтовым якорем. Поверхностные грунтовые марки предлагается закладывать на расстоянии 5 м от края котлована, равномерно с шагом 5 м на профильных линиях наблюдательной станции. Количество и расположение профильных линий предложено выбирать в зависимости от отношения длины котлована к его ширине. При квадратной конфигурации котлована $L1 = L2$ закладку грунтовых марок предлагается делать на профильных линиях, расположенных перпендикулярно к объектам в ПОЗ. При прямоугольной конфигурации котлована $L1 > 2 \cdot L2$, закладку грунтовых марок предлагается делать на профильных линиях, которые располагают по простиранию и вкрест простирания котлована перпендикулярно к объектам, расположенным в ПОЗ.

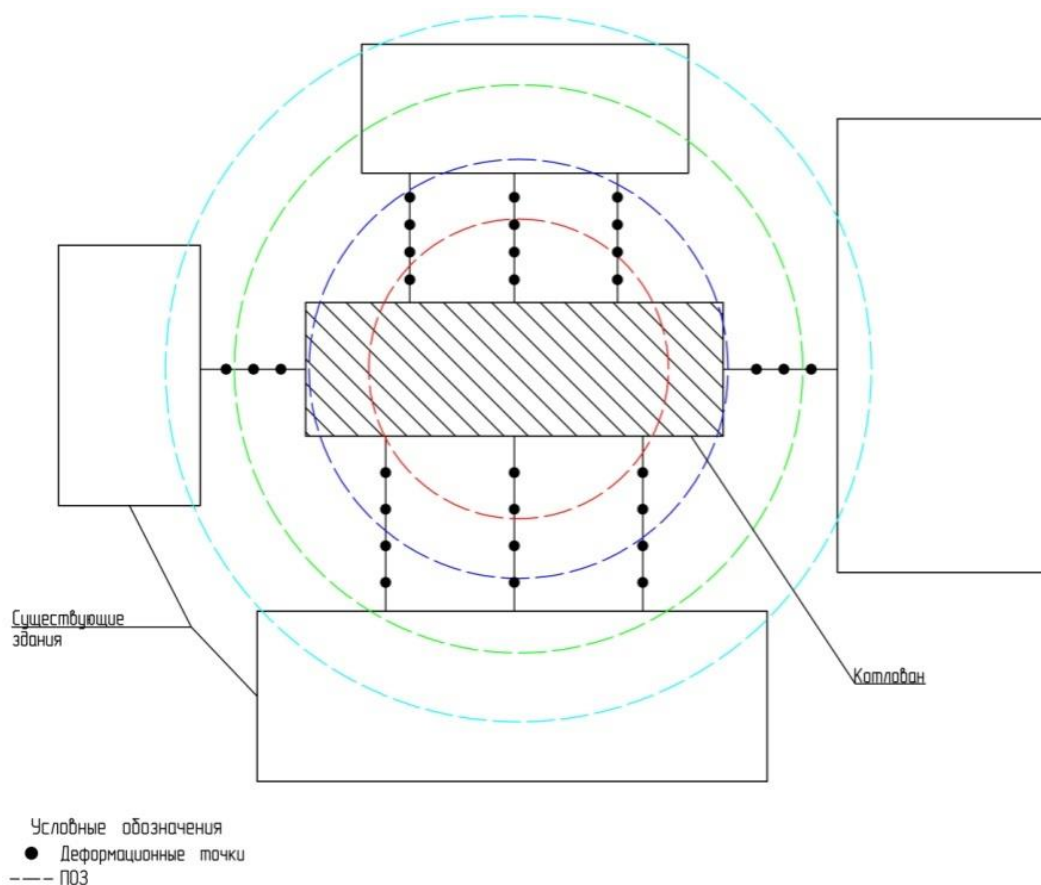


Рисунок 1 – Расположение профильных линий при прямоугольной конфигурации котлована

Определение положения контролируемых точек земной поверхности выполняют относительно пунктов опорной сети. В результате получают смещения точек земной поверхности, так как поверхностные грунтовые марки наблюдаются относительно неподвижных пунктов, расположенных вне зоны влияния строительства.

Мониторинг за деформациями предлагается организовывать следующим образом. Тахеометр приводится в рабочее положение над съемочной станцией. В меню тахеометра выбирается режим измерений «обратная засечка» и выполняются наблюдения на опорные пункты. Со съемочной станции полярным способом измеряются все направления и длины сторон, включая направления на пункты опорной сети и контрольные точки. В результате измерений получают координаты контрольных точек. Сравнивают координаты контрольных точек, полученные в разных циклах наблюдений, и определяют горизонтальные смещения контрольных точек. По изменению расстояний между контрольными точками определяют горизонтальные деформации земной поверхности. Технологическая схема геодезических наблюдений приводится на рис. 2.

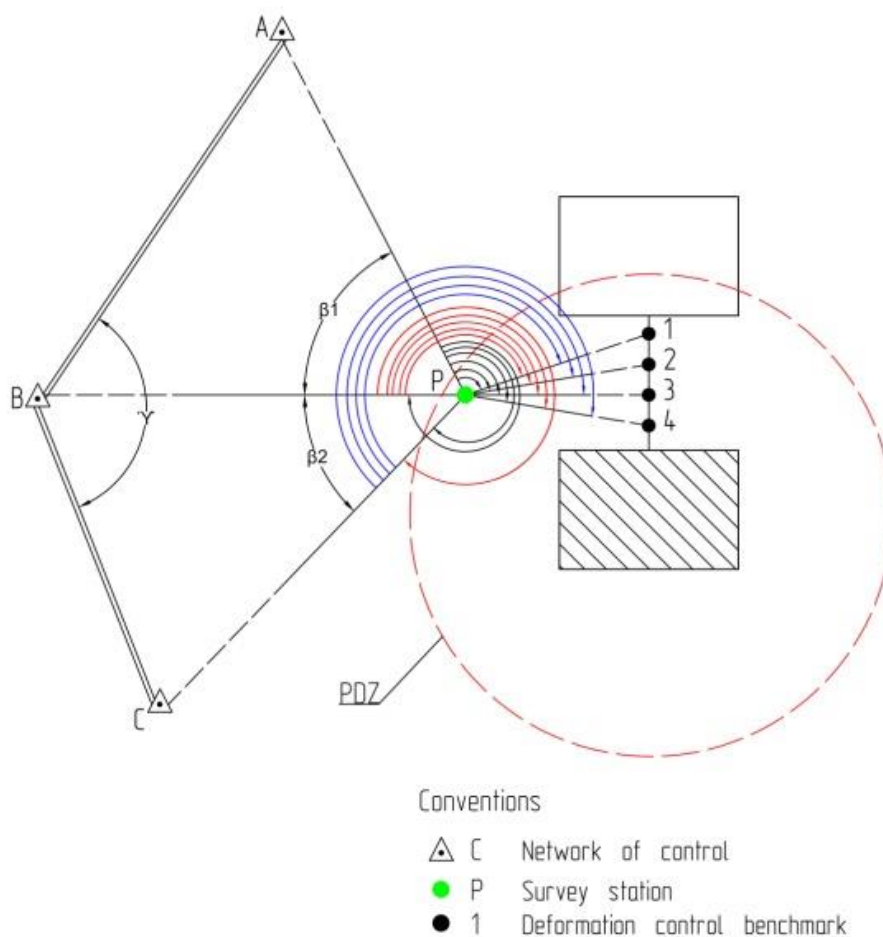


Рисунок 2 – Схема мониторинга деформаций земной поверхности в ПОЗ

Отметим, что измерение процесса деформирования земной поверхности разумно осуществлять лишь на определенных контрольных участках в границах ПОЗ, где деформационный процесс при негативном случае (не срабатывании технологии «стена в грунте») имеет наибольшие проявления. Эти участки приурочены к границе котлована. В этих контрольных участках оценку деформационного процесса следует выполнять с сантиметровой точностью.

Заключение

Отметим, что предлагаемая методика комплексного мониторинга деформаций имеет преимущества перед традиционными методами наблюдений. Поскольку методика позволяет помимо контроля горизонтальных деформаций, происходящих вдоль профильной линии, контролировать отклонение деформационных марок от створа по изменению координат этих марок, полученных из разных циклов наблюдений.

Традиционные методы наблюдений предусматривают лишь измерения смещений контрольных точек на охраняемом объекте. При этом считаем, что

проведение таких измерений равносильно констатации процесса перехода объекта в аварийное состояние. Дело в том, что большинство домов, расположенных в исторических центрах городов, построены 100 и более лет назад, находятся в хорошем внешнем состоянии, но их нельзя подвергать даже незначительным деформациям. Поэтому следует контролировать деформации земной поверхности, показывающие влияние строящегося объекта.

Выполненные исследования позволили наметить направления дальнейших исследований:

- совершенствование методики геодезических наблюдений и их проверке в широком диапазоне характеристик грунтов и геометрии выработок, в том числе подземных при строительстве в условиях уплотнительной застройки;
- научное обоснование критериев оценки зоны опасного влияния открытого способа подземного строительства.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 24846-2012. Грунты. Методы измерения деформаций зданий и сооружений [Текст]. - введ. 2013 – 07 – 01. - Москва: Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации, Москва: Стандартинформ, 2014. - 18 с.
2. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. ТСН 50-302-2004 – введ. 2004-08-05. - СПб, 2004. – Режим доступа: http://snipov.net/c_4634_snip_108096.html
3. Казанцев А.И., Дохолян Н.А. Оценка влияния строительства на окружающую застройку и грунтовой массив // Сборник трудов VIII международной научно-практической конференции «Обследование зданий и сооружений: Проблемы и пути их решения». СПб: Изд-во СПбГПУ, 2017. С. 91-97.
4. Mustafin M G, Valkov V A, Kazantsev A I, 2017 Procedia Engineering Monitoring of deformation processes in buildings and structures in metropolises 189 729-736.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КРУГЛЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН БОЛЬШОГО СЕЧЕНИЯ С ПОМОЩЬЮ ГЕОРАДАРА

Калашников Алексей Юрьевич¹, инженер ЛОЗиС

e-mail: x_kalash@mail.ru

Лапшинов Андрей Евгеньевич², зав. ЛОЗиС, ст. преп. каф. ЖБК

e-mail: La686@ya.ru

^{1,2} ФГБОУ ВО НИУ МГСУ (www.mgsu.ru),

г. Москва

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт обследования круглых колонн большого сечения. Показано, что при помощи георадара может быть проведена дефектоскопия конструкций с выявлением внутренних дефектов бетонирования. Апробирован метод определения армирования при глубоком залегании арматуры и выявление возможных несоосностей внутренних и наружных слоев армирования.

Ключевые слова: обследование зданий; железобетонные колонны; георадар; соосность.

TECHNICAL INVESTIGATION OF BIG SIZE CIRCLE RC COLUMNS WITH GPR

Kalashnikov Alexey Yur'evich¹, Engineer

e-mail: x_kalash@mail.ru

Lapshinov Andrey Evgen'evich², Head of Laboratory, Lecturer

e-mail: La686@ya.ru

^{1,2} NRU MSUCE (www.mgsu.ru), Moscow

ABSTRACT

The article describes the experience of inspection of round large size RC columns. It was shown that with the help of GPR can be carried out defect identification of structures to identify internal defects of concreting. The method of determination of reinforcement at deep occurrence of reinforcement bars and identification of possible misalignments of internal and external layers of reinforcement is tested.

Keywords: inspection of buildings; RC columns; GPR; alignment.

Введение

Определение армирования при обследовании железобетонных конструкций является очень важной и непростой задачей. Для выявления армирования используют в основном электромагнитный метод и методы, основанные на ионизирующих излучениях [2]. Электромагнитный метод является наиболее простым и часто используемым, но применим он лишь при простых схемах армирования и при сравнительно неглубоком расположении арматуры. При сложных схемах армирования и при глубоком расположении арматуры применяются методы, использующие ионизирующие излучения (радиационные методы). Однако работы, связанные с радиационными методами, выполняются обычно организациями, оснащенными необходимым оборудованием и имеющими специалистов соответствующей квалификации. В практике обследования такой метод применяется крайне редко.

В качестве объекта исследования были выбраны железобетонные колонны подземной части уникального здания - высотного многофункционального центра. Колонны подземной части круглого поперечного сечения диаметром 1600 мм были выбраны как наиболее нагруженные и ответственные по своей роли. Колонны являются несущими конструкциями каркаса двух башен – 47 и 41 этаж с максимальной высотой одной из башен ~200 м. Конструктивным решением предусмотрено постепенное уменьшение диаметра колонн с увеличением этажа здания.

Рабочее продольное армирование колонн выполнено из арматуры класса А500 в два ряда (см. рис. 4). Расстояние в свету между стержнями рабочей продольной арматуры составляет всего 114 мм. При таком насыщенном армировании использование электромагнитного метода определения является нецелесообразным, особенно для внутреннего ряда армирования. Поэтому для решения задач определения фактического армирования колонн был выбран георадарный метод.

Метод георадиолокации основан на возбуждении на поверхности и приеме электромагнитных волн, отразившихся от границ раздела и объектов, контрастных по электрофизическим свойствам.

Основная цель метода состоит в определении расстояний от точки наблюдения до объекта – геометрической границы в нижнем полупространстве или

локального объекта: линзы, полости, объекта техногенного происхождения (например, стержня армирования в т.ч. композитного [1]) и др.

При исследовании железобетонных колонн методом георадиолокационного профилирования использовался георадар «Zond12e» (Radar Systems, Inc., Рига) с антенной типа «бабочка» с постоянной базой (с постоянным расстоянием между источником и приёмником) с центральной частотой возбуждаемого сигнала 2000 МГц.

Наблюдения выполнялись по системе профилей, включавшей в себя три «круговых» профиля, выполнявшихся в горизонтальной плоскости вокруг колонны на трёх уровнях: 0.6 м, 1.2 м и 1.8 м относительно поверхности пола, и четыре вертикальных профиля, расположенных вдоль двух перпендикулярных плоскостей (см. рис. 1, 2). Преимущество данной технологии заключается в сравнительно высокой скорости выполнения полевых наблюдений и возможности получения минимально достаточного объёма данных для построения объёмной модели исследуемых объектов.

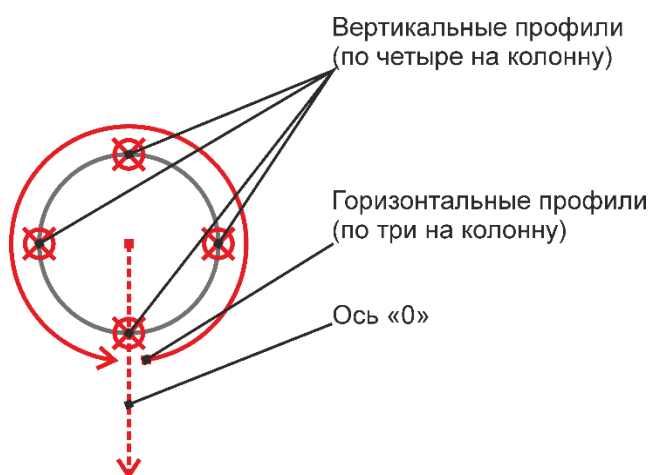


Рисунок 1 – Схема выполнения георадиолокационного обследования индивидуальной колонны

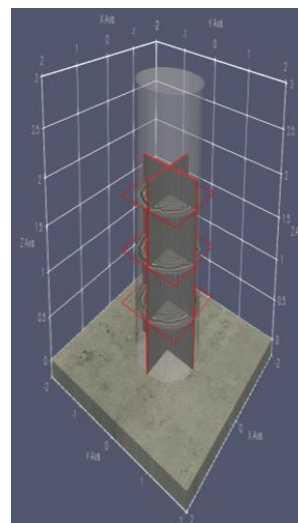


Рисунок 2 – Трёхмерное представление схемы выполнения георадиолокационного обследования индивидуальной колонны

В ходе георадиолокационных работ по колоннам были выявлены аномальные участки в защитном слое бетона, что подтвердилось выявлением каверн при бурении кернов из тела колонн (рис. 5).

Также по результатам георадиолокационных работ было выявлено нарушение соосности внутреннего и внешнего слоев армирования круглых колонн (рис. 3).

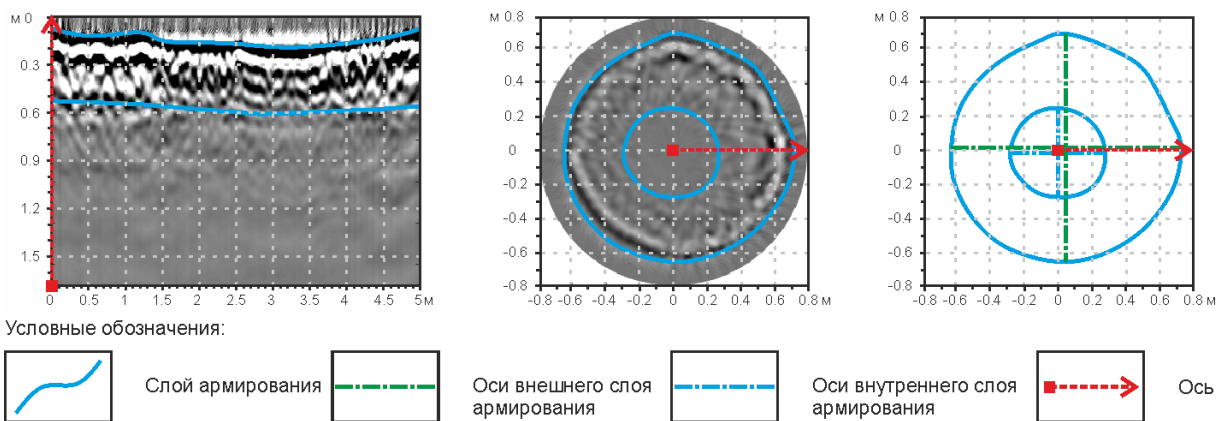


Рисунок 3 — Пример выявления нарушения соосности внутреннего и внешнего слоёв армирования и изменения мощности защитного слоя по данным георадиолокации

Так, было выявлено, что нарушение соосности на данном конкретном объекте может достигать 50 мм. Такие дефекты строительных конструкций могут приводить к возникновению дополнительных эксцентриситетов и должны обязательно учитываться при проведении поверочных расчетов.

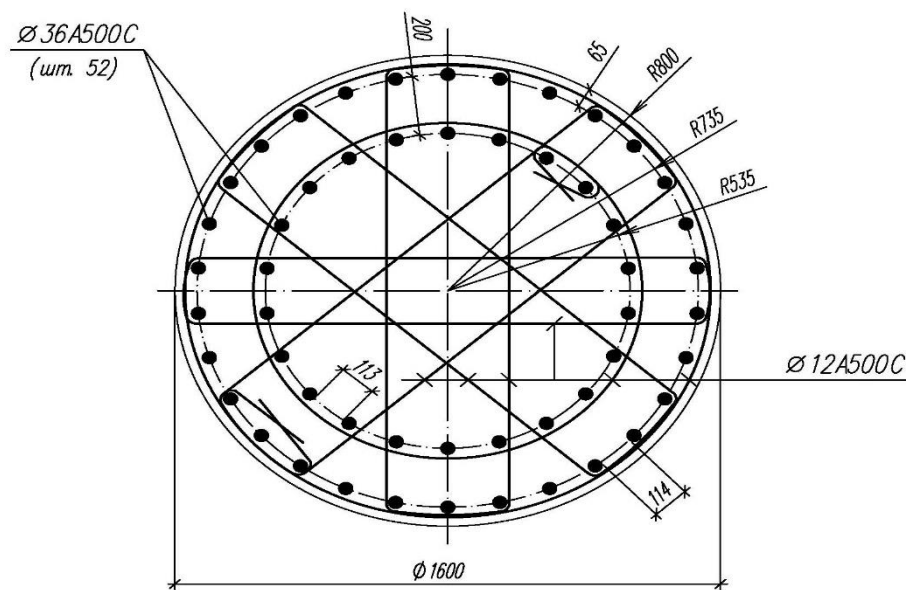


Рисунок 4 – Принципиальная схема армирования колонн



Рисунок 5 – Следы непровибрированного бетона в отобранном образце-kerne из монолитной железобетонной колонны

Кроме наличия внутренних дефектов бетонирования и армирования с помощью георадиолокационной съёмки также была решена задача по определению наличия внутреннего ряда армирования колонн. Без помощи традиционных разрушающих методов (вскрытия с обрезкой рабочей арматуры ввиду густо расположенного армирования) ранее решить такую задачу не представлялось возможным.

Выводы:

1. С помощью георадиолокационной съёмки колонн подтверждено наличие внутреннего ряда рабочей вертикальной арматуры.
2. Подтверждена возможность определения внутренних дефектов бетонирования (каверн, полостей) конструкций при помощи георадара.
3. С помощью георадиолокационной съёмки возможно выявление дефектов армирования, как например, смещение соосности внутреннего и наружного ряда армирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лапшинов А.Е., Калашников А.Ю. Обследование технического состояния фундаментной плиты, армированной стеклокомпозитной арматурой, с помощью георадара. В сборнике: Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения Материалы IX научно-практической конференции. 2018. С. 133-139.
2. Улыбин А.В. Методы контроля параметров армирования железобетонных конструкций Инженерно-строительный журнал. 2012. № 1 (27). С. 4-13.

ПОСЛЕДСТВИЯ НЕСОБЛЮДЕНИЯ ТЕХНОЛОГИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

Кондратьева Надежда Владимировна, к.т.н, доцент кафедры СК
e-mail: samstroyisp@gmail.com
ФГБОУ ВО «СамГТУ» (www.samgtu.ru/; www.samstroyisp.ru/),
г. Самара

АННОТАЦИЯ

В статье приводятся последствия допущенных при строительстве зданий нарушений технологии изготовления железобетонных конструкций, возведения самонесущих ограждающих конструкций, устройства свайных фундаментов. На примере результатов обследования, выполненного Испытательным Центром «Самарастройиспытания» ФГБОУ ВО «СамГТУ», рассмотрены причины появления деформаций плит покрытия железобетонного каркасного здания. Определено влияние раннего снятия опалубки при изготовлении на конечное техническое состояние железобетонных конструкций. Произведен анализ причин появления дефектов и повреждений наружных стен, кирпичных пилонов и бетонного основания ограждающих конструкций. Дана оценка работоспособности узлов крепления самонесущей трехслойной кирпичной стены к железобетонному каркасу здания.

Ключевые слова: обследование зданий; железобетонные конструкции; самонесущая кирпичная стена, дефекты и повреждения; технология возведения.

CONSEQUENCES OF NON-COMPLIANCE WITH CONSTRUCTION TECHNOLOGIES

Kondratyeva Nadezhda Vladimirovna, PhD (Eng), Associate Professor of
Construction Structures
e-mail: samstroyisp@gmail.com
Samara State Technical University, Academy of Architecture and Civil Engineering,
(www.samgtu.ru/; www.samstroyisp.ru/), Samara

ABSTRACT

The article presents the implications made during the construction of buildings violations of manufacturing technology of reinforced concrete structures, the construction of self-supporting building envelopes, installation of pile foundations. Based on the results of the survey performed Testing Center «Samarastroyispytaniya» of the Samara State Technical University, reviewed the causes of deformation of slab reinforced concrete frame building. The influence of early removal of the formwork the production on the final technical condition of reinforced concrete structures. The analysis of the causes of defects and damages of external walls, brick piers and concrete Foundation walling. The estimation of the efficiency of the attachment, self-supporting three-layer brick wall to concrete-term frame of the building.

