



**Строительство и застройка:
жизненный цикл – 2022**
**Construction and development:
life cycle – 2022**
CDLC-2022



МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Чувашский государственный университет имени И. Н. Ульянова»

**СТРОИТЕЛЬСТВО И ЗАСТРОЙКА:
ЖИЗНЕННЫЙ ЦИКЛ – 2022**

Материалы VI Международной
(XII Всероссийской) конференции
(Чебоксары, 23–24 ноября 2022 г.)

**CONSTRUCTION AND DEVELOPMENT:
LIFE CYCLE – 2022 (CDLC – 2022)**

Materials of the VI International
(XII All-Russian) Conference
(Cheboksary, November 23–24, 2022)

Чебоксары
Издательский дом «Среда»
2022

УДК 69.0(082)

ББК 38я43

С86

Печатается по решению Ученого совета Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова (протокол от 28.11.2022 №14)

Рецензенты:

Рытова Татьяна Георгиевна, кандидат технических наук, доцент кафедры «Металлических и деревянных конструкций» ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ)

Максимов Алексей Николаевич, кандидат физико-математических наук, заведующий кафедрой МФИТ ФГБОУ ВО «Чувашский государственный аграрный университет»

Редакционная коллегия:

А.Ю. Александров (ЧувГУ) – отв. редактор, А.Н. Плотников (ЧувГУ) – зам. отв. редактора А.Г. Николаева (ЧувГУ)–отв. секретарь, С.В. Сергеев (ЧувГУ), Н.И. Ватин (СПб политехнический университет Петра Великого), С.С. Викторова (ЧувГУ), В.Т. Ерофеев (Мордовский ГУ(НИУ)), С.И. Иванов (НИЦ «Строительство»), В.Г. Котлов (ПГТУ), С.Н. Леонович (Белорусский НТУ, Республика Беларусь), Л.А. Максимова (ЧувГУ), В.В. Мамуткин (главный архитектор г. Чебоксары), И.Т. Мирсяянов (КГАСУ), Б.В. Михайлов (ЧувГУ), Л. Пакрастиньш (Рижский ТУ, Латвийская Республика), М.В. Петров (ЧувГУ), В. М. Поздеев (ПГТУ), А.Д. Рахмонов (Таджикский ТУ, Республика Таджикистан), Л.А. Сакмарова (ЧувГУ), Ю.Л. Сколубович (Новосибирский ГАСУ, СИБСТРИН), Б.С. Соколов (Казанский ГипроНИИАвиапром), Н.С. Соколов (ЧувГУ), С.В. Спиридонов (ЧувГУ, БЭСКИТ, СПб, ДиРеСтрой, Москва), А.Г. Тамразян (НИУ МГСУ), А.А. Трещев (ТулГУ), Т.В. Щенникова (ЧувГУ)

С86 **Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022** : материалы VI Междунар. (XII Всерос.) конф. (Чебоксары, 23–24 ноября 2022 г.) (Construction and development: life cycle – 2022 : materials of the VI International (XII All-Russian) Conference (Cheboksary, November 23–24, 2022)); Чувашский государственный университет имени И. Н. Ульянова. – Чебоксары : ИД «Среда», 2022. – 400 с.

ISBN 978-5-907688-05-6

Рассмотрены вопросы застройки городов, создания новых конструкций и материалов, совершенствования методов расчета несущих конструкций и их усиления, мониторинга зданий, внедрения новых строительных технологий и экономической оценки строительства.

Для научных работников, строителей, аспирантов, магистрантов и студентов.

Материалы конференции воспроизведены с авторских оригиналов рукописей, представленных в оргкомитет.

© Коллектив авторов, 2022

© Чувашский государственный университет имени И. Н. Ульянова, 2022

© ИД «Среда», оформление, 2022

ISBN 978-5-907688-05-6
DOI 10.31483/a-10468

Содержание

ПРЕДИСЛОВИЕ	7
--------------------------	---

АРХИТЕКТУРА И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

<i>Андреева О.П., Михайлова Э.В., Ахметова С.П., Григорьева Т.А.</i> Памятники архитектуры в современном облике города Чебоксары ..9	
<i>Гудкова С.А., Иванов А.В.</i> Возрождение старинного храма в селе Покровское Республики Марий Эл	18
<i>Якупова Л.А., Иванов А.В.</i> Современные тенденции в интерьерном дизайне	24

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

<i>Бахмисова М.А., Гоник Е.Г., Сакмарова Л.А., Плотников А.Н.</i> Гибкие связи в многослойной ограждающей конструкции	30
<i>Ефимов О.И., Миндубаев Э.К., Вахтель Р.Р.</i> Анализ вертикального опорного ребра: к вопросу о рациональном проектировании	38
<i>Малахова А. Н.</i> Компьютерное моделирование железобетонных лестниц и пандусов криволинейного очертания	49
<i>Мина Р. К., Кумават Р.</i> Влияние стекловолокна и метакаолина на бетон марки М25: прочность на сжатие, прочность на изгиб, прочность на растяжение и плотность	56
<i>Николаева А.Г., Максимова Л.А., Иванова Н.В.</i> Моделирование пилонов в расчетной схеме здания	66
<i>Нуриева Д.М., Голеков А.Ю.</i> Численные исследования напряженно-деформированного состояния плитного фундамента многоэтажного жилого дома с применением различных моделей грунтового основания	73
<i>Орлович Р.Б., Зимин С.С., Антаков А.Б.</i> Анализ эффективности усиления каменных простенков	83
<i>Петров М.В., Кибец А.И., Михайлов Б.В., Гоник Е.Г., Иванов В.А.</i> Приближенный метод расчета на устойчивость тонкостенных цилиндрических оболочек средней длины, заполненных сыпучим материалом, при кручении.....	94