Keywords: inspection of buildings; reinforced concrete structures; self-supporting brick wall, defects and damage; construction technology.

Испытательный Центр «Самарастройиспытания» ФГБОУ ВО «СамГТУ» занимался обследованиями зданий и сооружений еще в XX веке. Считается, что со временем мы должны наблюдать появление новых технологий, уникальных материалов, эксклюзивных проектов, воплощать которые должны строители с высоким уровнем профессионализма и ответственности. Увы, современные технологии и материалы конечно появляются, и специалисты высококлассные встречаются, однако, организация работы на стройке в последнее десятилетие очень далека до идеальной. Для выполнения ответственных работ, зачастую, для экономии, нанимаются сторонние бригады строителей, кочующие со стройки на стройку и не несущие никакой ответственности. Произошло резкое снижение уровня компетентности специалистов, осуществляющих строительные работы.

Непрофессионализм строителей и отсутствие контроля над строительными работами часто приводит к серьезным последствиям при эксплуатации. В качестве примера приведу один из обследуемых нами объектов. Это многосекционный 10 этажный жилой дом. Он был построен в 2007 году. Здание каркасное, фундамент свайный с плитным ростверком, перекрытие безбалочное, выполнено в виде железобетонных монолитных плит, опирающихся непосредственно на колонны. Наружные стены самонесущие, кирпичные, трехслойные. Ограждающая конструкция состоит из трех слоев:

- основной несущий слой - силикатный кирпич, 380 мм;

- второй теплоизоляционный слой – плита минераловатная, 140 мм;
- третий облицовочный слой – силикатный кирпич, 120 мм;

Опираются наружные кирпичные стены на железобетонный пояс, устроенный по монолитным бетонным стенам подвала. По фасадам здания устроены лоджии. Пилоны лоджий выполнены из силикатного кирпича, 380 мм. Пилоны опираются на монолитные бетонные основания, толщиной 500 мм. Перекрытие лоджий выполнено из сборных железобетонных плит.

В 2016 году, после восьми лет эксплуатации, бдительные жильцы отметили начало процесса трещинообразования в кирпичных стенах здания и бетонных стен подвала. Также отметили большой прогиб плиты покрытия технического этажа.

При обследовании данного объекта было установлено, что наибольший прогиб плит покрытия составил 132,5 мм, при пролете 6 метров, предельно допустимое значение прогиба 30 мм [4].

Плиты покрытий имели трещины с шириной раскрытия 0,2-0,5 мм, в отдельной секции достигали 0,9 мм. Также отмечено нарушение проектного армирования нижней зоны плит покрытия. Вместо проектного шага арматурных стержней в местах наибольших напряжений 100 мм, фактически отмечен шаг от 170 до 300 мм. Расстояние от нижней грани плиты до нижних арматурных стержней по площади плиты различно. Верхние арматурные стержни размещаются на расстоянии 80 мм от верхней грани плит, вместо проектных 40 мм.

Проведенный расчет с учетом эксплуатационных нагрузок и фактических характеристик материалов показывает, что в связи с изменением шага армирования и пониженной прочности бетона несущая способность плит недостаточна.

Характер трещин, выявленный при обследовании монолитных колонн, на которые опирается плита покрытия с максимальным прогибом, позволяет предположить, что они появились от действия растягивающих напряжений с тыльной стороны колонн и сжимающих сил с внутренней стороны. Такую картину можно наблюдать при внецентренном нагружении колонн. Сохранность поставленных на трещины колонн маяков говорит о стабилизации процесса их разрушения. Максимальное отклонение колонн от вертикали составляет 10 мм, что опровергает версию о деформации всего каркаса в целом.

Сочетание и характер выявленных дефектов и повреждений плит покрытия и колонн технического этажа подтверждает версию о том, что причиной полученных дефектов стало раннее расплубливание плиты покрытия в момент изготовления. Не набравшие достаточную прочность бетона конструкции колонн и плит покрытия были подвергнуты нагрузке от собственного веса и, предположительно, от устройства кровли и складирования строительных материалов на плите (о чем свидетельствует наличие в плитах покрытия по два участка с максимальным прогибом в каждой секции, расположенных на разных половинах секций). Возникшие предельные напряжения привели к появлению волосяных трещин в колоннах и плите покрытия. В дальнейшем бетон набрал прочность, однако, несущая способность конструкций была снижена за счет полученных дефектов и повреждений. Снижению несущей способности плит покрытия относительно проектного значения способствовало непроектное армирование и нарушение технологии во время заливки бетона, был установлен разброс значений прочности бетона по площади плит, что говорит о том, что либо использовался бетон с разных заводов, либо в момент заливки бетона добавлялась вода. Со временем под влиянием ползучести бетона ширина раскрытия трещин и прогиб плиты увеличивались [2].

По совокупности наличия прогиба и трещин, превышающих предельно допустимые значения [6], категория технического состояния плит покрытия была оценена как аварийная.

Вторым объектом пристального внимания являлись ограждающие конструкции. В соответствии с [3], каменные конструкции подразделяются на несущие, самонесущие и ненесущие. В проектной документации ограждающие конструкции обозначены как самонесущие. Самонесущими, согласно [3], являются стены, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех вышележащих этажей зданий и ветровую нагрузку. По факту, наружные стены обследуемого здания несут нагрузку от плит перекрытия лоджий, а также от всего того, что на этих лоджиях располагается. А все мы знаем, что сложно найти что-либо более непредсказуемое, чем то, что российский человек может хранить на лоджиях.

При обследовании наружных стен было отмечено очень низкое качество выполнения работ по кирпичной кладке.

Во всех обследуемых квартирах отмечено наличие трещин между наружными стенами и плитами перекрытий. Ширина раскрытия варьируется, увеличиваясь на верхних этажах. Само по себе наличие подобных трещин не удивительно, так как они предопределены неоднозначным решением проекта, тревожным является тот факт, что, по сообщениям жильцов, увеличение ширины раскрытия трещин произошло в последние три года.

Так как наружные стены являются самонесущими, они должны быть закреплены к каркасу здания для обеспечения устойчивого положения [5]. Причем это закрепление, в соответствии с [3], должно обеспечивать возможность перемещения в вертикальном направлении для восприятия различных деформаций материалов – железобетон и кирпич, и ограничение перемещения в горизонтальном направлении для передачи ветровой нагрузки со стен на каркас.

Прогрессивное раскрытие трещин после 8 лет эксплуатации говорит об увеличении деформаций под влиянием эксплуатационных воздействий, которое стало возможно в результате отсутствия обеспечения устойчивости наружной стены, что говорит о грубейших нарушениях технологии возведения несущих конструкций на стадии строительства.

Соединение стены к железобетонному каркасу выполнено в виде приварки к закладному изделию в колонне двух стержней диаметром от 8 до 12 мм. При таком решении о передаче ветровой нагрузки на каркас не может быть и речи. И даже такие неоднозначные узлы соединения выполнены некачественно. Имеются узлы крепления, где приварен лишь один стержень, есть узлы, где крепление отсутствует совсем (рис. 1). Сварные швы выполнены с дефектами, прожогами, трещинами и непроварами. При минимальном физическом воздействии на элементы крепления стало понятно, что в стене они также практически не закреплены.



Рисунок 1- Узел крепления наружной стены к каркасу

Для определения вида и качества крепления наружных стен к колоннам на жилых этажах секций здания было принято решение вскрыть, там, где это было возможно, места крепления. В местах, где вскрытие перегородок осуществить было невозможно, качество крепления определяли зондовым методом.

Было установлено, что тип гибких связей и способ их соединения с колонной одинаковый. Отмечено в ряде узлов отсутствие соединения гибких связей с колонной. Качество крепления там, где оно есть, очень низкое.

В ходе обследования было определено отклонение наружной стены от вертикали. Оно составило 111 мм, при предельно допустимых 30 мм [5].

Жесткость наружных стен обеспечивается путем устройства кирпичных пилонов лоджий, толщиной 380 мм. Пилоны в свою очередь опираются на бетонные основания. При обследовании выявлены разрушения бетонных оснований и кирпичных пилонов в виде продольных трещин (рис. 2). Толщина бетонных пилонов уменьшена, по сравнению с проектным значением, на 100 мм. Необходимо отметить отсутствие перевязки кирпичной кладки кирпичных пилонов, что значительно снижает их несущую способность.



Рисунок 2- Кирпичные пилоны, качество выполнения, дефекты и повреждения

Вертикальные трещины в торцах кирпичных пилонов свидетельствуют о том, что несущая способность пилонов недостаточна для восприятия действующей нагрузки.

Бетонные стены подвала, на которые опираются наружные стены, имеют множественные сквозные трещины по всей высоте с выходом на монолитный железобетонный пояс. Прогрессирующий характер деформаций бетонных стен подвального помещения и железобетонного пояса подтверждается продолжающимся на сегодняшний день раскрытием трещин (наблюдается разрушение маяков, установленных на трещины).

Расчет ограждающих конструкций показал, что фактические напряжения, возникающие в пилонах наружных стен, более чем в два раза превышают расчетное сопротивление кладки. Вместо надежной ограждающей конструкции имеет место быть значительная по протяженности кирпичная пластина, практически незакрепленная к каркасу, опирающаяся на разрушающуюся бетонную стену. Категория технического состояния ограждающих конструкций здания оценена как аварийная.

Характер деформации бетонных стен подвального помещения, наружных стен, вертикальные трещины в местах примыкания пилонов и наружных стен позволяет предположить, что происходит деформация грунтов основания, неравномерная осадка свай и общая подвижка секций относительно друг друга. Об отсутствии стабилизации процессов подвижки конструкций фундамента можно судить по следующим факторам: разрушение маяков, установленных на трещинах, отход входных групп от основного здания, разрушение отмостки и асфальтового покрытия вокруг здания, вызванных провалами грунта.

При сравнении результатов проведенных в 2018 году геологических изысканий и изысканий 2004 года, которые явились основанием проекта свайного фундамента, были обнаружены значительные расхождения в значениях характеристик грунтов оснований свай. Расчет свайного фундамента, выполненный с учетом фактических эксплуатационных нагрузок и характеристик оснований фундамента, показал, что несущая способность свай не обеспечена.

В 2015-2016 годах рядом с обследуемым зданием началось строительство жилого комплекса. Скорее всего, изменение течения грунтовых вод и дополнительные нагрузки на грунтовое основание, вызванные строительством зданий в непосредственной близости, и привели к таким проявлениям деформаций кон-

струкций фундамента и наружных кирпичных стен. И через несколько лет эксплуатации непрофессионализм и безответственность строителей и халатность надзорных органов послужили причиной тому, что механическая безопасность здания, являющегося кровом большого количества людей, не обеспечена.

ЛИТЕРАТУРА

1. Анпилов С.М. Технология возведения зданий и сооружений из монолитного железобетона// Издательство Ассоциации строительных вузов. 2010. Стр.576.
2. Кондратьева Н.В. Аварийное состояние железобетонных конструкций зданий, не введенных в эксплуатацию// Сборник материалов X научно-практической конференции «Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения» СПб.: издательство СПбГПУ, 2018.
3. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. М., 2013.
4. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М., 2011.
5. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. М., 2013.
6. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М., 2014.
7. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М., 2015.

ПРИМЕНЕНИЕ ДВУХПАРАМЕТРИЧЕСКИХ РАСПРЕДЕЛЕНИЙ ДЛЯ
ОЦЕНКИ ОСТАТОЧНОГО РЕСУРСА ИНЖЕНЕРНЫХ СИСТЕМ
ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ОБСЛЕДОВАНИЯ

Корольков Дмитрий Игоревич, аспирант

e-mail: korol19520@yandex.ru

ФГБОУ ВО СПбГАСУ,

г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье описано применение двухпараметрических распределений для оценки остаточного ресурса инженерных систем зданий и сооружений. Отмечено практическое значение расчета остаточного ресурса. Приведен порядок расчета остаточного ресурса с использованием данных распределений. Также приведены достоинства и недостатки данного подхода, а также пути по его совершенствованию.

Ключевые слова: здания и сооружения; инженерные системы; остаточный ресурс; вероятность безотказной работы; обследование; интенсивность отказов; двухпараметрические распределения.

THE USE OF TWO-PARAMETER DISTRIBUTIONS TO ASSESS
THE RESIDUAL LIFE OF ENGINEERING SYSTEMS ACCORDING TO
THE RESULTS OF THE SURVEY

Korolkov Dmitry Igorevich, postgraduate

e-mail: korol19520@yandex.ru

Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering,

St. Petersburg

ABSTRACT

The article describes the use of two-parameter distributions for assessing the residual resource of engineering systems of buildings and structures. The practical value of calculating the residual resource is noted. The procedure for calculating the residual resource using these distributions is given. The advantages and disadvantages of this approach, as well as ways to improve it, are also given.

Key words: buildings and constructions; engineering systems; Residual resource; probability of failure-free operation; examination; intensity of failures; two-parameter distribution.

В настоящее время при обследовании зданий и сооружений дается оценка технического состояния элементов строительных конструкций и инженерных систем. Но при этом не дается оценка того сколько еще могут прослужить данные элементы. Для решения данной проблемы подойдут двухпараметрические распределения, которые с успехом применяются для анализа различных механизмов и систем в машиностроении [1, 2, 3], атомной сфере и других областях.

Такой выбор объясняется универсальностью данных распределений, которые могут подойти для описания работы различных по составу, компоновки и предназначению систем. Еще одним преимуществом таких распределений можно считать то, что в частных случаях они переходят в более простые распределения, которые уже применяются для оценки остаточного ресурса как строительных конструкций, так и для инженерных систем зданий и сооружений [4, 5].

К таким двухпараметрическим распределениям, которые можно использовать при расчете остаточного ресурса систем инженерно-технического обеспечения зданий и сооружений можно отнести:

- 1) Распределение Вейбулла;
- 2) Бета-распределение;
- 3) Гамма-распределение;
- 4) Распределение Стьюдента (t-распределение).

Распределение Вейбулла хорошо описывает элементы, работающие в условиях динамических нагрузок (например, разброс усталостной прочности стали или пределы её упругости). Также данное распределение нашло применение при описании сложных технических систем.

Функция надежности или наработки на отказ описывается уравнением:

$$F(t) = \begin{cases} 0, & t < 0 \\ 1 - e^{-\lambda * t^\alpha}, & t \geq 0 \end{cases}$$

Функция надежности (вероятности безотказной работы) равна:

$$P(t) = 1 - F(t) = e^{-\lambda * t^\alpha},$$

α – параметр формы кривой, задается по результатам обследования;

λ – параметр масштаба кривой или применительно к строительству вероятность отказа элемента строительных конструкций и инженерных систем;

При $\alpha = 1$ распределение Вейбулла превращается в показательное (экспоненциальное), при $\alpha \approx 3,3$ – в нормальное (распределение Гаусса).

Таким образом, распределение Вейбулла рекомендуется применять для элементов, работающих в условиях динамического нагружения, а также для деталей и узлов машин.

Остаточный ресурс инженерных систем объектов капитального строительства будет равен:

$$t = \sqrt[\alpha]{\frac{-\ln P(t)}{\lambda}}.$$

Бета-распределение используется для описания случайных величин, значения которых ограничены конечным интервалом.

Интегральная функция надежности или наработки на отказ описывается уравнением:

$$F(x) = \int_0^1 \frac{\Gamma(a+b) * x^{a-1} * (1-x)^{b-1}}{\Gamma(a) * \Gamma(b)} dx.$$

Функция надежности (вероятности безотказной работы) равна:

$$P(x) = 1 - F(x) = 1 - \int_0^1 \frac{\Gamma(a+b) * x^{a-1} * (1-x)^{b-1}}{\Gamma(a) * \Gamma(b)} dx,$$

$\Gamma(a)$ и $\Gamma(b)$ – гамма-функции.

Бета-распределение хорошо применять тогда, когда рассматривается ограниченный по времени срок службы строительных конструкций и инженерных систем, например, время между проведениями капитального ремонта.

Гамма-распределение используется при описании появления отказов во время нормальной работы системы с резервированием и старения элементов.

Интегральная функция надежности или наработки на отказ строительных конструкций равна:

$$F(t, \alpha, \lambda) = \frac{\lambda^\alpha}{\Gamma(\alpha)} \int_0^t t^{\alpha-1} * e^{-\lambda * t} * dt.$$

Функция надежности (вероятности безотказной работы) равна:

$$P(t) = 1 - F(t) = 1 - \frac{\lambda^\alpha}{\Gamma(\alpha)} \int_0^t t^{\alpha-1} * e^{-\lambda * t} * dt,$$

$\alpha > 0$ – параметр формы кривой, задается по результатам обследования;

Если параметр α принимает целое значение, то такое гамма-распределение также называется *распределением Эрланга*.

$\lambda > 0$ – параметр масштаба кривой или применительно к строительству вероятность отказа элемента строительных конструкций и инженерных систем;

Гамма-функция:

$$\Gamma(a) = \int_0^{\infty} t^{a-1} * e^{-t} * dt.$$

При $\alpha = 1$ гамма-распределение превращается в показательное (экспоненциальное), при $\alpha \rightarrow \infty$ – в нормальное (распределение Гаусса).

Данное распределение рекомендуется применять тогда, когда срок эксплуатации объектов капитального строительства и инженерных систем превысил нормативный срок, установленный в нормативных документах или проектом.

Распределение Стьюдента (t-распределение) рекомендуется применять тогда, когда срок эксплуатации здания или сооружения и инженерных систем превысил нормативный срок, установленный в нормативных документах или проектом.

Интегральная функция надежности равна:

$$F(x) = \frac{1}{2^{\frac{k-1}{2}} * \Gamma(a) * \sqrt{k * \pi}} * \int_{-\infty}^x \left(1 + \frac{x^2}{k}\right)^{-\frac{k-1}{2}} dx.$$

Функция надежности (вероятности безотказной работы строительных конструкций) равна:

$$P(x) = 1 - F(x) = 1 - \frac{1}{2^{\frac{k-1}{2}} * \Gamma(a) * \sqrt{k * \pi}} * \int_{-\infty}^x \left(1 + \frac{x^2}{k}\right)^{-\frac{k-1}{2}} dx.$$

При $k \rightarrow \infty$ распределение Стьюдента превращается в нормальное (распределение Гаусса).

Рассмотрев кратко данные распределения предлагается следующий алгоритм их применения. Алгоритм расчета остаточного ресурса по данным распределениям будет подобен тому, что применяется для экспоненциального распределения [5].

Порядок расчета остаточного ресурса инженерных систем.

1. *Определение элементов (систем) инженерно-технического обеспечения зданий и сооружений, для которых будет считаться остаточный ресурс.*

2. *Выбор двухпараметрических распределений для оценки остаточного ресурса.*

При выборе того или иного распределения необходимо руководствоваться следующими параметрами и факторами: тип системы (простая или сложная, с резервом или без, последовательное или параллельное соединение элементов и

т.д.), главенствующий фактор воздействия (старение, износ, динамическое воздействие и др.) и иные параметры и факторы, которые были выявлены в процессе обследования.

3. Определение интенсивности отказов.

В общем случае интенсивность отказов для одного элемента, для которого используются сразу несколько распределения будет разной. Это необходимо учесть при расчете

В тех случаях, когда были зафиксированы случаи отказов элемента (системы), расчет ведется по формуле:

$$\lambda = \frac{n}{N_{\text{ср}} * t} = \frac{n}{(N-n) * t} = \frac{f(t)}{P(t)},$$

где N – общее число рассматриваемых изделий;

$f(t)$ – скорость отказов — количество изделий, отказавших к моменту времени t в единицу времени;

$P(t)$ – количество изделий, не отказавших к моменту времени t ;

n – число отказавших образцов за время t ;

t – интервал времени;

$N_{\text{ср}}$ - среднее число исправно работающих образцов за время t ;

$$N_{\text{ср}} = \frac{N_i + N_{i+1}}{2},$$

N_i - число исправно работающих образцов в начале эксплуатации;

N_{i+1} - число исправно работающих образцов на момент обследования;

В тех случаях, когда отказы не фиксировались в течение срока эксплуатации, консервативно для расчёта показателя надёжности принимается один отказ за определённый период их эксплуатации. Этот период может быть назначен по нормативным документам или документам на данную систему [5].

В таком случае сначала находят среднюю интенсивность отказов по формуле [5]:

$$\lambda_{\text{ср}} = \frac{1}{T_{\text{нор}}}.$$

За расчетную тогда принимают гамма-процентную интенсивность отказов, вычисляемую по формуле [5]:

$$\lambda_{\gamma} = \lambda_{\text{ср}} * k$$

где k – квантиль экспоненциального распределения.

Также необходимо при расчете учитывать отказы по общей причине.

Тогда суммарное значение интенсивности отказов можно вычислить, применив метод β -фактора [6]:

$$\lambda_{\Sigma} = \lambda_{\text{рас}} + \lambda_{\text{оп}},$$

где $\lambda_{\text{рас}}$ – расчетная интенсивность отказов, вычисляемая по п.2 порядка расчета остаточного ресурса инженерных систем [6];

$\lambda_{\text{оп}}$ – интенсивность отказов по общей причине [6].

4. Определение параметра формы кривой.

Данный параметр определяется на основе данных обследования и изучения имеющейся проектной, исполнительной и эксплуатационной документации.

5. Задаем для выбранных элементов вероятность безотказной работы.

Данная величина задается на основании тех данных, которые были получены при техническом обследовании инженерно-технических систем зданий и сооружений [5].

6. Находим остаточный ресурс элемента (системы).

7. Проводим анализ полученных значений и назначаем окончательную величину остаточного ресурса элемента (системы).

Необходимо оценить разброс полученных значений. Оценка проводится относительно среднего. Выбор среднего значения, относительно которого производится оценка разброса величин остаточного ресурса, объясняется тем, что в теории математической статистики оно считается как наиболее близким к истинному значению.

Среднее значение равно:

$$T_{\text{пред. сред.}} = \frac{T_{\text{пред. 1}} + \dots + T_{\text{пред. } i}}{i},$$

$T_{\text{пред. } i}$ – значение остаточного ресурса, определенное по i -ому распределению;

i – количество используемых распределений.

Оценка разброса значений относительно среднего по формуле:

$$\Delta = \frac{T_{\text{пред. } i} - T_{\text{пред. сред.}}}{T_{\text{пред. сред.}}} * 100\%.$$

Если разброс не превышает 20%, то за окончательную величину принимаем среднее значение. Если превышает, то необходимо заново пересчитать.

Данный метод расчета остаточного ресурса инженерных систем зданий и сооружений имеет свои достоинства и недостатки. Они аналогичны как для метода с экспоненциальным распределением [5].

Достоинства:

- Универсальность. Данный метод можно применять ко всем инженерным системам без исключения [5].
- Абстрактность. Применение абстрактных исходных данных (вероятность безотказной работы и интенсивность отказов) позволяет учесть множество различных факторов технического и эксплуатационного характера [5].

Недостатки:

- Субъективность. Задание исходных данных (вероятность безотказной работы и интенсивность отказов) и выбор способа расчета производит сам обследователь. Поэтому точность данного метода сильно зависит от квалификации и опыта того, кто проводит обследование и расчет [5].

В заключении хотелось бы отметить пути совершенствования данного метода.

Первый путь. Применение методов логико-вероятностного моделирования для расчета остаточного ресурса систем инженерно-технического обеспечения. Это позволит улучшить результаты расчета остаточного ресурса при учете взаимодействия разных систем и элементов.

Второй путь. Применение совместно с другими методиками расчета остаточного ресурса для сравнения полученных результатов с целью повышения их точности и достоверности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Труханов В.М. Надежность в технике. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: ООО Издательский дом «Спектр», 2017. - 656 стр.
2. Труханов, В.М. Надёжность сложных систем на всех этапах жизненного цикла: монография / В. М. Труханов, А. М. Матвеев; под ред. В.М. Труханова. - 2-е изд. - Москва: Издательский дом «Спектр», 2016. - 663 стр.
3. Рябинин И.А. Надежность и безопасность структурно-сложных систем. Санкт-Петербургский Университет, 2007. - 276 стр.
4. Корольков Д. И. Обследование зданий и сооружений объектов использования атомной энергии при продлении срока их эксплуатации // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: Материалы VIII международной научно-практической конференции. 13 октября 2017 года. – СПб. Изд-во Политехн. ун-та, 2017. – С. 98-108.
5. Корольков Д.И. Расчет остаточного ресурса вероятностным методом инженерных систем зданий и сооружений при техническом обследовании // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: Материалы IX научно-практической конференции. 11-12 октября 2018 года / под ред. А.В. Улыбина. – СПб. Изд-во Политехн. ун-та, 2018. – С. 114-120.
6. Конспект лекций по дисциплине «Безопасность и надежность АЭС» для студентов специальности 7.8.05060301 – Атомная энергетика. Составитель: С.В. Барбашев. – Одесса: ОНПУ, 2013. - 98 с.

НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ТРЕЩИНАМИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

Кузин Антон Александрович, к.т.н.,

доцент кафедры инженерной геодезии

e-mail: kuzin_aa@pers.spmi.ru

Санкт-Петербургский горный университет, г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрен координатный способ наблюдения за трещинами на объектах геотехнического мониторинга. Проанализированы основные способы наблюдений за трещинами, предусмотренные нормативной документацией, отмечены их достоинства и недостатки. Выполнено моделирование условий наблюдения за трещинами координатным методом при помощи высокоточного тахеометра. Приведены технические решения для повышения точности геодезических методов наблюдений. Произведена математическая обработка результатов наблюдений. Сделан вывод о возможности применения геодезических наблюдений за трещинами наряду с другими способами. Определена точность координатного метода для решения подобных задач.

Ключевые слова: геодезические наблюдения; тахеометр; трещины; мониторинг; оценка точности; статистический анализ.

GEODETIC METHODS FOR CRACKS OBSERVATIONS

Kuzin Anton Aleksandrovich

PhD, Associate Professor of engineering geodesy department

e-mail: kuzin_aa@pers.spmi.ru

Saint Petersburg Mining University, St. Petersburg

ABSTRACT

The article discusses the coordinate method for observing cracks at geotechnical monitoring facilities. The article analyzed the main methods for observing cracks provided for in normative documentation. It was noted the advantages and disadvantages. The conditions for observing cracks using the coordinate method were simulated using a high-precision total station. Technical solutions for improving the accuracy of geodetic observation methods are presented. The mathematical processing

of the results of observations is performed. The conclusion is made about the possibility of using geodetic observations of cracks along with other methods. The accuracy of the coordinate method for solving such problems is determined.

Keywords: geodetic observations; total station; cracks; monitoring; accuracy assessment; statistical analysis.

Одной из важнейших задач при строительстве и реконструкции зданий и сооружений является изучение деформационных процессов. Если своевременно не обнаружить наличие деформаций, не установить их причины и не принять меры к устранению, то может возникнуть опасность разрушения сооружения. Поэтому, с момента возведения фундамента, в течение строительного и эксплуатационного периодов за сооружением проводится комплекс натуральных наблюдений за деформациями сооружений. Традиционно для решения данных задач применяют методы геодезии и фотограмметрии, которые обеспечивают высокую точность определения деформаций сооружений.

Различают такие виды деформаций, как осадка, подъем, крен, сдвиг, кручение и другие. Следствием проявления неравномерных деформаций являются трещины, разломы, отколы на углах сооружений. Наблюдение за трещинами и швами позволяет определить взаимные перемещения отдельных частей зданий или сооружений и выявить причины, способствующие их появлению. Основные положения по наблюдению за трещинами приведены в ГОСТ 24846-2012 «Грунты» и в стандарте организации СТО СРО-С 60542960 00043-2015 «Геодезический мониторинг зданий и сооружений в период строительства и эксплуатации». Согласно этим нормативным документам, при измерении величин раскрытия трещин следует использовать измерительные или фиксирующие устройства, прикрепляемые к обеим сторонам трещины: маяки, щелемеры, применять способы прямых линейных измерений или косвенных измерений с помощью геодезических приборов [1,2,3].

Наиболее часто при наблюдении за трещинами используются маяки однократного и постоянного использования [4]. К первым относят гипсовые, цементные (рис. 1), и т.д., ко вторым – пластинчатые (рис. 2), точечные, маяки часового типа и т.д.



Рисунок 1 – Маяк цементный на трещине



Рисунок 2 – Пластинчатый маяк на трещине

Маяки устанавливают непосредственно на трещину: один в месте наибольшего раскрытия, два других – у концов трещины. По маяку однократного использования возможно зафиксировать только факт раскрытия трещины. Количественно оценить величину раскрытия трещины становится возможным по маякам постоянного использования. Преимуществами методов мониторинга трещин по маякам являются простота использования, не требующая сложных дополнительных навыков пользования изделиями, а также доступность по цене. К недостаткам можно отнести невысокую точность – около 0,5 мм; а также способы установки маяков: от бурения отверстий или нанесения цементного или гипсового состава может пострадать внешний вид наблюдаемого объекта. Это недопустимо, например, при наблюдении за объектами культурного насле-

дия. Другим недостатком является невозможность вести регулярные наблюдения на высоте выше человеческого роста без дополнительного снаряжения и механизмов. Одним из вариантов решения последней проблемы стала разработка НПП «Фотограмметрия» – фотограмметрический щелемер (рис. 3). Он состоит из двух блоков фотограмметрических марок, фотокамеры и специального программного обеспечения. Принцип работы основан на том, что блок марок фотографируется камерой, и по результатам строгой фотограмметрической обработки определяется расстояние между центральными марками в каждом блоке. Точность данного метода, согласно исследованиям разработчиков, составляет 0,01-0,02 мм [5, 6].

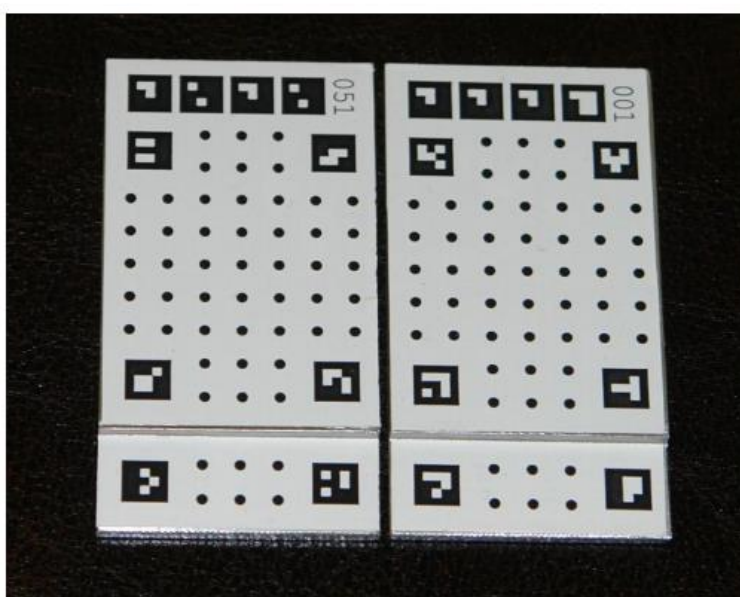


Рисунок 3 – Фотограмметрический маяк тип-5 (НПП «Фотограмметрия»)

Другим способом наблюдений за раскрытием трещин являются линейные измерения рулетками, линейками, штангенциркулями, индикаторами часового типа, микроскопами и другими специальными средствами измерений утвержденного типа. Принцип изменения состоит в том, что по обеим сторонам трещины проводят насечки или закрепляется пара марок (ими могут быть дюбели, анкеры, саморезы и т.п.) и измеряется расстояние между ними. Одним из наиболее распространенных способов является измерение ширины раскрытия трещины при помощи штангенциркуля (рис. 4). Преимуществом такого измерения является высокая точность измерений, простота использования, недорогое оборудование. Недостатком является отсутствие во многих случаях возможности вести наблюдения дистанционно.



Рисунок 4 – Измерение ширины раскрытия трещины штангенциркулем

Измерение величины раскрытия трещины возможно выполнить при помощи электронных трещиномеров (рис. 5) и проволочных тензометров. Эти приборы состоят из корпуса, внутри которого встроены датчик смещения и подвижный стержень, соединенный с преобразователем движений в электрический сигнал. Края датчика закрепляются с обеих сторон трещины. Проволочные тензометры работают по такому же принципу, но стержень в них заменён катушкой с проволокой. Некоторые модели такого оборудования способны обрабатывать полученные данные в режиме реального времени, визуализировать на дисплее деформации объектов.



Рисунок 5 – Электронный трещиномер на трещине

Точность наблюдений данным способом может составлять 0,01-0,05 мм. Однако к недостаткам можно отнести высокую стоимость оборудования и уязвимость от механических воздействий, доступа третьих лиц.

Измерение раскрытия трещин также возможно выполнить геодезическими способами. Определение ширины раскрытия трещины можно вычислить по определяемым электронным тахеометром координатам деформационных парных марок, закрепленных по разные стороны от наблюдаемой трещины (рис. 6).



Рисунок 6 – Пара марок, закрепленных на трещине

Координаты точек марок определяются полярной, прямой угловой засечкой или другими методами определения координат. Точность наблюдения зависит от точности измерения горизонтальных, вертикальных углов и расстояний тахеометром и точности выбранного способа определения координат. Чаще всего в практике используется способ пространственной полярной засечки. Координаты X, Y, H наблюдаемой точки в данном методе получают по формулам:

$$\begin{aligned} X &= S \cos \nu \cos \beta \\ Y &= S \cos \nu \sin \beta \\ H &= S \sin \nu \end{aligned} ,$$

где S – наклонное расстояние, β – горизонтальный угол, ν – угол наклона.

Ошибки определения координат можно вычислить по формулам:

$$\begin{aligned} m_X &= \sqrt{(\cos \nu \cos \beta)^2 m_s^2 + (S \sin \nu \cos \beta)^2 \left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2 + (S \cos \nu \sin \beta)^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2} \\ m_Y &= \sqrt{(\cos \nu \sin \beta)^2 m_s^2 + (S \sin \nu \sin \beta)^2 \left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2 + (S \cos \nu \cos \beta)^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2} , \\ m_H &= \sqrt{\sin^2(\nu) m_s^2 + (S \cos \nu)^2 \left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2} \end{aligned}$$

где m_S – ошибка измерения расстояния тахеометром, m_β – ошибка измерения горизонтального угла, m_ν – ошибка измерения угла наклона, S – измеряемое расстояние (наклонное), β – горизонтальный угол, ν – угол наклона.

Так, если $m_\beta = m_\nu = 1''$, $m_S = 2 \text{ мм} + 2 \text{ ppm}$ (точность измерений тахеометром Leica MS60 в безотражательном режиме), а расстояния и углы $S=20 \text{ м}$ ($m_S = 2 \text{ мм}$), $\nu=30^\circ$ $\beta=60^\circ$, $m_x=0,8 \text{ мм}$, $m_y=1,5 \text{ мм}$, $m_H=1 \text{ мм}$, а $m_{x,y,H} = 1,9 \text{ мм}$. То есть, точность получения координат на коротких расстояниях зависит от точности измерения расстояния и приблизительно равна ей. В паспорте к прибору Leica MS60 указывается, что точность измерения расстояний вычислена согласно ГОСТ Р ИСО 17123-4- 2011 [7]. Однако, опираясь на опыт проведения измерений, можно предположить, что апостериорная точность определения координат может быть несколько выше, чем точность измерения расстояния тахеометром. При этом должны быть сведены к минимуму погрешности наведения и внешней среды. Так, экспериментально выявлено, что наведение лучшим образом выполняется на марки, приведенные на рис. 6. Происходит это за счет того, что сетка нитей высокоточного тахеометра имеет обозначенный крест в центре. Это позволяет лучше визуально оценивать разделение окружности марки на равные сектора при наведении. Также немаловажным фактором является хорошая освещенность марки в момент наблюдения. Это можно достичь при помощи мощного фонаря с фокусированным световым пучком.

Для оценки фактической точности наблюдений за трещинами тахеометром на расстоянии приблизительно 20 м от станции были расклеены марки парами, имитирующими их расположение на трещине. Всего расклеено 10 пар марок. После этого тахеометром Leica MS60 выполнено определение координат этих марок, что позволило получить расстояние между марками по формуле:

$$S = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2 + (H_2 - H_1)^2},$$

где X_1, Y_1, H_1 – координаты первой в паре марки, X_2, Y_2, H_2 – координаты второй в паре марки.

Всего было выполнено 20 серий измерений по 10 парам марок, то есть получено $n=200$ расстояний. Станция, где в каждой серии устанавливался тахеометр, изменялась в небольшом радиусе. То есть были смоделированы производственные условия, где станция не закреплялась, а наблюдатель устанавливал прибор примерно на то же место, где и в прошлом цикле наблюдений. Далее для каждой из пар марок была организована совокупность случайных значений

x – отклонения определяемого расстояния S_i от среднего \bar{S} и проведена ее статистическая обработка, в процессе которой найдены основные параметры распределения (выборочные математическое ожидание, дисперсию, асимметрию, эксцесс и т. п. [8]). Результатом статистической обработки стали следующие параметры:

– смещение выборочного среднего относительно истинного $\Delta = \frac{\sum x}{n} = 0,05$ мм;

– выборочная дисперсия измеренных значений $\alpha_2 = \frac{\sum x^2}{n} = 0,05$ мм;

– среднеквадратическая погрешность измерений $m = \sqrt{\alpha_2} = 0,20$ мм;

– асимметрия кривой фактического распределения $A = \frac{\sum x^3}{nm^3} = 0,42$ при допустимой 0,52 для $n=200$;

– эксцесс кривой фактического распределения $\Theta = \frac{\sum x^4}{nm^4} - 3 = -0,25$ при допустимом 1,00;

– критерий согласия Пирсона $\chi^2 = 8,62$ при допустимом $\chi^2 = 11,4$ для доверительной вероятности $p = 0,99$;

– критерий согласия Колмогорова $\lambda_\phi = 1,27$ при допустимом $\lambda_q = 1,94$ для доверительной вероятности $p = 0,99$;

– критерий знаков $|n_+ - n_-| = 26$ при допустимом $k(P)\sqrt{n} = 36$ для доверительной вероятности $p = 0,99$ и $k = 2,58$;

– критерии Шарлье и Шавенэ, согласно которым в ряду нет ошибок, превосходящих $x_{max} = 0,52$ для $n = 200$.

Статистический анализ показал, что все критерии выполнены, то и можно сделать заключение о том, что распределение ряда x подчиняется нормальному закону, и фактическая точность выполненных наблюдений составляет $m = 0,20$ мм.

Полученная в результате эксперимента точность определения расстояний между парами марок позволяет сделать следующий вывод: наблюдения за трещинами можно выполнять координатным методом при определенных условиях с точностью выше, чем по маякам постоянного наблюдения. Такой метод удобен для случаев, где доступ к маякам для постоянного снятия отсчетов ограни-

чен и где нет возможности пробуривать отверстия для их установки. Наблюдательные же марки можно наклеить на клей типа «ПВА» и после завершения наблюдений аккуратно счистить.

Следует отметить, что наблюдения за трещинами лучше проводить комбинированным методом, сочетая несколько способов измерений. Например, там, где есть возможность непосредственного доступа к трещине, устанавливать маяки для измерения штангенциркулем и бумажные маяки для контроля и сравнения определяемых величин.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 24846-2012 Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений. М.:2012.
2. СТО СРО-С 60542960 00043-2015 Объекты использования атомной энергии. Геодезический мониторинг зданий и сооружений в период строительства и эксплуатации. М.:2015.
3. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М.:2003.
4. Маяки для наблюдения за трещинами. Требования нормативных документов [Электронный ресурс]. URL: <https://здание-инфо.рф> (дата обращения 05.10.19).
5. Войнаровский А.Е., Леонтьева А.Б. Фотограмметрические методы мониторинга деформаций зданий и сооружений, современный подход // Материалы Междунар. науч.-практ. конф. «Геодезия, картография, геоинформатика и кадастры. От идеи до внедрения». 11-13 ноября 2015 г., Санкт-Петербург. -СПб.: Политехника, 2015. -366 с.
6. Лучкин И.А. Исследование точности работы фотограмметрического щелемера // Выпускная квалификационная работа. СПб.:2018 – 63 с.
7. ГОСТ Р ИСО 17123-4-2011 Государственная система обеспечения единства измерений (ГСИ). Оптика и оптические приборы. Методики полевых испытаний геодезических и топографических приборов. Часть 4. Светодальномеры (приборы EDM). М.:2011.
8. Гудков В. М., Хлебников А. В. Математическая обработка маркшейдерско-геодезических измерений: Учеб. для вузов. – М.: Недра, 1990. – 335 с.

ОЦЕНКА РАБОТЫ СТАРОГО И НОВОГО БЕТОНОВ ИЗГИБАЕМЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ НАРАЩИВАНИЕМ
СЖАТОЙ ЗОНЫ БЕТОНА

Курлапов Дмитрий Валерьевич¹, к.т.н., профессор кафедры
e-mail: Kurlapovdv@mail.ru

Милютин Борис Григорьевич², преподаватель кафедры
e-mail: Milyutinboris@yandex.ru

^{1,2} ВИ(ИТ) ВАМТО (vamto.net),
г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт развития методов расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов при усилении элементов конструкции наращиванием сжатой зоны бетона. Описаны экспериментальные решения проверки контактного шва между старым и новым бетоном.

Ключевые слова: изгибаемые железобетонные элементы; сжатая зона бетона; усиление методом наращивания.

EVALUATION OF THE OLD AND NEW CONCRETES OF BENT REIN-
FORCED CONCRETE ELEMENTS REINFORCED BY THE BUILD-UP OF
THE COMPRESSED CONCRETE ZONE

Kurlapov Dmitry Valeryevich¹, PhD (Eng), Professor of the Department

Milutin Boris Grigorievich², Teacher of Chair

e-mail: Kurlapovdv@mail.ru

^{1,2} VI(IT) VAMTO (vamto.net),

Saint-Petersburg

ABSTRACT

The article describes the experience of development of methods for calculating the load-bearing capacity of bent reinforced concrete elements when strengthening structural elements by increasing the compressed zone of concrete. Experimental solutions for testing the contact seam between old and new concrete are described.

Keywords: flexible reinforced concrete elements; compressed zone of the concrete; consolidation method of increasing.

В существующих методиках расчета несущей способности изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны бетона, применялись различные способы обработки поверхности старого бетона, большое количество допущений и эмпиричности при статическом и динамическом виде нагружения. Кроме того, недостаточно изучена совместность работы старого и нового бетона, при разных способах обработки поверхности конструкции усиления. Основными способами усиления изгибаемых железобетонных элементов методом увеличения несущей способности элементов без изменения расчетной схемы, являются способы наращивания сечений элементов (устройство обойм, полуобойм, набетонки в сжатой зоне бетона, добавление арматуры, расположенной в растянутой зоне бетона) [1].

В качестве одного из технологически простых, эффективных и экономичных способов усиления применяется метод наращивания сечения изгибаемых железобетонных элементов в сжатой зоне бетона. При усилении изгибаемых элементов набетонкой в сжатой зоне бетона, важным вопросом является обеспечение совместности работы старого и нового бетонов. При устройстве поперечных борозд и насечении поверхности старого бетона увеличивается трудоемкость этого способа усиления при больших объемах работ (усиление плит перекрытия). Наиболее распространенным способом обработки поверхности старого бетона является ее зачистка металлическими щетками с последующей промывкой струей воды.

Однако при всем большом выборе методик расчета, в них имеются ряд приближений и допущений, например, совместность работы старого и нового бетонов принимается абсолютной. В случае если гарантировать полную совместность работы старого и нового бетонов нельзя, конструкция усиления обычно рассчитывается как самостоятельная. Зачастую производится приведение расчетных сопротивлений старого и нового бетонов и арматуры. При этом происходит изменение значения высоты сжатой зоны бетона. Также не производится учет деформаций в усиливаемой конструкции, от ее частичного разгружения перед усилением.

Высота сжатой зоны в изгибаемом элементе после усиления бетона при наличии начальных деформаций определяется следующим выражением, полученным на основании геометрических тождеств:

$$x_r = \frac{(x_{r0}\varepsilon_{b1} + \varepsilon_{br0}x_3)x_1}{x_{r0}\varepsilon_{b1} + x_1\varepsilon_{br0}} + h_2. \quad (1)$$

Несущая способность изгибаемого элемента, усиленного наращиванием сжатой зоны бетона при наличии начальных деформаций в усиливаемой конструкции:

$$\begin{aligned} & \frac{b_1 x_{r1}^2 \varepsilon_{b2} R_{b1}}{n^4 \varepsilon_{bu}^2} \sum_{i=1}^n \left(2n \varepsilon_{bu} (i-0.5)^2 - \varepsilon_{b2} (i-0.5)^3 \right) + \\ & \frac{x_{r2} b_2 \varepsilon_{br} R_{b2}}{x_r^2 \varepsilon_{bu}^2 n} \sum_{j=1}^n \left(\left(2x_r \varepsilon_{bu} \left((j-0.5) \frac{x_{r2}}{n} + x_{r1} \right)^2 - \varepsilon_{br} \left(\frac{x_{r2}}{n} (j-0.5) + x_{r1} \right)^3 \right) \right) + \quad (2) \\ & \frac{\varepsilon_{b2}}{x_{r1}} (x_{r1} - a_1)^2 E'_s A'_s + \left(\frac{\varepsilon_{br}}{x_r} (\varphi h_{02} - x_r) + \varepsilon_{s1} \right) (h_{02} - x_r) E_s A_s = M_r. \end{aligned}$$

Расчет элементов при динамическом нагружении производился квазистатическим методом. При этом в выражении (2) расчетные сопротивления бетона при статическом нагружении заменялись на расчетные динамические сопротивления путем умножения на коэффициент динамического упрочнения.