<i>Плотников А.Н., Аринина Н.Н., Иванов М.Ю.</i> Призма узла пересекающихся железобетонных элементов как связь влияния на усилия в системе.....	104
<i>Плотников А.Н., Николаева А.Г., Иванов М.Ю.</i> Задание нагрузки от пожарных машин на кровлю подземных автостоянок при расчете	114
<i>Попов Д.С.</i> Учет физической нелинейности при расчете монолитных железобетонных конструкций зданий.....	122
<i>Соколов Б.С., Антаков А.Б., Фабричная К.А.</i> Применение авторской теории и диаграммного метода в расчетах каменных кладок с сетчатым армированием	130
<i>Трещев А.А., Ющенко Н.С.</i> Нелинейные уравнения состояния для композитных материалов с учетом структурной ортотропии и наведенной неоднородности.....	145
<i>Филатов В. Б., Галяутдинов З. Ш.</i> Численное исследование работы поперечной арматуры в зоне продавливания плиты пилоном	156
<i>Шарифов А.Х., Иващенко Ю.А., Рахмонзода А.Дж.</i> Облегченная железобетонная плита с комбинированным армированием.....	163

НАДЕЖНОСТЬ, ДОЛГОВЕЧНОСТЬ, МОНИТОРИНГ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

<i>Арбузова Н.С., Степанов Я.С.</i> Обзор существующих методик прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, работающих в комбинированных агрессивных средах (в том числе опор ЛЭП). Взаимосвязь параметров глубин и скоростей коррозионного повреждения бетона и арматуры как основа прогнозирования.....	174
<i>Муцанов В.Ф., Оржеховский А.Н.</i> Особенности применения численных методов в оценке надёжности пространственных металлических конструкций высокого уровня ответственности.....	191
<i>Плотников А.Н., Иванов М.Ю.</i> Локализация зоны повреждений железобетонных перекрытий методом угловых инклинометров при мониторинге.....	201

Плотников А.Н., Иванов М.Ю., Николаева А.Г., Чернова И.П., Бакланова Д.А., Васильева Т.А. Реализация принципов интегрального мониторинга при эксплуатации зданий и сооружений	216
Соколов Н.С., Викторова С.С., Викторов А.А. Возможности увеличения надежности подпорных стен.....	226
Соколов Н.С. Случай из практики технического обследования фундаментов объектов культурного наследия	234
Фабричная К.А., Сафин Р.Р. Необходимость усиления каркаса при оснащении автостоянки механическими средствами хранения....	245

ТЕХНОЛОГИЯ, ОРГАНИЗАЦИЯ, МАТЕРИАЛЫ, ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭНЕРГОРЕСУРСЫ ЗДАНИЙ

Палагин Н.Г., Аджихай Э.Р., Хисамиев Р.Р., Локтев А.Е. Исследование экономической целесообразности изготовления несущих строительных конструкций одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами из высокопрочного песчаного бетона	256
Петрова И.В., Богданов В.Ф. Формирование информационной модели объекта капитального строительства	269
Творогов В.А. К вопросу обоснования основных параметров озонатора в системах для создания микроклимата на фермах....	274
Щенникова Т.В., Федоров Н.А. Анализ потребления энергоресурсов на примере бюджетных организаций.....	279
Яковлев А.П., Степанова Е.Е., Емельянова Ф.Н. Структура и роль «теневой» экономики в обществе	287
Яковлев А.П., Степанова Е.Е., Емельянова Ф.Н. Инновации как стратегическая перспектива регионального развития	297

ГЕОТЕХНИКА, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

- Вилкова М.В., Латыпов Р.Р., Фабричная К.А.* Проблемы строительства при уплотнении застройки исторического центра города на примере объекта культурного наследия: усадьба Киселева, расположенного по ул. Муштары 20, г. Казань 305
- Леонович С.Н., Цицизюнь М., Будревич Н.А., Колодей А.В., Каберник К.П.* Определение прочности буронабивных свай межскважинным ультразвуковым методом 316
- Сергеев С.В., Воробьев Е.Д.* Геотехническая оценка урбанизированных территорий при разработке полезных ископаемых 332
- Соколов Н.С., Викторова С.С.* Опыт геотехнического строительства в особо стесненных условиях 338
- Соколов Н.С.* Геотехническая технология управляемого воздействия электрогидравлических ударов при устройстве буроинъекционных свай 346
- Соколов Н.С., Теславский С.С., Федоров П.Ю., Федосеева И.П.* Технология управляемого воздействия радиогидравлических ударов при СВЧ процессах для устройства буроинъекционных свай 354