Для проведения физического эксперимента были изготовлены модели изгибаемых железобетонных элементов с размерами 1400*160*80 мм. После усиления высота элементов составляла 190 и 220 мм. Использовался бетон класса В12,5...В20. В качестве растянутой арматуры использовалась арматура А400 2Ø12мм. В сжатой зоне бетона располагалась арматура А240 2Ø6 мм. При проведении математического эксперимента создавались элементы, аналогичные по размерам. По длине модель разбивалась на конечные элементы размером 80 мм, из условия закрепления поперечной и продольной арматуры. По высоте и ширине сечения модель разбивалась на элементы с размерами 10*10 мм. В трети пролета элемента, между точками приложения сил, бетон модели был разделен на блоки. В этой части элемента возникают нормальные трещины в бетоне растянутой зоны. Взаимодействие между блоками обеспечивалась введением между смежными узлами блоков односторонних связей. Армирование модели производилось аналогично армированию экспериментальных образцов в натурном эксперименте. При моделировании контактного шва между старым и новым бетоном, использовались результаты исследований прочности контактного шва между старым и новым бетоном на срез.

Пластические свойства бетона учитывались изменением начального модуля упругости бетона. Проведение численного эксперимента происходило в следующем порядке. Определялись напряжения в неусиленном изгибаемом элементе. Затем определялись напряжения в усиленном элементе. Путем сложения этих напряжений получали картину распределения напряжений в изгибаемом элементе, усиленном наращиванием сжатой зоны бетона при наличии начальных напряжений в усиливаемой конструкции и различных способах обработки поверхности старого бетона.

На основании экспериментальных исследований было выявлено, что наиболее важным фактором, влияющим на несущую способность усиленного изгибаемого элемента, оказался способ образования контактного шва между старым и новым бетоном. При статических испытаниях при усилении набетонкой 30 мм и монолитным контактном швом несущая способность изгибаемого железобетонного элемента увеличилась в 1,56 раза. При обработке эпоксидным клеем в 1,53 раза и при обработке металлическими щетками в 1,39 раза. При увеличении толщины набетонки до 60 мм соотношения практически остались неизменными. При усилении моделей разгруженных на 75% их несущая способность была меньше аналогичных полностью разгруженных моделей на 9%. При разгрузении 50% произошло уменьшение на 11%. Тогда как при разгрузении 25% уменьшение достигло 24%. При этом толщина набетонки особого изменения не вносила. При динамических испытаниях увеличение несущей способности происходило приблизительно с той же интенсивностью.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гроздов В.Т. Усиление строительных конструкций/ВИТУ.-СПб.,1997.-264 с.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ОБЪЕКТОВ ПАНЕЛЬНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ И СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ ИХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Малахов Александр Валерьевич¹, аспирант кафедры УЗиС

e-mail: 4ega@inbox.ru

Косинов Виктор Васильевич², старший преподаватель кафедры

ГХиСАД

e-mail: t.e.k.i.l.a.87@mail.ru

Марфин Кирилл Васильевич³, к.т.н., доцент кафедры СКиМ

e-mail: marfinkirill@yandex.ru

Рыбкин Олег Владиславович⁴, магистрант кафедры СКиМ

e-mail: o-rybkin2010@yandex.ru

¹ Юго-Западный Государственный Университет (www. swsu.ru), г. Курск

²⁻⁴ Орловский Государственный Университет имени И.С. Тургенева

(www.oreluniver.ru), г. Орел

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрен алгоритм проведения обследования объекта панельного домостроения. Представлены типы дефектов, характерные для подобного конструктивного решения. Приведены основные пункты расчета панели в программном комплексе, на основании материалов, полученных в ходе исследования. Описан способ усиления элемента в возведенном здании.

Ключевые слова: панельное домостроение; метод конечных элементов; усиление композитными материалами.

SURVEY OBJECTS OF PANEL HOUSING CONSTRUCTION AND METHODS FOR STRENGTHING THEIR STRUCTURAL ELEMENTS

Malakhov Alexander Valeryevich¹, Postgraduate Student

e-mail: 4ega@inbox.ru

Kosinov Victor Vasilevich², Senior Lecturer of the Department «UC&E»

e-mail: t.e.k.i.l.a.87@mail.ru

Marfin Kirill Vasilevich³, Ph.D. (Eng), Associate Professor of the Department «BC&M»

e-mail: marfinkirill@yandex.ru

e-mail: marfinkirill@yandex.ru

Rybkin Oleg Vladislavovich ⁴, Undergraduate of the Department «BC&M»

e-mail: o-rybkin2010@yandex.ru

¹ Southwest State University (www.swsu.ru), Kursk

²⁻⁴ Orel State University named after I.S. Turgenev (www.oreluniver.ru), Orel

ABSTRACT

The article discusses the algorithm for the examination of the panel house building. The types of defects typical for such a constructive solution are presented. The main points for calculating the panel in the software package are given, based on the materials obtained during the study. A method for enhancing an element in an erected building is described.

Keywords: panel house building; finite element method; reinforcement with composite materials.

Панельное домостроение широко развито в нашей стране с середины XX века. Это связано как с доступностью материальной базы для конструкций, объемно-планировочными характеристиками объектов, так и скоростью их возведения. В тоже время, при обследовании зданий и сооружений с подобными конструктивными схемами, есть несколько специфических факторов, которые определяют их техническое состояние [2].

К таким факторам относятся:

1. Дефекты межпанельных швов.
2. Состояние платформенных стыков.
3. Состояние панелей стен и перекрытий.

Рассмотрим подробнее каждую из групп.

1. Дефекты панельных швов (выпадение раствора, нарушение герметичности шва) являются дефектом, оказывающим наименьшее влияние на техническое состояние объекта. В случае возникновения повреждения подобного типа происходит снижение уровня теплозащиты здания, возможно увлажнение внутренней поверхности панелей и ухудшение визуальной составляющей, в то время как несущая способность не снижается.

2. Расчет платформенного стыка производится на стадии проектирования. В случае ошибки с подбором сечения здание изначально относится к категории аварийных, поскольку не способно выдерживать проектные нагрузки, и подлежит демонтажу или усилению по каждому узлу.

3. Возникновение дефектов панелей стен и перекрытия возможно по трем причинам:

- некачественное исполнение конструктивного элемента на заводе-изготовителе (некачественное уплотнение бетонной смеси, недостаточное время выдерживания в пропарочной камере);
- возникновение силовых дефектов (запроектная нагрузка);
- механические повреждения элементов в процессе погрузки, транспортировки и монтажа конструкций.

Вне зависимости от природы возникновения повреждения, необходимо провести работы по экспертизе параметров дефекта и оценке технического состояния конструкции по следующему алгоритму:

1. Определение местоположения поврежденного участка (стенная панель, панель перекрытия).
2. Определение типа повреждения (трещина, скол, выщербина, раковина).
3. Определение параметров дефекта (длина, глубина и ширина раскрытия трещины, ее положение; площадь и глубина скола/выщербин; наличие повреждений арматуры) и сравнение его с нормативными значениями.
4. Определение фактических характеристик материалов конструкции, сравнение их с проектными данными.
5. Проведение поверочного расчета с учетом фактических данных, полученных на строительной площадке (материалы, условия работы конструкции, наличие дефектов).
6. При необходимости разработка мероприятий по усилению конструктивных элементов зданий и сооружений.

На основании приведенного алгоритма было проведено обследование и дана оценка технического состояния панели перекрытия, с выдачей рекомендаций по усилению конструкции, расположенной в жилом доме [3, 4].

На рис. 1 представлена панель перекрытия с диагональной трещиной длиной $l = 3900$ мм и шириной раскрытия $\Delta = 0,8$ мм. Также в процессе исследования при помощи прибора была определена глубина трещины, равная 133 мм. При этом общая толщина обследуемой панели перекрытия составляет 160 мм.



Рисунок 1 - Диагональная трещина в панели перекрытия

Согласно [5], предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин из условий сохранности арматуры при продолжительном раскрытии трещин составляет 0,3 мм. Таким образом, фактическое раскрытие трещины в 0,8 мм превышает предельно допустимые значения норм более чем в два раза. Помимо этого, были изменены условия работы панели, что фактически превратило ее в два отдельных элемента. Данный факт доказывает проведенный поверочный расчет.

В ходе натурных измерений была выполнена нивелировка положения панели. Данные показали разность в опорных отметках до 12,5 мм, что превышает предельно допустимое значение по [6], равное 6 мм. Определена прочность бетона и диаметр арматуры. Все исследования проводились неразрушающими методами. Анализ результатов экспертизы показал соответствие используемых материалов проектным решениям.

На основании полученных данных был проведен поверочный расчет.

Расчёт панели, испытывающей дополнительную нагрузку от неравномерного опирания, выполнялся методом конечных элементов. Построение модели для расчёта железобетонной плиты выполняется в программном комплексе SCADOffice 21.1 [7]. При построении расчётной модели каркаса использовались следующие типы конечных элементов:

– «4-х угольный КЭ оболочки» – для моделирования железобетонных плит.

На рис. 2-4 представлены схемы приложения нагрузки при проведении поверочного расчета, а также схемы приложения перемещений и схема задания кинематических граничных условий.

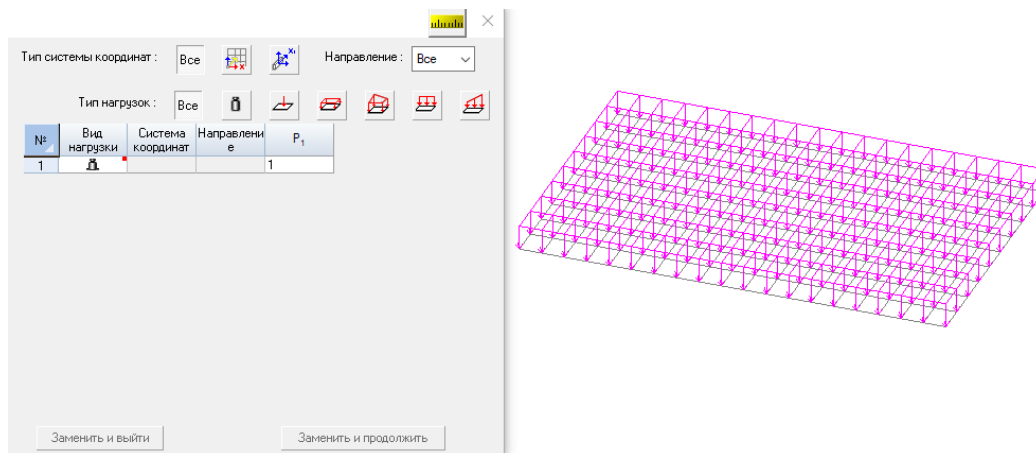


Рисунок 2 - Схема приложения нагрузки

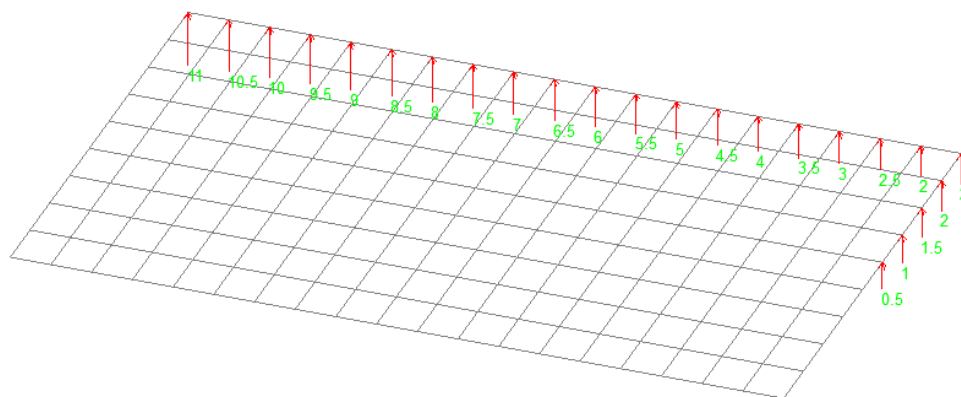


Рисунок 3 -Схема приложения перемещений

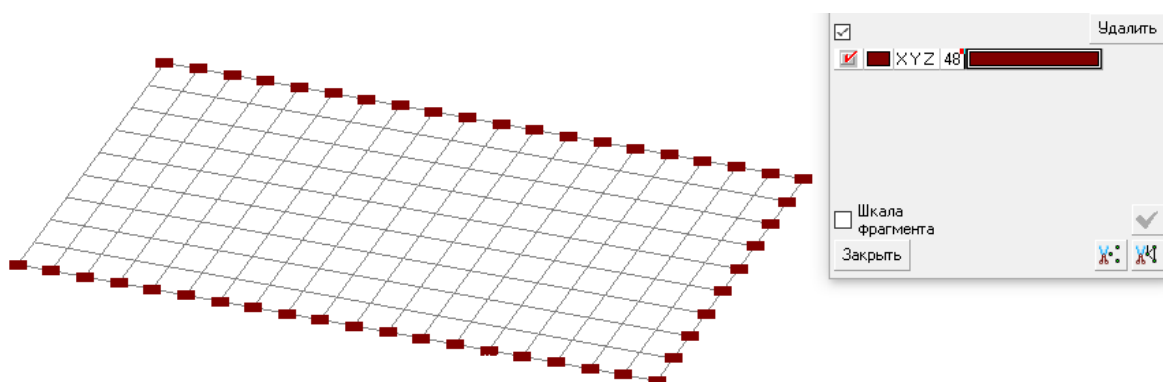


Рисунок 4 – Схема задания кинематических граничных условий

По итогам расчета получены значения изгибающих моментов, перерезывающей силы и вертикальных перемещений. На рис. 5 представлены значения коэффициентов использования.

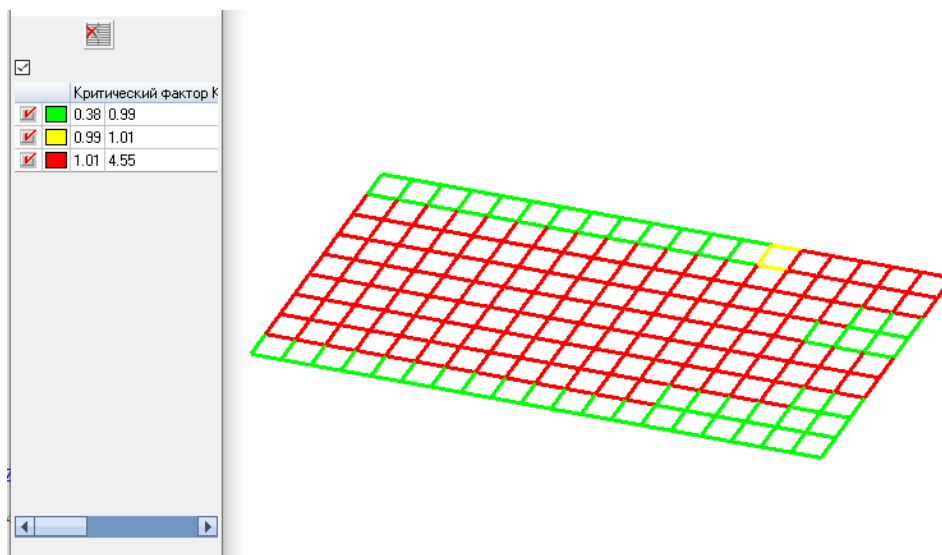


Рисунок 5 - Значения коэффициентов использования

Результат расчета показал, что прочность и трещиностойкость панели перекрытия считается не обеспеченной в соответствии с требованиями [5]. Значения максимальных напряжений соответствует месту расположения диагональной трещины, что косвенно свидетельствует о причинах ее появления. Так основной причиной появления данного дефекта можно считать разность опорных отметок и нарушение технологии возведения объекта, что привело к возникновению запроектных воздействий.

После проведения работ по оценке степени повреждения конструкции и поверочного расчета, были разработаны рекомендации по усилению плиты перекрытия [8, 9].

В силу того, что над рассматриваемой панелью перекрытия уже смонтированы вышестоящие конструкции, было рекомендовано усилить нижнюю грань панели композитными материалами, в частности углепластиковой тканью, предварительно отремонтировав трещину ремонтными составами методом инъектирования. При выполнении проекта усиления необходимо руководствоваться требованиями, изложенными в [10].

Такой метод усиления позволит сохранить геометрические параметры помещения, без увеличения нагрузки на конструкцию, при минимальных временных затратах на работу.

ЛИТЕРАТУРА

1. Коняев А. Панельный значит хороший [Электронный ресурс] / А. Коняев // N+1. - 2019. - Режим доступа:<https://nplus1.ru/material/2019/02/08/industrial-construction>.
2. Обследование и испытание зданий и сооружений / В.Г.Козачек, Н.В.Нечаев, С.Н. Нотенко, и др. Под ред. В.И. Римшина. – М.: Высшая школа, 2004. – 447 с.
3. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.- М.: Стандартиформ, 2010.– 60 с.
4. Бойко М. Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. – Л.: Стройиздат, 1995.
5. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП52-01-2003. - М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012. – 156 с.
6. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП3.03.01-87. - М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012. – 293 с.
7. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Фиалко С.Ю., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. - М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательский дом АСВ, 2015. - 848 с.
8. Мальганов А.И., Плевков В.С. Восстановление и усиление ограждающих строительных конструкций зданий и сооружений. – Томск, Печатная мануфактура, 2002. –391 с.
9. Матвеев Е.П, Мешечек В.В. Технические решения по усилению и теплозащите конструкций жилых и общественных зданий. - М.: Издатцентр Старая Басманная, 1998. - 105 с.
10. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования. - М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2015. – 56 с.

УТОЧНЕНИЕ ОСТАТОЧНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТА ЧЕРЕЗ Р. КАЛЬМИУС
В Г. ДОНЕЦКЕ

Мушанов Владимир Филиппович¹, д.т.н., профессор,
проректор по научной работе,
заведующий кафедрой «Теоретическая и прикладная механика»
e-mail: volodymyr.mushchanov@mail.ru

Миронов Андрей Николаевич², к.т.н., доцент кафедры «Металлические
конструкции и сооружения»
e-mail: andreyp@mail.ru

^{1,2} ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и
архитектуры», г. Макеевка, Донецкая Народная Республика (ДНР)

АННОТАЦИЯ

В статье по результатам обследования рассматривается оценка технического состояния опор и пролетного строения моста через р. Кальмиус в г. Донецке. Определена фактическая грузоподъемность сооружения по критериям прочности, жесткости, устойчивости и усталостной прочности с учетом истории нагружения пролетного строения, полученных дефектов и повреждений в течение 68 лет его эксплуатации. Результаты исследований направлены на разработку мероприятий по дальнейшему восстановлению несущей способности и реконструкции моста с учетом пропуска современных транспортных нагрузок и пешеходных потоков, регламентируемых действующими нормами проектирования. Результаты исследований могут быть использованы также для прогнозирования остаточного ресурса и разработки мероприятий по дальнейшей эксплуатации мостовых сооружений Донбасса.

Ключевые слова: мост; опора; пролетное строение; балочная неразрезная система; обследование; дефект; повреждение; коэффициент поперечной установки (КПУ); метод конечных элементов (МКЭ); грузоподъемность; история нагружения; гипотеза Пальмгрена – Майнера; остаточный ресурс.

REFINING THE RESIDUAL LOAD BEARING CAPACITY OF THE GIRDER BRIDGE SPAN THROUGH R. KALMIUS IN DONETSK

Mushchanov Volodymyr P. ¹, Dr. Sc (Eng), Prof., vice-rector on science activity,
chief of Department «Theoretical and applied Mechanical»

e-mail: volodymyr.mushchanov@mail.ru

Mironov Andrey N. ², PhD, Ass. Prof. of Department
«Metal construction and structures»

e-mail: andreyexp@mail.ru

^{1,2} State institution of higher professional education «Donbas National academy of Civil Engineering and Architecture», Makeyevka, Donetsk People's Republic (DPR)

ANNOTATION

Based on the results of the survey, in this article is considered the assessment of the technical condition of the supports and the span of the bridge across the river. Kalmius in the city of Donetsk. The actual carrying capacity of the structure is determined by the criteria of strength, rigidity, stability and fatigue strength, taking into account the history of loading of the span, the resulting defects and damage during 68 years of its operation. The research results are aimed at the development of measures to further restore of the bearing capacity and reconstruction of the bridge, taking into account the passage of modern traffic loads and pedestrian flows, regulated by current design standards. The research results can also be used to predict the residual life and develop measures for the further operation of the Donbass bridge structures.

Keywords: bridge; support; span; continuous beam system; inspection; defect; damage; lateral installation coefficient (LIC); finite element method (FEM); carrying capacity; loading history; Palmgren-Miner hypothesis; residual life.

Введение

Большинство строительных объектов промышленного и гражданского назначения Донбасса находится в эксплуатации более 50 лет, что превышает нормативные сроки их службы [9]. Установление новых обоснованных пределов безопасной эксплуатации строительных объектов, а также обеспечение условий нормальной эксплуатации зданий и сооружений требует комплексного инженерного обследования конструкций с квалифицированной оценкой их технического состояния [10, 11].

В настоящее время стоит острая проблема модернизации и восстановления транспортной инфраструктуры Донбасса, в том числе, на территориях, пострадавших от боевых действий. В соответствии с [5] пролетные строения и опоры сооружений мостового типа относятся к объектам повышенного класса ответственности СС2 и СС3. Актуальной задачей является разработка современных подходов, обеспечивающих быстрое восстановление и реконструкцию транспортных сооружений, поврежденных в процессе эксплуатации и вследствие боевых действий в Донбассе.

На территории городов и районов ДНР имеется 221 дорожное сооружение, из которых 188 сооружений находятся на балансе городских, районных администраций и сельских советов. В это число входят: 128 автомобильных мостов, 22 пешеходных моста, 38 путепроводов.

По состоянию на текущий момент времени в ДНР требуют восстановления 12 автомобильных мостов и 5 путепроводов, получивших повреждения в результате боевых действий.

Объектом исследований является городской мост через реку Кальмиус по проспекту Ильича в г. Донецке (рис. 1). В период 2017 – 2019 г. проводилось обследование и техническое освидетельствование пролетного строения и надводной части опор моста, в результате чего были обнаружены значительные дефекты и повреждения, которые образовались в течение 68 лет его эксплуатации.



Рисунок 1 - Общий вид моста через р. Кальмиус по проспекту Ильича в г. Донецке

Краткая характеристика обследуемого объекта

Мост расположен на прямой в плане, а в продольном профиле - на выпуклой вертикальной кривой.

Устой моста – массивные из монолитного железобетона на свайном фундаменте с обратными стенками. Промежуточные опоры моста – массивные из монолитного железобетона.

Опорные части под несущими конструкциями пролетных строений моста – металлические стальные: балансирного типа, тангенциальные и катковые.

Пролеты моста перекрыты 3-х пролетными балочными неразрезными сталежелезобетонными пролетными строениями двух типов (рис. 2):

- в береговых пролетах (0-1-2-3 и 6-7-8-9) по схеме 15,68 + 16,0 + 17,06 (м);
- в центральных пролетах (3-4-5-6) по схеме 33,84 + 37,6 + 33,84 (м).

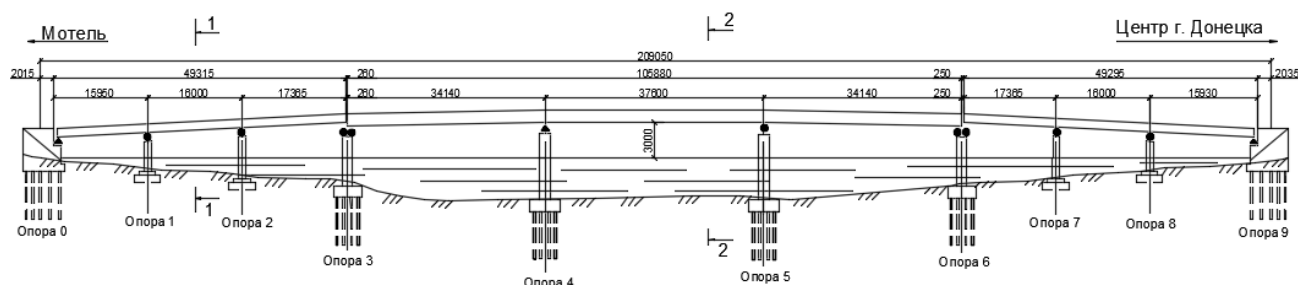


Рисунок 2 – Балочная неразрезная схема пролетного строения моста

Главные балки пролетных строений - клепанные, двутаврового сечения. Высота стенки балок составляет 1120 мм для береговых пролетных строений и 1420 мм для центрального пролетного строения (табл. 1). Сечение поясов переменное по длине пролета, изменение достигается за счет постановки дополнительных поясных листов в зонах наибольших изгибающих моментов. По механическим характеристикам и химическому составу металл балок пролетного строения наиболее близок к мостовой стали М16С.

В поперечном сечении каждого пролетного строения моста установлено восемь главных балок с шагом 2,0 м и 3,4 м (рис. 3).

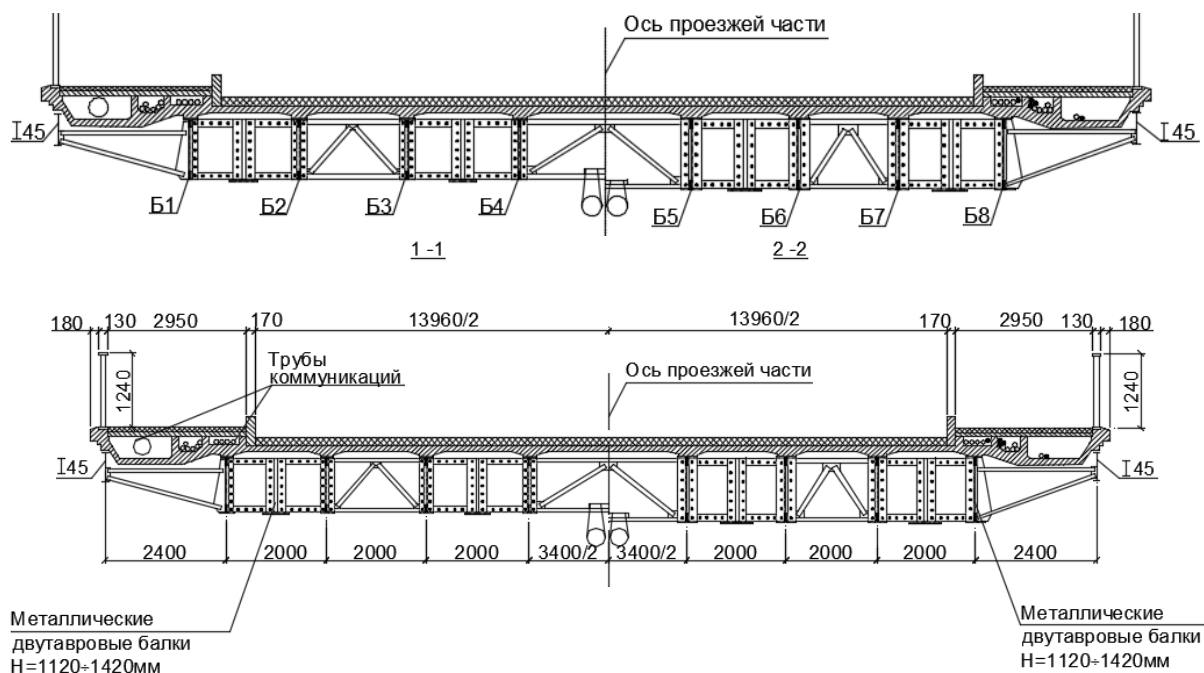


Рисунок 3 – Схема расположения главных балок в поперечном сечении моста

Продольная, поперечная жесткость, геометрическая неизменяемость и пространственная работа пролетного строения достигается системой продольных и поперечных связей между главными балками, а также за счет железобетонной плиты проезжей части толщиной 160 мм (в пролете между главными балками), образующей жесткий горизонтальный связевой диск.

Объединение плиты проезжей части с главными балками в одно монолитное сталежелезобетонное сечение осуществляется при помощи жестких упоров из стальных уголков $\angle 150 \times 100 \times 10$ с шагом от 750 мм до 900 мм.

**Таблица 1 – Изменение поперечного сечения главной балки Б1 по ее длине
в центральном пролете L = 37,6м**

Сечение 1	Сечение 2	Сечение 3
Сечение 4	Сечение 5	Сечение 6

Консольные участки плиты тротуаров поддерживаются продольными балками из двутавра №45, которые опираются на концы стальных кронштейнов из уголкового проката.

Длина моста (по задним граням устоев) составляет 206 м, габарит моста по схеме Г-14 + 2х3 (м), подмостовой габарит – 3 м. Отверстие моста - 192 м. Мост был запроектирован на нормативные временные нагрузки Н-13 и НГ-60, построен в 1951 году по проекту треста «Проектстальконструкция» г. Москва в зоне горных подработок.

Нормативные документы, приняты во внимание при определении грузоподъемности и оценке технического состояния моста

При расчете пролетных строений под автомобильную дорогу в соответствии с требованиями [1] учитывается временная вертикальная нагрузка от автотранспорта по двум моделям:

- модель 1 – моделирует нагрузку от подвижного состава по схеме АК (рис. 4), где К – класс нагрузки, принимаемый в соответствии с [1] равным 11 или 15;
- модель 2 – по схеме колесной нагрузки НК (рис. 5).

Модель 2 представлена одиночной нагрузкой НК (НК-100 или НК-80) и представляет собой четырехосный колесный экипаж (рис. 5). В расчетах принимается та модель, которая создает в элементах или сечениях сооружения наиболее неблагоприятный эффект.

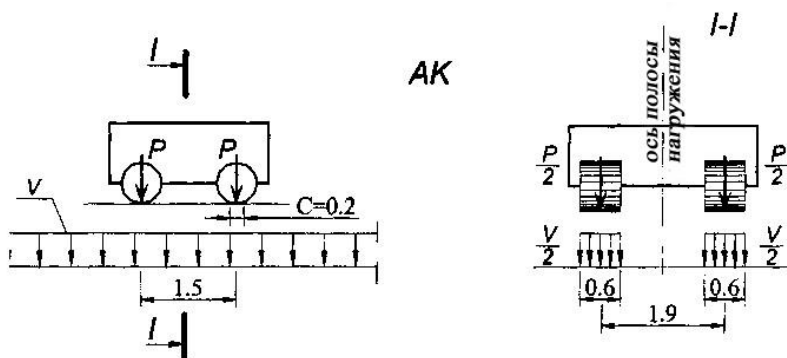


Рисунок 4 - Модель 1 в виде полос нагрузки АК

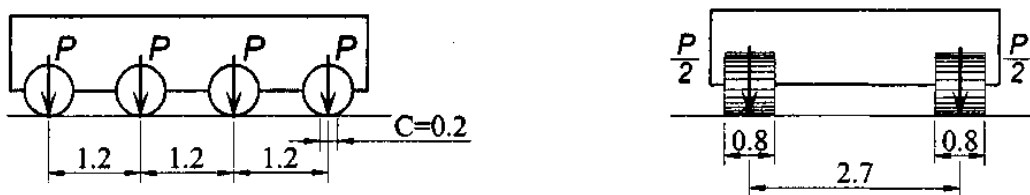


Рисунок 5 - Модель 2 в виде четырехосного колесного экипажа НК-100 (80)

Характеристические значения временной нагрузки на тротуары и пешеходные мосты принимаются как вертикальные равномерно распределенные нагрузки:

а) на пешеходные мосты и тротуары автодорожных мостов без учета других нагрузок – 3,92 кПа;

б) на тротуары мостов при расчетах с учетом других подвижных нагрузок – 1,96 кПа.

В РФ при определении нагрузок на пролетные строения мостовых сооружений действует нормативный документ [6]. При сравнении норм [6] с ДБН [1] определены следующие основные отличия в определении расчетных нагрузок:

- значительно меньшие коэффициенты надежности для постоянных нагрузок по сравнению с [1];

- [6] не разделяет класс автомобильной нагрузки АК и НК в зависимости от принятой категории дороги;

- по нормам [6] к временной подвижной нагрузке НК вводится коэффициент надежности $\gamma_f = 1,1$ (по [1], $\gamma_f = 1,0$);

- имеются расхождения в определении динамических коэффициентов $1+\mu$.

Результаты обследования

По результатам обследования конструкций, обнаруженных дефектов и повреждений, в соответствии с [7, 8], сделано заключение о техническом состоянии несущих элементов сооружения:

- подпорная стена со стороны опоры №0 находится в непригодном к нормальной эксплуатации состоянии (3-я категория);

- подпорная стена со стороны опоры №9 находится в удовлетворительном состоянии (2-я категория);

- опорные части главных балок пролетного строения находятся в непригодном к нормальной эксплуатации состоянии (3-я категория);

- монолитная железобетонная плита проезжей части по всей длине моста находится в непригодном к нормальной эксплуатации состоянии (3-я категория);

- монолитная железобетонная плита двусторонних тротуаров по всей длине моста находится в аварийном состоянии (4-я категория);

- металлические конструкции пролетного строения находятся в непригодном к нормальной эксплуатации состоянии (3-я категория) вследствие чрезмерного коррозионного износа.

Результаты расчета грузоподъемности и оценки технического состояния моста в соответствии с рекомендациями действующих нормативных документов

Грузоподъемность моста определялась по наиболее слабому несущему элементу. Основным показателем грузоподъемности - это относительная грузоподъемность в долях эталонных нагрузок А-15 и НК-100. Схема эталонных нагрузок принималась в соответствии с [1].

Статический расчет несущих конструкций пролетного строения выполнялся МКЭ, при упругой работе материала с использованием программного комплекса SCAD Office. Вер. 7.31 [16].

По требованиям [1] усилия в элементах определялись с учётом пространственной работы пролетного строения. Схемы установки транспорта и нагрузки от пешеходов поперек моста для расчета КПУ определялись в 2-х вариантах:

а) по методике внецентренного сжатия [13, 14] (рис. 6, 7).

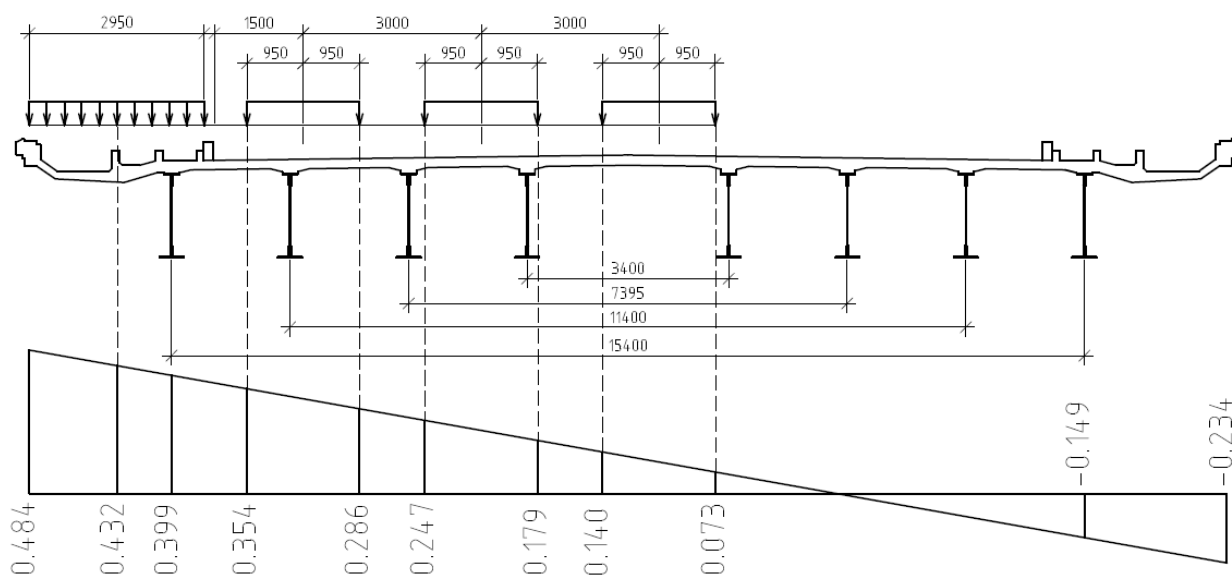


Рисунок 6 – Схема определения КПУ для временной подвижной нагрузки А-15 и пешеходной нагрузки на левом тротуаре с линией влияния давления на крайнюю балку Б1

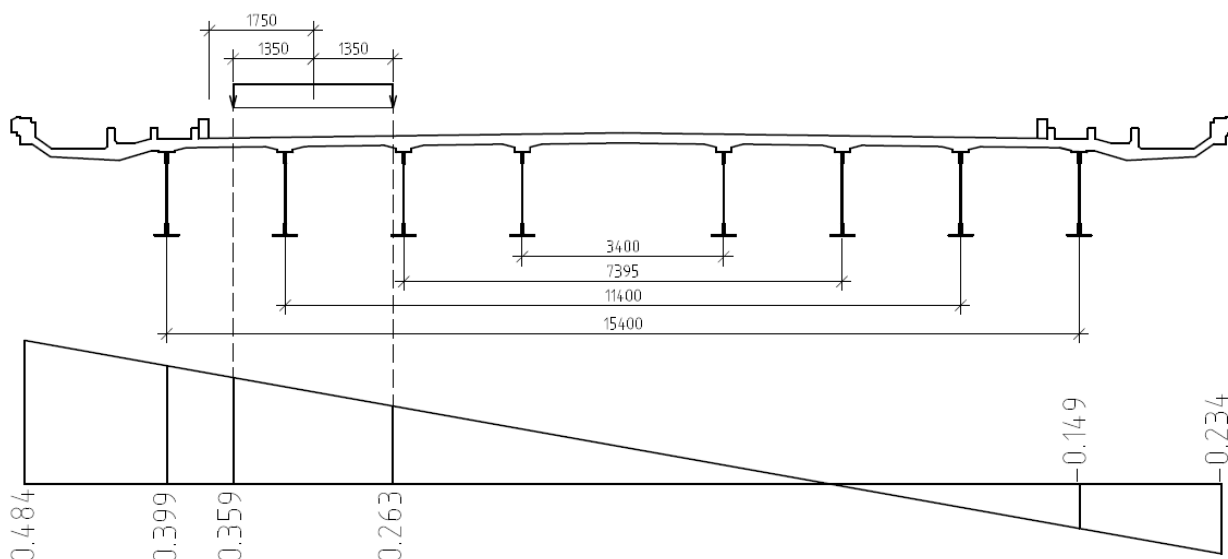


Рисунок 7 – Схема определения КПУ для временной подвижной нагрузки НК-100 с линией влияния давления на крайнюю балку Б1

б) по данным конечно-элементного моделирования. С целью уточнения КПУ при учете реальных жесткостных параметров элементов пролетного строения, с учетом кручения мостового полотна и граничных условий его закрепления – конструкция строения моделировалась МКЭ с использованием ПК Лира - САПР 2013. Фрагмент расчетной модели приведен на рис. 8. Для определения ординат линии влияния давления на главные балки Б1 и Б4 в поперечном сечении моста перемещался единичный груз $P = 1\text{кН}$. Расчет производился при упругой работе материалов, по недеформированной схеме, без учета образования трещин в монолитной плите проезжей части.

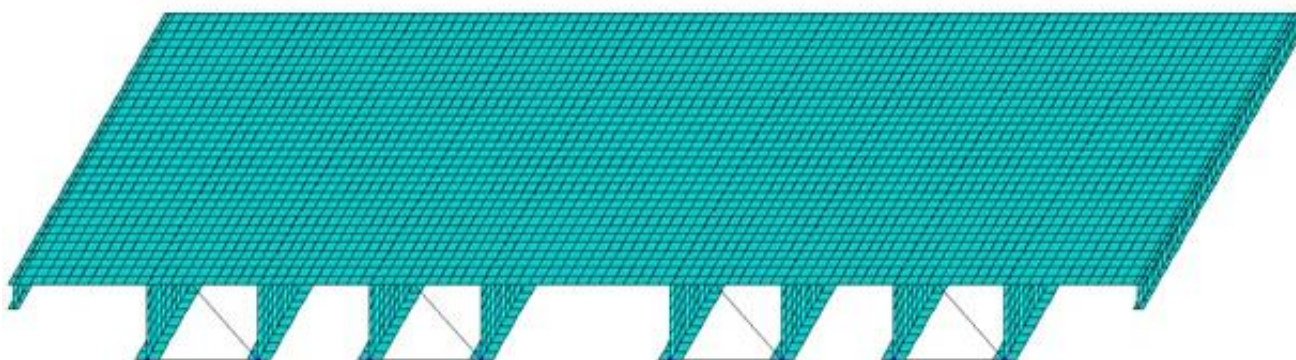
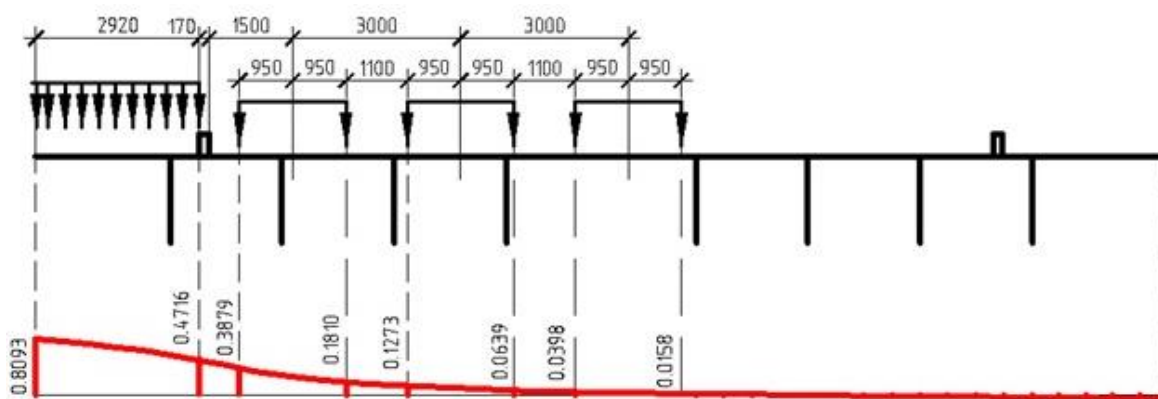
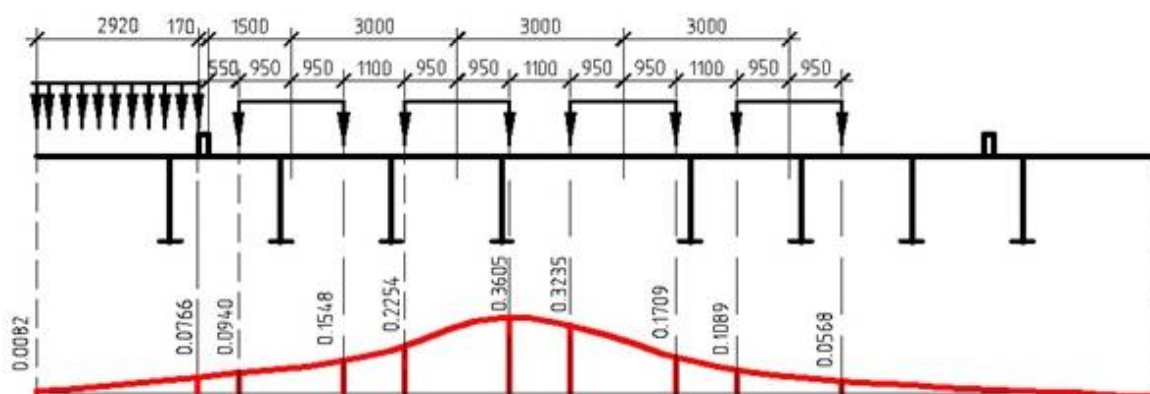


Рисунок 8 – Фрагмент расчетной модели в ПК Лира – САПР 2013 для определения ординат линии влияния давления на главные балки Б1 и Б4

Линии влияния давления на балки Б1 и Б4 приведены на рис. 9.



а)



б)

Рисунок 9 – Линии влияния опорных давлений: а) для крайней балки Б1; б) для средней балки Б4. Загружение линии влияния подвижной нагрузкой А-15 и толпой пешеходов

Как видно из рис. 9, по сравнению с вышеуказанной инженерной методикой внецентренного сжатия, наибольшее опорное давление передается не крайней, а средней главной балке Б4. Результаты сравнения КПУ по инженерной методике расчета и численному расчету в ПК Лири – САПР 2013 приведены в табл. 2.

Таблица 2 – Сравнение КПУ, полученных по инженерной методике и численному расчету в ПК Лири – САПР 2013

Марка главной балки	КПУ, инженерная методика расчета по [13,14]	КПУ, численный метод расчета в ПК Лири	Отклонение результатов, Δ , %
Б1	1,232	0,802	-34,9
Б4	1,194	1,288	+7,9

Таким образом, для крайней главной балки Б1 метод внецентренного сжатия по методике [13,14] завышает величину временной подвижной нагрузки А-15 на 34,9%. Для средней балки Б4 вычисленные значения КПУ незначительно отличаются друг от друга, с максимальным отклонением 7,9%.

Расчетное давление на главную балку от одного колеса тележки А-15 в соответствии с методикой [1]. Некоторые из схем загрузки линий влияния силовых факторов временными подвижными нагрузками от транспорта и пешеходов приведены на рис. 10.

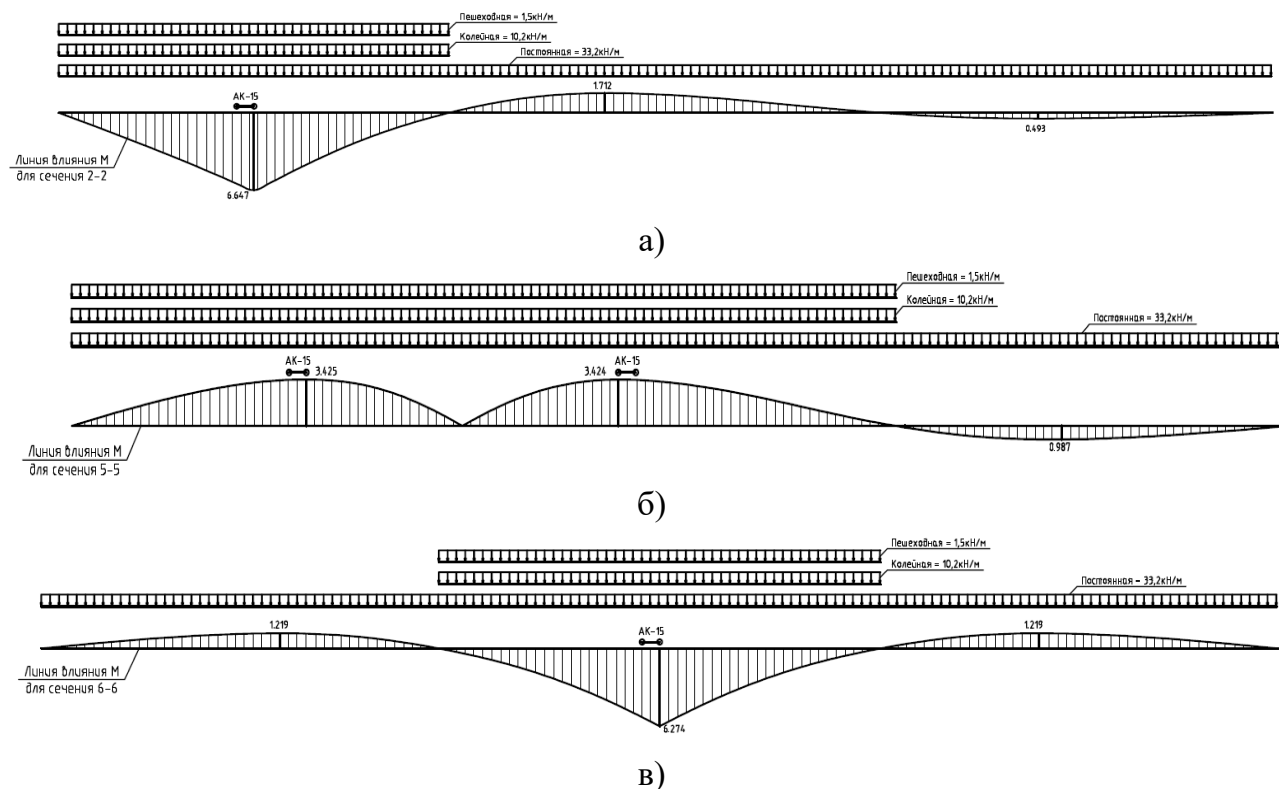


Рисунок 10– Схемы загрузки линий влияния нагрузкой А-15 и толпой пешеходов для определения наибольшего: а) изгибающего момента в первом пролете; б) изгибающего момента над первой промежуточной опорой; в) изгибающего момента во втором пролете

Результаты расчета несущей способности пролетного строения для наиболее нагруженных центральных пролетов по двум группам предельных состояний с учетом данных обследования приведены в табл. 3.

Таблица 3 – Результаты расчета несущей способности главных балок пролетного строения для центральных пролетов

№ п/п	Критерий несущей способности	Максимальные расчетные значения напряжений, прогибов, ширины раскрытия трещин	Допустимое значение (расчетное сопротивление, прогиб, ширина раскрытия трещин)	Коэффициент перегруза, Δ
1.	Нормальные напряжения в нижних поясах (в пролете)	$\sigma_{max} = 589,0$ МПа	$R_y = 213,6$ МПа	2,76 (1,80)
2.	Нормальные напряжения в поясах над промежуточными опорами	$\sigma_{max} = 479,0$ МПа	$R_y = 213,6$ МПа	2,24 (1,46)
3.	Касательные напряжения в вертикальных стенках над промежуточными опорами	$\tau_{max} = 292,0$ МПа	$R_s = 123,9$ МПа	2,36 (1,54)
4.	Прочность бетона монолитной плиты на локальное смятие под жесткими упорами	$\sigma_{b,loc} = 14,7$ МПа	$1,6 \cdot R_b = 12,2$ МПа	1,20 (0,78)
5.	Ширина раскрытия трещин в монолитной железобетонной плите над промежуточными опорами от нормативных нагрузок	$a_{crc} = 1,23$ мм	$[a_{crc}] = 0,4$ мм	3,08 (2,01)
6.	Упругий вертикальный прогиб от нормативных нагрузок	$f_{max} = 210,6$ мм	$\left[\begin{aligned} f_{max} &= \frac{L}{400} \\ &= 84,6 \text{ мм} \end{aligned} \right]$	2,49 (1,62)
Примечание: коэффициент перегруза Δ , указанный в скобках, определен по уточненному значению КПУ вследствие численного расчета в ПК Лира.				

Как видно из табл. 3, по мосту невозможен проезд транспорта типа А-15 и НК-100. Для обеспечения несущей способности моста предельно допустимая нормативная нагрузка на одну ось двухосного тандема должна составлять не более:

$$P_n = \frac{K}{\Delta_{max}} = \frac{15}{3,08} = 4,87 \text{ тс}$$

где $K = 15$ – класс наиболее неблагоприятной временной подвижной нагрузки А-15;

$\Delta_{max} = 3,08$ – наибольший коэффициент перегруза.

При использовании уточненного КПУ предельно допустимая нагрузка на одну ось двухосного тандема не должна превышать $15/2,01 = 7,46$ тс.

***Определение остаточного ресурса пролетного строения моста
по критерию выносливости***

При расчете конструкций мостовых сооружений на выносливость, нормы проектирования [2, 6] не рассматривают статистическую природу воздействия реальных нагрузок на мостовое сооружение, не учитывают реальный размах напряжений цикла перемен нагрузок, возникающий от прохождения различных транспортных средств, а также историю нагружения сооружения в течение периода его эксплуатации.

Более достоверной является методика, состоящая в оценке степени усталости материала конструкции на основе теории накопления усталостных повреждений, концентрации напряжений, возникающей в соединениях металлоконструкций, определения срока службы конструкций до исчерпания эксплуатационного ресурса и сопоставления этого срока с его нормативным значением [12].

В соответствии с Еврокод 3 [12], усталостное повреждение определяется на основе линейной теории накопления усталостных повреждений в соответствии с гипотезой Пальмгрена – Майнера.

По итогам определения интенсивности движения транспорта за весь период эксплуатации определялись расчетные размахи циклов нагружения. При известных величинах размахов циклов, по кривой усталости (для категории детали №50) определялось количество циклов до разрушения (рис. 11), а затем строились блоки нагружения (рис. 12).

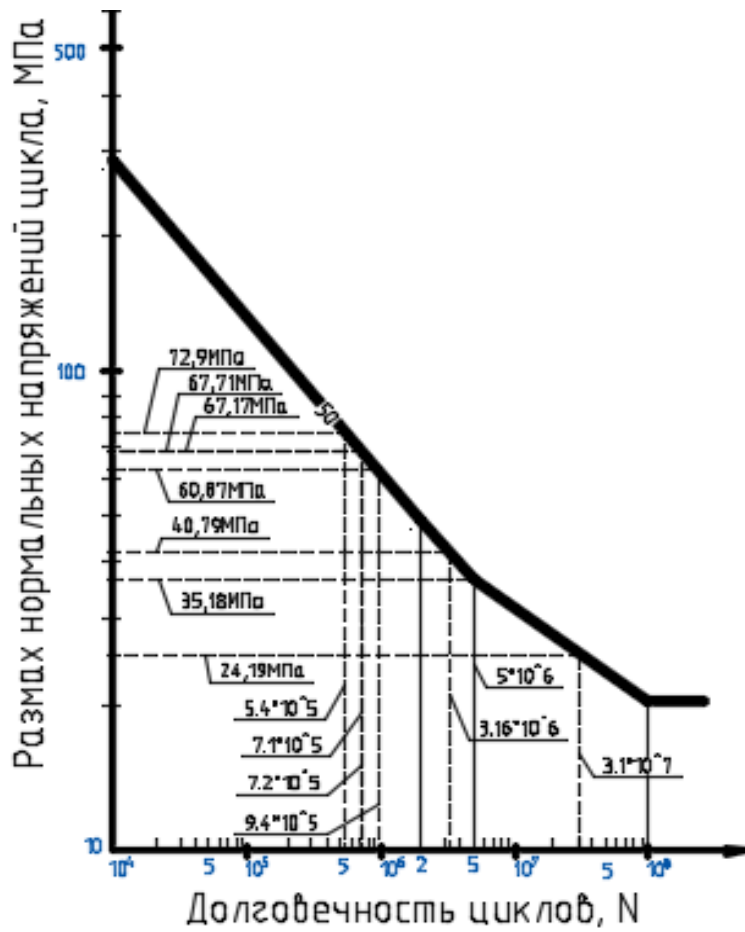
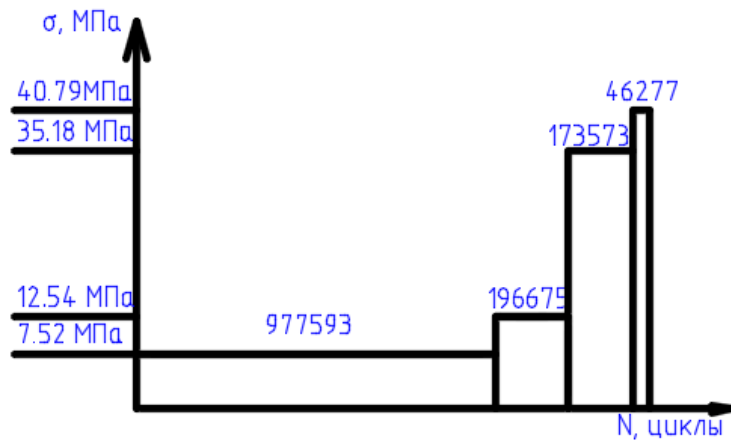


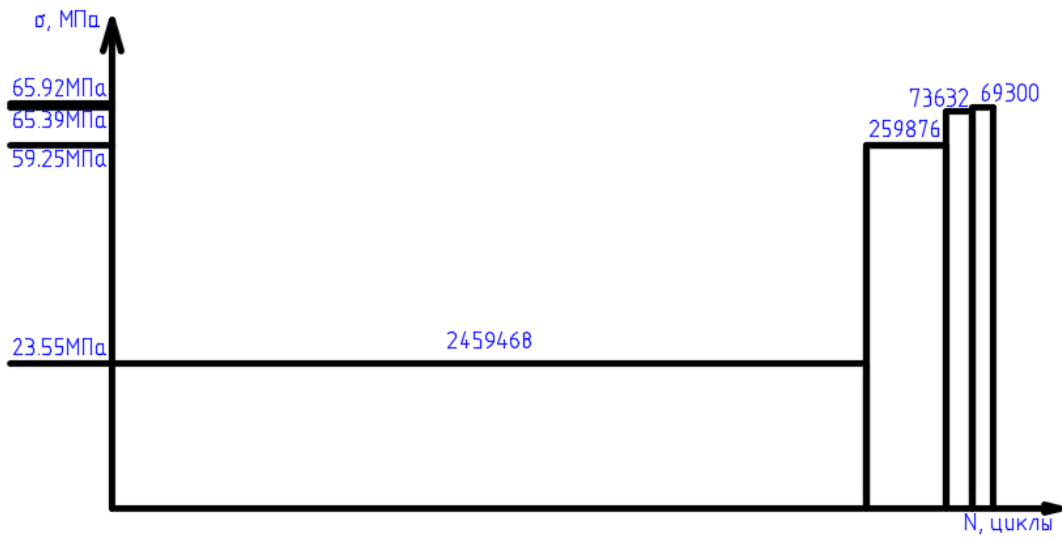
Рисунок 11 – Определение количества циклов перемен нагрузок до усталостного разрушения по известным размахам нормальных напряжений цикла $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i$



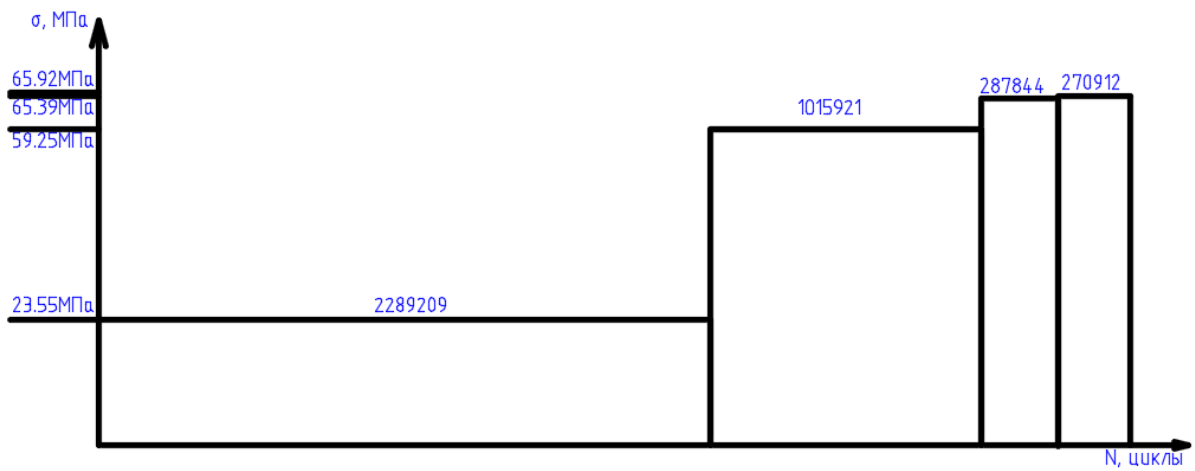
а)



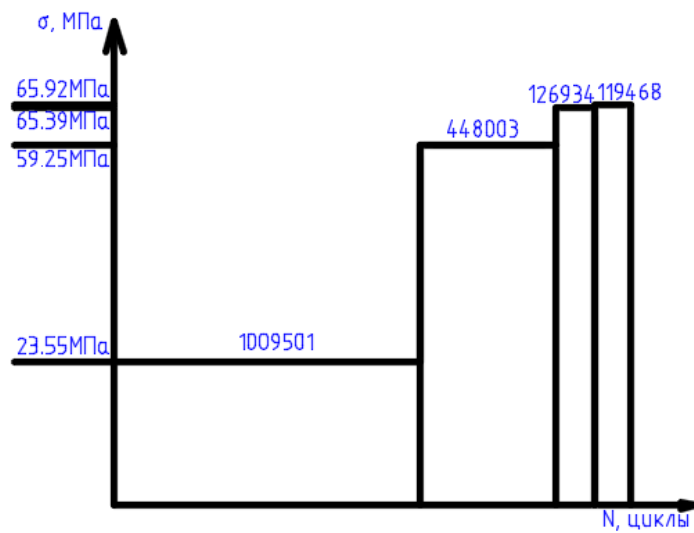
б)



в)



г)



д)

Рисунок 12 – Блоки нагружения моста временной подвижной нагрузкой за периоды эксплуатации: а) 1951-1961; б) 1962-1983; в) 1984-2004; г) 2005-2014; д) 2015-2019г.

Суммарное усталостное повреждение пролетного строения моста составило:

$$D_q = \sum_{i=1}^n \frac{n_{E,i}}{N_{R,i}} = 3,69 > 1,0.$$

Усталостная прочность по критерию эквивалентного спектра размахов напряжений:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 72,9 \text{ МПа} > \sqrt[m]{D_q} \cdot \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \sqrt[3]{3,69} \cdot \frac{50}{1,35} = 57,2 \text{ МПа}.$$

где $n_{E,i}$ – количество циклов, определяемое по i -му блоку нагружения в расчетном спектре для расчетного размаха напряжения цикла $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i = \gamma_{Ff} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_{min})$;

N_{Ri} – количество циклов до разрушения, определяемое по кривой усталости для соответствующей категории детали (соединения), при известном размахе напряжений цикла перемен нагрузок $\Delta\sigma_i$.

$\Delta\sigma_{E,2}$ – эквивалентный спектр размахов напряжений цикла постоянной амплитуды, который определяется по кривой усталости для соответствующей категории элемента и количества циклов;

$\Delta\sigma_c$ – предел выносливости на базе $N = 2 \cdot 10^6$ циклов,

γ_{Ff} – значение частного коэффициента безопасности для эквивалентных размахов нормальных $\Delta\sigma_{E,2}$ напряжений цикла при постоянной амплитуде;

γ_{Mf} – значение частного коэффициента безопасности для предела выносливости по нормальным $\Delta\sigma_c$ напряжениям цикла;

По результатам обследования моста было определено фактическое количество единиц транспорта, проезжающих по мосту: в утреннее, обеденное и вечернее время, средняя интенсивность движения транспорта и интенсивность движения по мосту за все предыдущие годы эксплуатации.

В результате установлено, что усталостная прочность конструкций пролетного строения на данный момент времени не обеспечена, эксплуатационный ресурс моста на момент 2019 года исчерпан.

Используя полученные данные при обследовании моста, был определен период времени исчерпания его эксплуатационного ресурса. Суммарное усталостное повреждение на момент 2004 года составило $D_q = 0,91$, а на момент

2005 года - $D_q = 1,07$. Таким образом, усталостный ресурс моста, предположительно, был исчерпан в период с 2004 по 2005 год.

Выводы

1. По мосту невозможен пропуск современных транспортных средств в виде современных подвижных нагрузок типа А-15 и НК-100.

2. С учетом дефектов и повреждений конструкций моста, полученных в течение всего срока его эксплуатации, предельно допустимая нормативная нагрузка на одну ось двухосного тандема должна составлять не более $P_H = 4,87$ тс (при использовании уточненного значения КПУ – 7,46 тс) вместо $P_H = 15,0$ тс, регламентируемых нормами проектирования.

3. Действующие нормы проектирования Украины и РФ не позволяют корректно прогнозировать остаточный ресурс мостовых сооружений по критерию выносливости, основанный на реальном размахе напряжений цикла с учетом концентрации напряжений в узлах и соединениях, а также истории нагружения.

4. Суммарное усталостное повреждение конструкций пролетного строения моста определено на уровне $D_q = 3,69$ (при допустимом значении $D_q = 1,0$), а реальный размах напряжений цикла превышает эквивалентный спектр размаха напряжений на базе 2 млн. циклов в 1,28 раза.

ЛИТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-15:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи» / Київ. Мінрегіонбуд України, 2009 р.
2. ДБН В.2.3-26:2010 (Частина 1) «Споруди транспорту. Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування» / Київ. Мінрегіонбуд України, 2011 р.
3. ДБН В.2.3-26:2010 (Частина 2) «Споруди транспорту. Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування» / Київ. Мінрегіонбуд України, 2011 р.
4. ДБН В.2.3-22:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування» / Київ. Мінрегіонбуд України, 2009 р.
5. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» / Київ. Мінрегіонбуд України, 2009 р.
6. Свод правил СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84» / Москва 2011 г.
7. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009 «Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» / Київ. Мінрегіонбуд України, 2009 р.
8. ДБН В.2.3-6:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування» / Київ. Мінрегіонбуд України, 2009 р.

9. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні [Текст] / А. В. Перельмутер, В. М. Гордеев, Є. В. Горохов [та ін.]. – К. : Сталь, 2002. - 166 с.
10. Рекомендации по содержанию и ремонту металлических пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / Министерство автомобильных дорог РСФСР, Государственный дорожный проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт. - Москва : ЦБНТИ Минавтодора РСФСР, 1983. - 131 с.
11. ВСН 4-81. Инструкция по проведению осмотров мостов и труб на автомобильных дорогах [Текст] / Министерство автомобильных дорог РСФСР. - М. : Транспорт, 1981. - 32 с.
12. ENV 1993-1-1:1992 Eurocode 3. Calcul des structures en acier – Partie 1-1: Regles generals et regles pour les batiments. 1993. 398 p.
13. Я.Д. Лившиц, М.М. Онищенко, А.А. Шкуратовский «Примеры расчета железобетонных мостов» / Киев. Вища шк., 1986. 263 с.
14. Гибшман, М. Е. Мосты и сооружения на автомобильных дорогах / М. Е. Гибшман, И. Е. Дедух. – Москва : Транспорт, 1981. 399 с.
15. Гибшман, Е. Е. Мосты со стальными балками, объединенными с железобетонной плитой / Е. Е. Гибшман. – Москва : Дориздат, 1952. 87 с.
16. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – Киев, изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.: ил.

ОЦЕНКА ТЕПЛОВИЗИОННЫХ ОБСЛЕДОВАНИЙ СТЕН ЗДАНИЙ

Пешнина Ирина Владимировна¹, к.т.н, доцент

e-mail: usr00313@vyatsu.ru

Пешнин Антон Николаевич², студент 4 курса

e-mail: antonpeshnin@mail.ru

^{1,2} ФГБОУ ВО «Вятский государственный университет» (www.vyatsu.ru),
г. Киров

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт обследования тепловой защиты стен многоэтажных жилых зданий в Кировской области. Описаны проблемы, возникающие при оценке результатов тепловизионных обследований стен методом сравнительного анализа. В связи с изменениями требований национальных стандартов тепловой защиты для практического применения уточнены критерии оценки тепловой защиты.

Ключевые слова: тепловизионные обследования; тепловая защита стен; критерии оценки.

EVALUATION CRITERIA FOR THERMAL IMAGING SURVEYS OF BUILDING WALLS

Peshnina Irina Vladimirovna¹, Ph. D., associate Professor

e-mail: usr00313@vyatsu.ru

Peshnin Anton Nikolaevich², student

e-mail: antonpeshnin@mail.ru

^{1,2} Vyatka state University (www.vyatsu.ru),
Kirov

ABSTRACT

The article describes the experience of examination of thermal protection of walls of multi-storey residential buildings in the Kirov region. The problems arising in the evaluation of the results of thermal imaging surveys of walls by the method of comparative analysis are described. In connection with changes in the requirements

of national standards of thermal protection for practical use, the criteria for assessing thermal protection have been clarified.

Keywords: thermal imaging inspection; thermal protection of walls; and evaluation criteria.

Повышение энергоэффективности зданий обосновано требованиями инновационного развития, а федеральный закон «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты РФ» №261-ФЗ от 23.11.2009 определил актуальность вопросов повышения энергоэффективности многоквартирных жилых домов.

Повышение тепловой защиты при проектировании энергоэффективных зданий привело к повсеместному использованию многослойных конструкций стен. Грамотная реализация в процессе строительства и эксплуатации зданий принятых по тепловой защите решений определяет создаваемый в здании микроклимат и энергоэффективность объекта на долгие годы [1].

Оценка качества тепловой защиты ограждающих конструкций после окончания строительства объекта предусматривается требованиями федерального закона, технических регламентов и национальных стандартов. Результаты оценки тепловой защиты должны подтверждать проектный уровень энергоэффективности объекта либо предоставлять все необходимые данные для последующего его повышения.

Анализ опыта тепловизионных обследований и судебно-строительных экспертиз методом сравнительного анализа показал, что существуют проблемы неправильной интерпретации полученных в ходе обследования вновь возводимых объектов в Кировской области результатов и некорректной оценки тепловой защиты стен в силу неверно определенных критериев оценки. [2]

Проведенные обследования и экспертизы устанавливали наличие недостатков конструкций стен – «скрытые дефекты в кирпичной кладке наружных стен, мостики холода в монтажных швах и сквозное продувание в притворах створок (либо иные дефекты)» – только по «нормируемому температурному перепаду» между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции.

Методы количественной оценки тепловой защиты стен с определением сопротивления теплопередаче в соответствии с утвержденными методиками и по-

следующим сравнением полученных данных с проектными значениями и требованиями норм практически не применялись.

Определение нормируемых показателей микроклимата обследуемых жилых помещений, далее используемых в расчетах производилось с нарушением установленных методиками процедур. [2]

В связи с введением в действие 15 июня 2019 г. Изменения №1 к СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 (далее - СП50) критерии оценки тепловой защиты, в том числе стен, необходимо уточнить.

Требования пункта 5.3 СП 50 изложены в новой редакции и, следовательно, для помещений с влажным и мокрым режимом, а также для производственных зданий со значительными избытками теплоты нормируемое значение сопротивления теплопередаче необходимо определять по формуле (5.4).

Ранее по формуле (5.4) СП 50 допускалось определять нормируемое значение сопротивления теплопередаче стен в случаях реконструкции зданий, для которых по архитектурным или историческим причинам невозможно утепление стен снаружи.

Нормируемый температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции в указанных случаях подлежит определению по таблице 5 СП 50 в редакции изменения №1. Так, для ванной комнаты, расположенной у наружной стены квартиры, критерии оценки изменились, и в ходе обследования следует устанавливать фактический температурный перепад и его нормируемое значение для проведения процедуры оценки.

Таким образом, применение правильных критериев оценки результатов тепловизионных обследований позволит получать достоверные данные о тепловой защите стен зданий и будет способствовать повышению энергоэффективности объекта в целом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Пешнина И.В., Сеницина О.В., Юркин Ю.В. Опыт обследования квартир в новостройках// Матер. УШ межд.научн.-практ. конф. 13 октября 2017 г. (Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения). СПб. : Изд-во Политехн.ун-та, 2017. С. 162-169.
2. Пешнин А.Н. Оценка качества результатов тепловизионных обследований ограждающих конструкций зданий// Инновационная наука. №7-8, 2019. С. 27-29.

ГЛИНЯНЫЙ ЗАМОК. ПОСЛЕДСТВИЯ НАРУШЕНИЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ФУНДАМЕНТА ПЕТРОПАВЛОВСКОЙ КРЕПОСТИ

Серова Татьяна Александровна, кандидат биологических наук,
инженер-биолог
e-mail: rareavist@mail.ru
ООО «РесТех»,
г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрены особенности конструкции глиняного замка, а также последствия его нарушения при прокладке современных инженерных сетей на примере Екатерининской куртины Петропавловской крепости в Санкт-Петербурге. Приведены результаты микологического обследования куртины как доказательство нарушения конструкции глиняного замка, являющегося элементом исторического сооружения.

Ключевые слова: глиняный замок; микология; Петропавловская крепость; биодеструкция; реставрация.

«CLAY LOCK». CONSEQUENCES OF VIOLATION OF THE FOUNDATION WATERPROOFING IN THE PETER AND PAUL FORTRESS

Serova Tatyana Aleksandrovna, PhD in Biological Sciences,
Biologist engineer
e-mail: rareavist@mail.ru
ResTech Ltd,
Saint-Petersburg

ABSTRACT

Features of «clay lock» making were mentioned in this article. Also the consequences of «clay lock» destruction for insertion of communications were highlighted on the example of the curtain «Ekaterininckaya» of Peter and Paul Fortress. The results of curtain's mycological examination were given as an evidence of consequences mentioned.

Keywords: «clay lock»; mycology; biodestruction; Peter and Paul Fortress; restauration.

При проведении работ по реставрации исторических памятников открываются тайны мастерства строителей прошлых веков.

В наше время достаточно примеров того, что тонкости деревянного зодчества, хитрости, известные русским мастерам прошлого, ускользают из внимания нынешнего специалиста, нацеленного на быстрый результат. Между тем, это не единственная трудность, с которой приходится сталкиваться. Проблема возникает при необходимости устройства современных подземных сетей при условии совмещения их строительства с конструкциями исторических сооружений.

В данной статье рассмотрен вопрос, возникший при обследовании одного из старейших зданий Санкт-Петербурга - Петропавловской крепости. При строительстве бастионов и куртин крепости для гидроизоляции их подземной части использовался глиняный замок.

Фундамент, сложенный из бута на известковом растворе, обмазывался слоем глины толщиной 8-10 см, который затем закрывался натуральной рогожей. Снизу в качестве дренажа подсыпался слой кирпичного щебня [1].

Глина - идеальный для гидроизоляции материал, который в плотном своем состоянии водонепроницаем и способен работать при промерзании грунта. При выпучивании грунта глиняный замок движется вдоль фундамента.

Глиняный замок - сплошной экранирующий слой из хорошо утрамбованной глины. Для строительства глиняного замка используется только плотная жирная глина с высокой степенью вязкости [2]. Суглинки или супеси категорически не подходят для гидроизоляции, поскольку не обладают нужной степенью плотности.

Глину перед закладкой в замок качественно проминали, чтобы создать однородную пластичную массу. Оптимальной для работы считалась влажность глины 15-30%. Размятая жирная глина закладывалась в траншею тонким слоем - 10-15 см и тщательно уплотнялась. Инструмент для трамбовки должен был иметь небольшую площадь подошвы и значительный вес. Процедура повторялась шаг за шагом, пока замок не сравняется с уровнем верха грунта. Затем вдоль фундамента накладывался валик, чтобы дождевые стоки отводились от здания, а не к нему [1].

Если глиняный замок качественно утрамбован, он не пропускает воду, но верхний слой глины после дождя или таяния снега размокает. Поэтому поверх глины накладывалась отмостка [3].

Таким образом, 300 лет назад в конструкции глиняного замка не было предусмотрено устройство каналов для прокладки инженерных сетей.

Между тем, современные стандарты [4-7 и другие] предписывают наличие в зданиях водопровода, канализации, отопления, электричества, причем подводка коммуникаций осуществляется, преимущественно, под землей. В связи с этим возникает необходимость нарушения замка для проводки коммуникаций.

К чему это приводит? Повреждение гидроизоляции влечет за собой подтопление подземных частей здания, вымывание и разрушение материалов ограждающих конструкций, их поражение биодеструкторами.

Рассмотрим на примере укреплений Екатерининской куртины Петропавловской крепости, к чему приводит нарушение гидроизоляции подземных частей сооружений.

Казематы западной части куртины откопаны от земляной засыпки на уровень XVIII века, не эксплуатируются уже достаточно долго (более 15 лет), демонтированы все инженерные сети. На момент обследования (сентябрь-октябрь 2017 года) кирпичные стены казематов были освобождены от отделочных слоев. Казематы восточной части куртины эксплуатируются службами музея.

Исследование биологического поражения материалов несущих и ограждающих конструкций проводилось, как уже было сказано, осенью 2017 года. Обследовались наружные и внутренние конструкции здания Екатерининской куртины. Целевыми объектами инженера-биолога были следующие группы организмов: плесневые грибы (микроспоровые), бактерии, водоросли, лишайники. Появление и мощное развитие биологических агентов разрушения материалов (биодеструкторов) говорит о температурно-влажностных условиях эксплуатации материалов, то есть биодеструкторы - это маркеры проблем, приводящих к ухудшению состояния конструкций.

При обследовании визуально оценивали распространенность и интенсивность поражения материалов. Использовали индивидуальные средства обзора (увеличительное стекло, фонари), инструменты (нож) и стерильную тару для отбора образцов.

Образцы пораженных материалов отбирались, преимущественно, способом соскабливания. Все пробы помещались в стерильные пакеты и доставлялись для анализа в лабораторию.

Для микологического анализа было отобрано 7 образцов с различных элементов и материалов. Для лабораторных опытов использовались агаризованные питательные среды, общих целей и селективные для обнаружения определенных групп микромицетов.

В помещениях восточной части куртины, эксплуатируемой службами музея, на стенах некоторых помещений и в коридоре отмечены биодеструкторы (рис. 1), в основном, у окон, то есть, со стороны наружных стен здания.



Рисунок 1 - Поражение плесневыми грибами, высолы на нижней неотделанной части стены под окном в одном из казематов эксплуатируемой части куртины

В целом, в казематах этой части куртины на стенах и сводах были зафиксированы высолы (не столь выраженные, как в «откопанной» части). В основном, они были заметны на неотделанных участках стен, а на отделке проступали чаще всего в нижней части (рис. 2). Во многих помещениях наблюдались следы подсоса воды от фундамента.



Рисунок 2 - Высолы и небольшие колонии плесневых грибов на стенах одного из казематов эксплуатируемой части куртины

Также общей проблемой подавляющего большинства казематов являлось появление трещин. Самые глубокие трещины были заметны на границе свода и стены под ним. Возможно, деформационные трещины усугубляются ежедневными вибрациями от полуденного залпа, также причиной формирования и расширения может быть просадка грунта в основании фундамента. Наиболее крупная трещина была обнаружена в Трубецком бастионе рядом с местом, где находится пушка (рис. 3). Эта трещина живет и постепенно увеличивается в своих размерах. Судя по этому, и трещины Екатерининской куртины «живые».

Такие трещины необходимо обследовать путем установки маячков, динамических датчиков и т.д., с постоянным контролем за состоянием трещины.



Рисунок 3 - Трубецкой бастион. Сквозная деформационная трещина перегородки

Казематы «откопанной» (западной) части имели ряд общих дефектов, связанных с нарушением глиняного замка под стенами куртины и, соответственно, с поднятием воды по стенам. Поднимающаяся вода вымывала соли из кирпичной кладки (из кирпича, из раствора), переносила их внутри кладки до места испарения и вызывала появление высолов, испаряясь, т.к. соли оставались и накапливались в этом месте. В результате указанных процессов, кирпичная кладка утрачивала прочность, крошилась.

Из многолетней реставрационной практики следует, что любые ремонтные работы, направленные на исправление не причин, а последствия повреждений, носят временный характер. Одной из причин разрушения ограждающих конструкций куртины является капиллярное поднятие воды. В результате воздействия капиллярной воды из-за нарушения гидроизоляции в виде глиняного замка происходит дальнейшее разрушение конструкций. При этом, преимущественно водяные токи будут происходить в теле старой кладки, уже имеющей повреждения. Вычинки новой кладки при этом могут отделяться от старой, что приводит к обрушениям стены. Поэтому необходимо решить проблему гидроизоляции.

Вода, поднимаясь по стенам и увлажняя материалы, неизбежно приводит к поражению материалов биодеструкторами. В случае внутренних конструкций, на поверхностях появились плесневые грибы, водоросли (рис. 4). Образование других групп биодеструкторов (лишайников и мхов) было более характерно для фасадов на данном объекте.



Рисунок 4 - Каземат неэксплуатируемой части куртины. Потемнения на кладке и отделке. Высолы. Поражение фанерного заполнения проема. В теле «штрыбы» имеются поражения плесневыми грибами

На момент обследования на полу трех казематов стояла вода. Возможно, уровень пола здесь ниже, чем в других помещениях (рис. 5).



Рисунок 5 - Вода, скопившаяся на полу одного из западных казематов

Наиболее сильно налет биодеструкторов был выражен на стенах, расположенных вдоль Невы и вдоль двора. То есть, как и в эксплуатируемой части, со стороны наружных стен. На перегородках, в целом, биодеструкция оказалась развита меньше. На внутренней стене, идущей вдоль здания, биопоражение сконцентрировалось, в основном, в нижней части конструкции. На сводах имелись меньшие по количеству и выраженности колонии микровицетов.

Что касается фасадов, то на нижней их части, на цокольных камнях наблюдалось развитие биопленки, наиболее сильно развитой со стороны Невы, где облицовка выполнена гранитными плитами. Организмы биопленки более развиты на откосах окон, слабее - на стенах, между плит (рис. 6).



Рисунок 6 - Наружная сторона куртины, обращенная к Неве. Биодеструкторы, в основном, сконцентрированы между плитами

Основным видом биодеструкции с обеих сторон крепости оказались водоросли и лишайники, иногда встречались травы. Со стороны двора биодеструкторы были локализованы на участках цоколя, а также на отмостке, где происходит периодическое переувлажнение. Отмостка имела разный уровень, поэтому в некоторых пониженных местах скапливалась вода и образовывался мох (рис. 7).



Рисунок 7 - Внутренняя часть куртины. Поражение био пленкой цоколя, мох и водоросли на отмостке

Результаты микологических лабораторных исследований образцов были получены следующие. На фасаде наружной части обнаружены плесневые грибы (*Penicillium cyclopium* Westling, *P. brevicompactum* Dierckx, *Mucor sp.* Fresen, *Trichoderma viride* Pers., *Fusarium oxysporum* Schldl.), лишайники вида: *Xantoria perietina* (L.) Th. Fr., мох вида: *Dicranum scoparium* Hedw.

Фасад дворовой части был поражен плесневыми грибами видов: *Penicillium tardum* Thom, *Aspergillus niger* Tiegh., *Cladosporium cladosporoides* (Fresen.) G.A.de Vries. Был обнаружен лишайник вида: *Miriacidica deusta* (Stenh.) Hertel & Rambold, мох вида: *Dicranum scoparium* Hedw.

В казематах эксплуатируемой части куртины в нижней части стен были обнаружены плесневые грибы видов: *Penicillium digitatum* (Pers.) Sacc., *P. cyclopium* Westling, *Alternaria consortiale* (Thüm.) J.W. Groves & S. Hughes, *Aureobasidium pullulans* (de Bary) G. Arnaud, *Geotrichum candidum* Link, бактерии.

В «откопанной части» материалы ограждающих конструкций поражены плесневыми грибами видов: *Penicillium digitatum* (Pers.) Sacc., *P. cyclopium* Westling, *P. lanosum* Westling, *P. nigricans* Westling, *Acremonium charticola* (Lindau) W. Gams, *Geotrichum candidum* Link, *Alternaria gossypii* (Jacz.) Y. Nisik., K. Kimura & Miyaw., *Aspergillus niger* Tiegh.

Обнаруженные плесневые грибы обитают повсеместно и обладают широчайшим спектром материалов, пригодных для своего развития. Они предпочитают прохладные влажные условия существования (неотапливаемая неэксплуатируемая часть куртины идеально для них подошла) и сниженную вентиляцию помещений (если движение воздуха минимально, микромицеты образуют особенно красивые, но вредные для нас с вами налеты). Виды *Aspergillus sp.* обычно считаются маркерами стабильно повышенной влажности материалов.

Все выделенные микромицеты являлись условно-патогенными микроскопическими грибами и относятся к 3-4 группе возбудителей инфекционных заболеваний человека. Виды родов *Aspergillus*, *Penicillium* являются аллергенами (способными вызывать аллергическую реакцию с астматическими компонентами). Поэтому существование таких организмов рядом с человеком губительно для последнего.

Таким образом, на примере Екатерининской куртины Петропавловской крепости мы видим, что нарушение глиняного замка, произошедшего при устройстве коммуникаций, является ключевой проблемой здания, влекущей за собой разнообразные нарушения. Среди них поднятие воды по фундаменту и стенам, увлажнение материалов. Это приводит к появлению на них биодеструкторов. Многие зоны биопоражения сосредоточены в нижней части стен. Биодеструкторы заселяют материал и постепенно разрушают его. Основной группой организмов-разрушителей являются плесневые грибы.

Еще одним следствием нарушения глиняного замка является переувлажнение кирпичной кладки, из которой выполнены стены куртины. По кирпичу с водой перемещаются соли, кирпич и раствор размываются, образуются высолы.

Таким образом, было проведено обследование состояния одного из старейших исторических памятников Санкт-Петербурга, мы рассмотрели проблему объединения исторической конструкции и современных коммуникаций. Эта проблема не уникальна для Петропавловской крепости, поэтому в будущем необходимо будет найти способ восстановления глиняного замка или дублирования гидроизоляции путем использования современных материалов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Как делали фундамент в старину [Электронный ресурс] URL: <https://betfundament.com/kak-delali-fundament-v-starinu/> (дата обращения 02.09.2019).
2. Иванов В.Ф. История строительной техники. М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962 г. 561 с.
3. Строительные конструкции. Под ред. А.М. Овечкина и Р.Л. Маиляна. 2-е изд. М.: Стройиздат 1974 г. 487 с.
4. Внутренний водопровод и канализация зданий. Свод правил. СП 30.13330.2012. М.: Проспект, 2016. 743 с.
5. СП 60.13330.2016 Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха. Актуализированная редакция СНиП 41-01-2003. М.: Минстрой, 2017. 95 с.
6. СП 32.13330.2012 Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85 (с изменениями № 1 и 2). М.: Минрегион России, 2012. 91 с.
7. СП 256.1325800.2016 Электроустановки жилых и общественных зданий. Правила проектирования и монтажа (с Изменениями № 1, 2). М.: Минстрой России, 2016. 122 с.

ВЕРОЯТНОСТЬ ОТКАЗА СТАЛЬНОГО ПРОГОНА ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ ПО КРИТЕРИЮ ПРОЧНОСТИ

Соловьев Сергей Александрович¹, к.т.н., старший преподаватель
e-mail: serbsol@yandex.ru

Уткин Владимир Сергеевич², д.т.н., профессор кафедры
«Промышленное и гражданское строительство»
e-mail: utkinvogtu@mail.ru

^{1,2} ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет»
г. Вологда

АННОТАЦИЯ

В статье разработана методика расчета вероятности отказа стального прогона на стадии эксплуатации при проведении инструментального (детального) обследования технического состояния строительных конструкций. Распределение Гумбеля (двойное экспоненциальное) использовано для моделирования усилий от снеговой нагрузки, для остальных стохастических параметров в работе принято нормальное распределение. Приведена расчетная формула для определения вероятности отказа. Рассмотрен числовой пример вычисления вероятности отказа стального прогона по критерию прочности его материала. Для комплексной оценки вероятности отказа следует рассматривать стальной прогон как условную механическую систему, состоящую из условных элементов – критериев предельных состояний первой и второй группы. Задача определения предельно допустимой вероятности отказа стального прогона будет связана с задачей оценки риска от отказа стального прогона в соответствии с Межгосударственным стандартом ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».

Ключевые слова: надежность; вероятность отказа; прогон; обследование; вероятностный анализ; риск.

STEEL BEAM FAILURE PROBABILITY ON MATERIAL STRENGTH IN INSPECTION

Solovyev Sergey Alexandrovich¹, Candidate of Technical Sciences,
Senior Lecturer

e-mail: ser6sol@yandex.ru

Utkin Vladimir Sergeevich², Doctor of Technical Sciences, Professor,
Department of Industrial and Civil Engineering

e-mail: utkinvogtu@mail.ru

^{1,2} Vologda State University, Vologda

ABSTRACT

The article described the method for steel beam failure probability estimation during detail (instrumental) inspection of structure technical condition. The Gumbel distribution (double exponential distribution) is used to model the forces from the snow load, for the other stochastic parameters the normal distribution is assumed. The design formula for evaluation the probability of failure is given. A numerical example of failure probability evaluation of a steel beam is considered by the strength criterion of beam material. For a comprehensive assessment of the failure probability, the steel beam should be considered as a conditional mechanical system consisting of conditional elements – criteria for limit states of the first and second groups. The task of determining the ultimate failure probability of the steel beam will be associated with the risk assessing problem for steel beam.

Keywords: reliability; failure probability; steel beam; inspection; probabilistic analysis; risk.

Введение

Оценка надежности (безопасности эксплуатации) является одной из задач при проведении обследования технического состояния строительных конструкций. В соответствии с ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований», надежность – свойство строительного объекта выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации. В соответствии с ГОСТ 27.002-2015 «Надежность в технике. Термины и определения» в качестве показателя надежности может быть принята вероятность безотказной работы или вероятность отказа.

Вероятностные методы расчетов элементов строительных конструкций, в том числе стальных прогонов (и балок) представляют научный интерес в РФ и за рубежом. Расчет элементов конструкций на надежность рассмотрен в фундаментальной работе [1]. Так, в [2] рассмотрены вопросы вероятностного анализа стальных балок и колонн на устойчивость. В [3] рассмотрен пример расчета вероятности безотказной работы стальной балки с описанием прочностных характеристик балки различными вероятностными распределениями. Однако не рассматривается вопрос о дифференциации распределений нагрузки на балку.

Аналитическую модель предельного состояния для расчета вероятности отказа стального прогона в соответствии с СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» можно записать следующим образом (с учетом стохастической природы величин):

$$\tilde{M} \leq \tilde{M}_{ult}, \quad (1)$$

где \tilde{M} – изгибающий момент от расчетной эксплуатационной нагрузки;

\tilde{M}_{ult} – предельный изгибающий момент.

Волнистая линия над символом означает, что данный параметр представляет собой случайную (стохастическую) переменную, принимающую случайные значения при ее экспериментальном определении.

Левая часть неравенства модели предельного состояния (1) можно записать следующим образом:

$$\tilde{M} = \tilde{M}_{snow} + \tilde{M}_{str}, \quad (2)$$

где \tilde{M}_{snow} - изгибающий момент в стальном прогоне от расчетной снеговой нагрузки как стохастической величины;

\tilde{M}_{str} - изгибающий момент в стальном прогоне от расчетной нагрузки собственного веса прогона и веса опирающихся на него конструкций, а также возможной технологической нагрузки.

Предельный изгибающий момент для стального прогона может быть выражен в виде:

$$\tilde{M}_{ult} = \tilde{\sigma}_{ult} W, \quad (3)$$

где $\tilde{\sigma}_{ult}$ - прочность стали прогона, определяемая по результатам испытаний при обследовании;

W - момент сопротивления сечения стального прогона.

Модель предельного состояния (1) с учетом положений (2) и (3) можно привести к следующему виду:

$$\tilde{M}_{snow} \leq \tilde{\sigma}_{ult} W - \tilde{M}_{str}. \quad (4)$$

Method

Введем обозначения: $\tilde{M}_{snow} = X$, $\tilde{\sigma}_{ult} W - \tilde{M}_{str} = Y$. Все стохастические величины в правой части неравенства (4) можно описывать нормальным распределением. Так в JCSS Probabilistic Model Code 2001 отмечено, что для описания нагрузки от собственного веса конструкций применяется нормальное (гауссовское) распределение. Параметры нормального распределения в данном случае будут определяться как: математическое ожидание: $m_y = m_{\sigma,ult} W - m_{M,str}$, где $m_{\sigma,ult}$ - математическое ожидание прочности стали прогона; $m_{M,str}$ - математическое ожидание изгибающего момента от суммы математических ожиданий собственных весов конструкций; среднеквадратическое отклонение: $S_y = S_{\sigma,ult} W + S_{M,str}$, где $S_{\sigma,ult}$ - среднеквадратическое отклонение прочности стали прогона; $S_{M,str}$ - среднеквадратическое отклонение изгибающего момента от нагрузок от собственного веса прогона и веса вышележащих конструкций.

Математическое ожидание по результатам испытаний следует оценивать в виде доверительного интервала. В этом случае для параметра $m_{\sigma,ult}$ принимается нижнее значение (нижняя граница) доверительного интервала, а для параметра $m_{M,str}$ - верхнее значение доверительного интервала, что идет в запас надежности.

В [1, 4] отмечается, что снеговую нагрузку предпочтительнее описывать законом распределения Гумбеля (двойной экспоненциальный закон распределения), а не нормальным законом распределения. Функция распределения закона распределения Гумбеля имеет вид:

$$F_X(x) = \exp\left[-\exp\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)\right], \quad (5)$$

где β - параметр распределения, определяемый как $\beta = \frac{S_x \sqrt{6}}{\pi} \approx 0,78 \cdot S_x$, где S_x - среднеквадратическое отклонение случайной величины X ;

α - параметр распределения, определяемый как $\alpha = m_x - \gamma\beta \approx m_x - 0,45S_x$, где m_x – математическое ожидание случайной величины X ; γ - постоянная Эйлера-Маскерони.

Функция плотности распределения закона Гумбеля имеет вид:

$$f_X(x) = \frac{1}{\beta} \exp\left[\frac{\alpha-x}{\beta} - \exp\left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)\right] \quad (6)$$

В работе [4] приведены значения параметров и для различных снеговых районов РФ:

Таблица 1 – Значения параметров для снеговых районов РФ [4]

№ рай-она	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
α , кг/м ²	36,08	54,12	81,18	108,24	144,32	180,40	216,48	252,56
β , кг/м ²	13,73	20,60	30,89	41,18	54,92	68,65	82,38	96,11

Однако для зданий и сооружений класса КС-3 и КС-2 следует рекомендовать провести статистический анализ по выявлению данных коэффициентов на основе данных местных метеостанций.

Вероятность отказа для математической модели вида (4) в обозначении $X < Y$ можно вычислить по формуле [1]:

$$Q = \int_0^{+\infty} f_X(x) F_Y(x) dx \quad (6)$$

где $f_X(x)$ – плотность распределения случайной величины X ;

$F_Y(x)$ - функция распределения случайной величины Y .

С учетом принятых выше законов распределения для модели (4) можно записать выражение (6) в виде:

$$Q = \int_0^{+\infty} \frac{1}{\beta} \exp\left[\frac{\alpha-x}{\beta} - \exp\left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)\right] \cdot 0,5 \left[1 + \operatorname{erf}\left(\frac{x-m_y}{\sqrt{2}S_y}\right) \right] dx, \quad (7)$$

где $\operatorname{erf}()$ – функция ошибок (error function).

После вычисления параметров α , β , m_y и S_y , вероятность отказа Q по (7) рассчитывается в программе MathCAD или аналогичной ей.

Результаты и выводы

Пример. Пусть по результатам обследования стального прогона были установлены следующие параметры функций: $\alpha=32,4$ кН·м; $\beta=4,2$ кН·м; $m_y=48,3$ кН·м; $S_y=2,8$ кН·м. Графики плотностей распределения $f(x)$ для

«нагрузки» X и «прочности» Y представлены на рис. 1. Подставляя данные в (7), найдем значение вероятности отказа в виде $Q=0,0277$ или 2,77%.

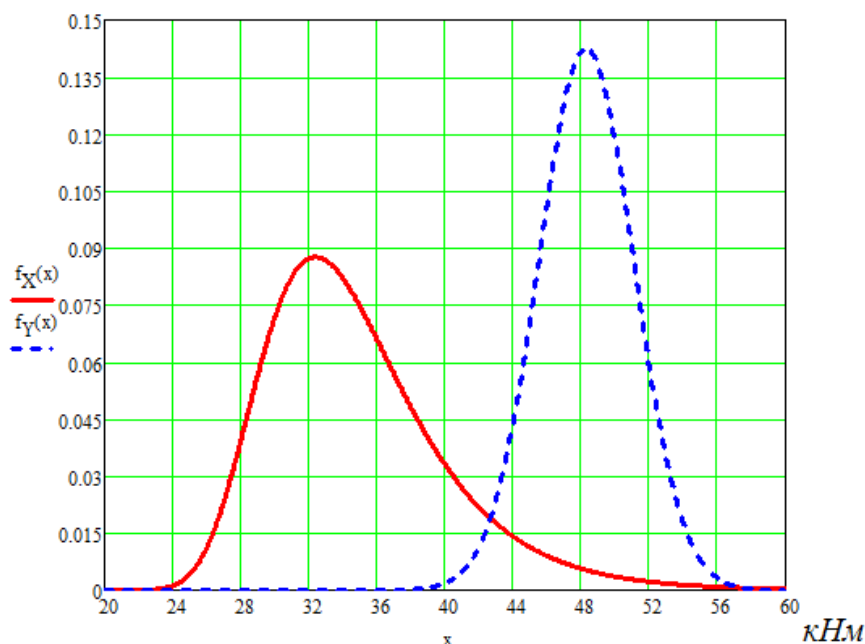


Рисунок 1 – Функции плотностей вероятностей распределения изгибающего момента от снеговой нагрузки как случайной величины X и предельного допустимого изгибающего момента Y

Для комплексной оценки безопасности эксплуатации стального прогона требуется выполнить расчеты по определению его вероятности отказа по другим критериям предельных состояний. В этом случае стальной прогон может быть представлен в виде условной механической системы [1].

Оценка вероятности отказа элемента по всем критериям предельных состояний необходима также для дальнейшей оценки риска в соответствии с Межгосударственным стандартом ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».

ЛИТЕРАТУРА

1. Райзер В.Д., Мкртычев О.В. Теория надежности в проектировании строительных конструкций. М.: АСВ, 2016. 908 с.
2. Szalai J., Papp F. On the probabilistic evaluation of the stability resistance of steel columns and beams // Journal of Constructional Steel Research. 2009. Vol. 65. pp. 569-577.
3. Vrouwenvelder T., Holicky M., Markova J. The JCSS probabilistic model code // Structural Safety. 1997. Vol. 19. №3. pp. 245-251.
4. Золина Т.В. Моделирование снеговой нагрузки на покрытие промышленного здания // Вестник МГСУ. 2016. №8. С. 25-33.

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ МИНИСТЕРСТВА ОБОРОНЫ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Сопот Владимир Николаевич¹, к.т.н., доцент

e-mail: sopot@mail.ru

Пронин Георгий Викторович², научный сотрудник

e-mail: georg5_11@mail.ru

Тимофеев Иван Олегович³, оператор научной роты

e-mail: barselona-95@mail.ru

¹⁻³ Научно-исследовательский институт (военно-системных исследований
материально-технического обеспечения
Вооруженных Сил Российской Федерации),
г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье приведены данные о состоянии зданий и сооружений, находящихся в ведении Министерства обороны. Определен порядок действий руководящего состава квартирно-эксплуатационных служб по организации осмотров зданий и сооружений и их действия при обнаружении признаков аварийного состояния несущих и ненесущих конструкций, а также документальное оформление, обосновывающие аварийное состояние здания.

Ключевые слова: техническое состояние зданий; повреждения и дефекты конструкций; аварийное состояние несущих конструкций; снижение несущей способности.

ASSESSMENT OF THE TECHNICAL CONDITION OF THE BUILDING
STRUCTURES OF THE MINISTRY OF DEFENSE RUSSIAN FEDERATION

Sopot Vladimir Nikolaevich¹, PhD (Eng), associate Professor

e-mail: sopot@mail.ru

Pronin Georgy Viktorovich², research fellow

e-mail: georg5_11@mail.ru

Timofeev Ivan Olegovich³, the operator of a research company

e-mail: barselona-95@mail.ru

ABSTRACT

The article presents data on the state of buildings and structures under the jurisdiction of the Ministry of defense. The procedure for the management of housing maintenance services on organization of inspections of buildings and structures and their actions when detecting signs of emergency in the state of bearing and non-bearing structures, as well as documentation justifying the emergency condition of the building.

Keywords: technical condition of buildings; structural damage and defects; emergency condition of load-bearing structures; the reduction in bearing capacity.

Значительное количество капитальных жилых, общевоинских и производственных зданий, сооружений, а также зданий социально-культурного назначения, находящихся в ведении Министерства обороны, находятся в ненадлежащем состоянии, проще сказать, в аварийном, и требуют немедленного вмешательства специалистов. По состоянию на конец 2015 г. требовали капитального ремонта 70% воинских зданий, 82% жилых домов, 60% котельных, 62% зданий дизель-электрических станций, 72 % инженерных сетей, что значительно увеличивает риски возникновения аварийных ситуаций [1].

Такие здания и сооружения представляют серьезную опасность. Так, 18 января 2015 года в войсковой части Западного военного округа обрушился Зданию было 34 года. Капитальный ремонт здания был проведен один год назад [1].

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

В результате чрезвычайного происшествия погибли 24 человека, ещё 21 госпитализирован с травмами различной степени тяжести [1].



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



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

Комплексная комиссия Министерства обороны по определению причин обрушения назвала некачественную кладку при строительстве здания казармы и ремонт в 2013 году, который только усугубил ситуацию: плиты перекрытий и

вентилируемый фасад были установлены без учёта несущей способности ветхих стен.

Таким образом, назрела необходимость обучения специалистов для проведения технического обследования и мониторинга зданий, сооружений и жилых помещений военных городков [2]. На первом этапе необходимо достаточно быстро и качественно определить категорию технического состояния строительной части зданий с целью повышения достоверности информации при формировании перечня аварийных зданий в Министерстве обороны Российской Федерации. По состоянию на январь 2016 г. более 3000 зданий и сооружений имели признаки аварийных. По 59 таких объектов было принято решение по высвобождению по причине аварийности.

Организовать надлежащий осмотр зданий и сооружений в первую очередь обязаны руководящие и инженерно-технические составы квартирно-эксплуатационных служб частей и организаций в военных округах, отделы (отделения) эксплуатации, управления эксплуатационного содержания и обеспечения коммунальными услугами воинских частей и организаций военных округов, осуществляющие эксплуатацию зданий и сооружений Министерства обороны Российской Федерации.

Признаками аварийного состояния несущих конструкций являются определенного вида повреждение и дефекты, к которым в первую очередь относятся [3]:

- деформации (сквозные трещины, прогибы и выгибы, просадки и т.п.) конструкций и узлов их соединения;
- уменьшение площади сечения элементов конструкций (вследствие разрушения материалов, ошибок проектирования и строительства);
- изменение проектного положения конструкций (отклонения от вертикали, смещение с опор и т.п.).

Признаки аварийного состояния несущих конструкций должны выявляться в ходе осмотров зданий. Периодичность, объем и исполнители осмотров определяются требованиями Приказов Министра обороны, Руководителя Департамента эксплуатационного содержания и обеспечения коммунальными услугами и требованиями нормативных документов, а также рекомендациями.

Наиболее существенным признаком аварийного состояния конструкций является заметное развитие во времени указанных выше повреждений.

Повреждения несущих конструкций, являющиеся признаками их аварийного состояния, наблюдаются, как правило, в определенных наиболее уязвимых местах зданий, показанных на рис. 3, на которые при осмотрах следует обращать особое внимание.

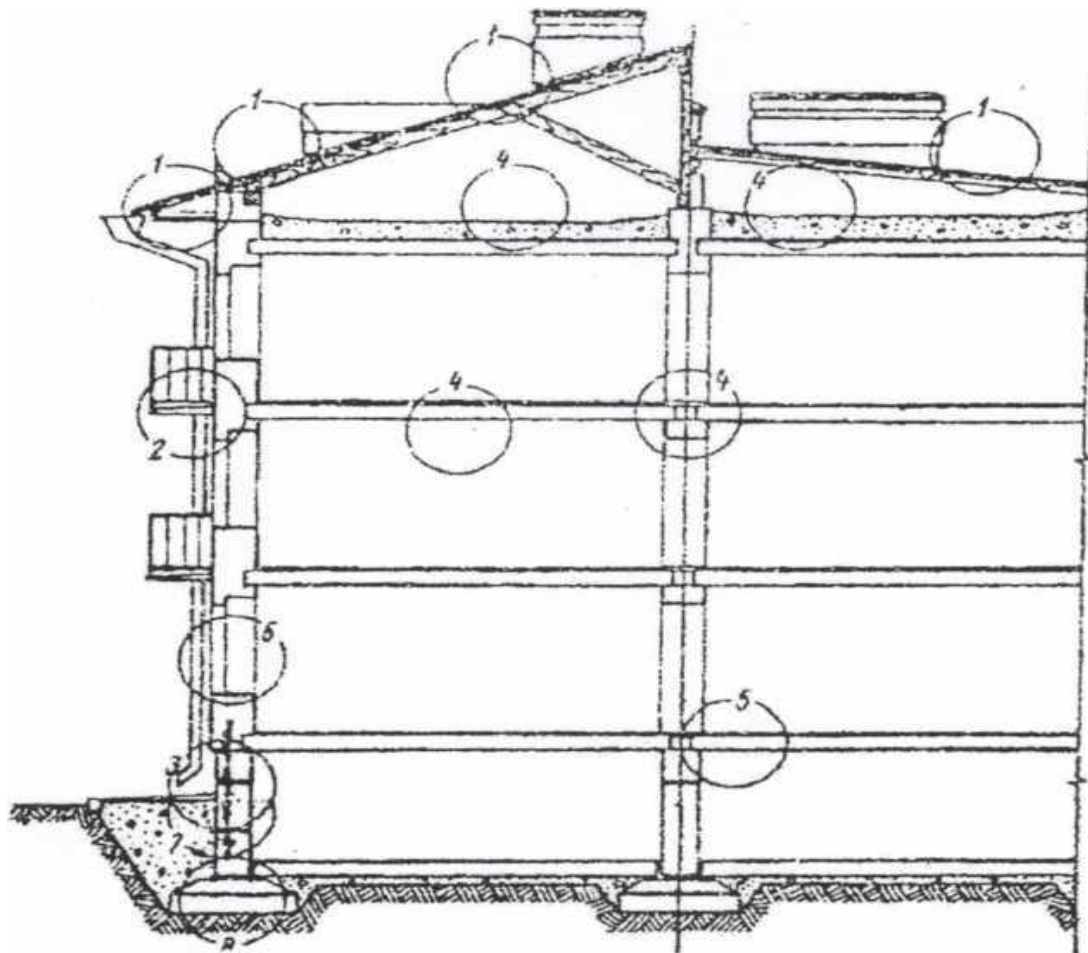


Рисунок 3 – Характерные места повреждений строительных конструкций зданий (характерно для зданий любого назначения)

1 – в крышах: места сопряжения кровли с трубами, парапетами и над стройками с воронками внутренних водостоков, карнизы, ендовы;

2 – в стенах: стыки панелей, закладные детали и связи, простенки и перемычки, места прохождения водостоков и расположения выступающих деталей фасадов (балконы, пояски, карнизы и т.п.);

3, 7, 8 – в фундаментах: места сопряжения с отмостками, вводы инженерных коммуникаций, места расположения водосточных труб;

4 – в перекрытиях: середина пролета, опорная часть, зоны увлажнения и сосредоточения нагрузок, швы между панелями, места прохождения инженерных коммуникаций;

5 – в колоннах: места опирания балок и настилов, вертикальные грани (ребра), места пересечения с перекрытиями и полами.

При получении оперативной информации о появлении признаков аварийного состояния несущих конструкций должностные лица эксплуатационных служб любого уровня обязаны доложить об этом руководителю вышестоящей эксплуатационной организации и немедленно предпринять меры по обеспечению безопасности людей и сохранности материальных ценностей. После этого в отдел (отделение) эксплуатации должна быть направлена заявка на проведение внеочередного осмотра здания [3].

При выявлении аварийного состояния ненесущих строительных конструкций (ненесущие стены, перегородки, козырьки, карнизы, облицовка и штукатурка стен и потолков, подвесные потолки и т.п.) должностные лица эксплуатационных служб любого уровня обязаны немедленно предпринять меры по обеспечению безопасности людей и сохранности материальных ценностей в зоне их возможного обрушения.

При получении заявки или иной информации о выявлении признаков аварийного технического состояния несущих конструкций руководитель отдела (отделения) эксплуатации обязан организовать проведение дополнительного осмотра здания в соответствии с требованиями Приказов Министра обороны и Руководителя Департамента эксплуатационного содержания и обеспечения коммунальными услугами и требованиями нормативных документов. В ходе дополнительного осмотра необходимо выполнить следующие мероприятия [3]:

- обеспечить безопасность людей и материальных ценностей, находящихся в зоне возможного обрушения конструкций;
- установить наблюдение за выявленными повреждениями несущих конструкций;
- документально зафиксировать дефекты и повреждения несущих конструкций;
- установить предполагаемые причины повреждений конструкций и принять меры по их устранению.

По результатам дополнительного осмотра отдел (отделение) эксплуатации обязан документально оформить установленное техническое состояние здания.

Документальное оформление осуществляется путем составления акта технического состояния здания. Акт с приложением документов, обосновывающих техническое состояние несущих конструкций, должен быть представлен для принятия решения в вышестоящую организацию – Управление эксплуатацион-

ного содержания и обеспечения коммунальными услугами воинских частей и организаций военного округа. Срок представления акта – в течение 10 дней с момента выявления признаков аварийного состояния конструкций.

По результатам рассмотрения Акта и материалов, обосновывающих установленное техническое состояние здания, руководитель Управления эксплуатационного содержания и обеспечения коммунальными услугами воинских частей и организаций военного округа принимает решение о включении здания в перечень аварийных зданий Министерства обороны Российской Федерации и о порядке его дальнейшей эксплуатации [5].

В сейсмоопасных регионах при осмотрах и оценке технического состояния зданий следует также руководствоваться «Пособием по организации и проведению контроля за техническим состоянием эксплуатационных характеристик зданий и сооружений, расположенных в сейсмоопасных регионах Российской Федерации».

Материалами, обосновывающими аварийное состояние несущих конструкций, являются следующие документы: карты и ведомости дефектов и повреждений, фотографии, а также результаты наблюдений за развитием деформаций (копии листов журналов наблюдений) [4, 5].

Документы, обосновывающие аварийное состояние здания, с приложением схем поэтажных планов и характерных разрезов здания, должны быть подшиты в папку. Папка должна заводиться отдельно на каждое здание и содержать описание находящихся в ней документов.

Наблюдение необходимо организовывать за развитием трещин, прогибов, выгибов, осадок и отклонением несущих конструкций от проектного положения. Наблюдение за развитием деформаций несущих конструкций должно быть организовано немедленно, в день их выявления. Наблюдение за развитием трещин в несущих конструкциях производится при помощи маяков. Измерение прогибов, выгибов и осадок горизонтальных несущих конструкций следует производить струной, оптическим или гидростатическим нивелированием.

Выпучивание поверхностей несущих конструкций и отклонение их от вертикального положения рекомендуется выполнять путем контрольного провешивания отвесом. Наблюдение за трещинами, нивелирование и контроль вертикальности несущих конструкций проводится с определенной периодичностью, в зависимости от скорости развития деформации, но не реже одного раза

в неделю. Наблюдения за развитием дефектов и повреждений фиксируются записями в журналах наблюдения. Записи в журналах наблюдения должны производиться ответственными работниками эксплуатирующей организации и сопровождаться их подписями.

Выявленные дефекты и повреждения, являющиеся признаками аварийного состояния конструкций, должны быть документально зафиксированы в течение 1...3 дней с момента их выявления [3].

Фиксация выявленных дефектов и повреждений конструкций производится в картах и ведомостях дефектов и повреждений, а также фотографированием (фотофиксация).

Карты и ведомости дефектов и повреждений являются взаимно дополняющими документами. При обосновании технического состояния конструкций одного здания могут применяться как тот, так и другой вид документа по отдельности, либо оба одновременно. Карты дефектов и повреждений составляются путем схематичного нанесения вида повреждений на чертежи (планы, развертки стен, разрезы, фасады и т.п.). Ведомости дефектов и повреждений составляются в табличной форме. Фотографированию подлежат фасады зданий, а также конструкции, имеющие дефекты и повреждения, относящиеся к признакам аварийности. Каждая фотография должна быть представлена на отдельном листе и сопровождена пояснением, содержащим сведения о фотографируемом элементе (место расположения в здании, сведения об элементе и его повреждениях), должность, фамилия и подпись исполнителя, дата исполнения фотографии.

Техническое состояние несущей конструкции при снижении её несущей способности более чем на 25% должно категорироваться как предаварийное и аварийное.

Снижение несущей способности конструкции должно определяться расчетным способом в соответствии с требованиями строительных норм.

Ориентировочная оценка снижения несущей способности конструкций и, соответственно, категория её технического состояния может быть произведена по виду и величине повреждений конструкции.

Техническое состояние конструкции, имеющей повреждения и дефекты, ухудшающие её эксплуатационные свойства, но не ведущие к снижению несущей способности, аварийным не является.

Техническое состояние здания должно быть признано аварийным, если в его составе имеются несущие конструкции в предаварийном и аварийном состоянии.

Аварийным может быть признано техническое состояние части здания не имеющей конструктивной связи с другими частями, если в пределах этой части здания имеются конструкции, техническое состояние которых признано аварийным, а их обрушение гарантированно не выйдет за границы данной части здания.

Разработку проектной документации на ремонт или усиление конструкций выполняет проектная организация на основе заключения о состоянии здания, сооружения и акта обследования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Демьянов А.А., Сопот В.Н., Рябов Н.В. Организация процесса обследования зданий и сооружений военных городков Министерства обороны Российской Федерации. XXI науч-мет. конф. "Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций" ВИ(ИТ) ВА МТО. 2017.
2. Демьянов А.А., Сопот В.Н., Дудурич Б.Б. Проблемы обследования зданий и сооружений военных городков Министерства обороны Российской Федерации. Подготовка специалистов. XXI науч-мет. конф. "Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций" ВИ(ИТ) ВА МТО. 2017.
3. Методические указания по оценке технического состояния строительных конструкций при отнесении зданий к категории аварийных в Министерстве обороны Российской Федерации. М., 2016. – 90 с.
4. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: МНТКС, 2011. – 89 с.
5. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М.: Госстрой России, 2011. – 47 с.

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

Материалы X научно-практической конференции
10-11 октября 2019 года

Налоговая льгота – Общероссийский классификатор продукции
ОК 005-93, т. 2; 95 3004 – научная и производственная литература

Подписано в печать 03.12.2019. Формат 60×84/16. Печать цифровая
Усл. печ. л. 6,75. Тираж 28. Заказ 13679б.

Отпечатано с готового оригинал-макета,
предоставленного составителями,
в типографии Издательства Политехнического университета.
195251, Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29.
Тел.: (812) 550-40-14
Тел./факс: (812) 297-57-76.