ИННОВАЦИИ В СТРОИТЕЛЬНОМ ОБРАЗОВАНИИ

- Богданов В.Ф., Петрова И.В., Алексеева Г.Н.* Особенности нового профессионального стандарта «специалист по организации строительства» 369
- Пайгусов А.И.* Преподавание архитектурного рисунка на строительном факультете: проблемы и способы их решения 376
- Русинова Н.Г.* Сотрудничество ученых госуниверситета и строителей Чебоксарской ГЭС в период её становления 382
- Яковлев А.П., Емельянова Ф.Н., Степанова Е.Е.* Оценка нравственности населения и проблемы воспитания молодежи 390

ПРЕДИСЛОВИЕ

Сборник статей составлен по материалам VI Международной (XII Всероссийской) научной конференции «Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022». Конференция проводилась в год 55-летия ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова» и была посвящена этому знаменательному событию.

Еще одну дату в 2022 г. отметил строительный факультет университета – 85-летие со дня рождения Станислава Михайловича Ушкова, заведующего кафедрой архитектурных конструкций в 1986 – 1995 гг., к.т.н., доцента, к сожалению, ушедшего из жизни в год своего юбилея. Он был одним из тех, кто создавал строительный факультет, работая на факультете с дня его основания, с 1978 г. Будучи талантливым ученым и опытным специалистом-практиком, закончив в 1960 г. Свердловский горный институт по специальности «горный инженер-шахтостроитель», проработав прорабом в г. Красноярске, затем в институте горного дела Министерства черной металлургии СССР старшим научным сотрудником, окончив его аспирантуру и защитив диссертацию, вернувшись на родину в Чувашию, в Чувашском государственном университете он создал курсы преподавания механики грунтов, оснований и фундаментов. Благодаря С.М. Ушкову на строительном факультете действует лаборатория механики грунтов, где студенты на практике осваивают изучение физико-механических свойств оснований зданий и сооружений. Курсовое проектирование фундаментов им было поставлено на высокий уровень.

На протяжении многих лет работы в университете С.М. Ушков вел большую научно-исследовательскую работу, являясь руководителем и ответственным исполнителем хоздоговорных работ по заказам многих предприятий и строительных организаций города и республики. Он написал более 170 научных трудов, является автором изобретений.

С.М. Ушков награжден знаком «Отличник высшей школы СССР» и медалью «Ветеран труда», грамотами Министерства строительства в 2003 г. и грамотой Министерства образования и молодежной политики в 2007 г. В 1997 г. он был принят в члены Российского Общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению.

С.М. Ушков является авторитетным ученым и специалистом, его ученики продолжают реализацию принципов преподавания и исследований. Под руководством С.М. Ушкова в Чувашском госуниверситете подготовлено несколько тысяч специалистов, для которых он является примером ответственности, компетентности, авторитета и доброжелательности.

Постоянная конференция «Строительство и застройка: жизненный цикл» проводится строительным факультетом Чувашского государственного университета. В 2022 г. в ее рамках рассматривались проблемы

разработки новых методов расчета железобетонных конструкций: пересекающихся в пролете, на продавливание плоских перекрытий широкими пилонами, нелинейного расчета железобетона, расчета криволинейных в пространстве лестниц; обобщен опыт автоматического мониторинга уникальных зданий, проводимый кафедрой строительных конструкций Чувашского госуниверситета; поднимались проблемы геотехнического проектирования и мониторинга заглубленных сооружений на примере объектов, обследуемых кафедрой строительных технологий и геотехники; достижения в области композитных бетонов высокой прочности, песчаных бетонов; рассматривались вопросы реконструкции исторической застройки, оценки состояния каменных конструкций, их расчета и другие темы.

Участники конференции представляли ряд регионов России и зарубежные страны: Индия, Беларусь, Таджикистан, Китай.

АРХИТЕКТУРА И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 72.03

ПАМЯТНИКИ АРХИТЕКТУРЫ В СОВРЕМЕННОМ ОБЛИКЕ ГОРОДА ЧЕБОКСАРЫ

*О. П. Андреева,
Э. В. Михайлова,
С. П. Ахметова,
Т. А. Григорьева*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И. Н. Ульянова,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в рамках данной статьи историческая застройка рассматривается не только как часть архитектурной среды города, но и как значимый сегмент архитектурного наследия. Авторами анализируется эстетическое состояние некоторых исторических зданий, памятников архитектуры, являющихся объектами культурного значения. Авторы акцентируют внимание на необходимости изучения и сохранения архитектурного наследия.*

***Ключевые слова:** архитектура, исторические объекты, модерн, конструктивизм, каменные здания, культурное наследие*

ARCHITECTURAL MONUMENTS IN THE MODERN APPEARANCE OF CHEBOKSARY

***Abstract:** within the framework of this article, historical buildings are considered not only as part of the architectural environment of the city, but also as a significant segment of architectural heritage. The authors analyze the aesthetic condition of some historical buildings, architectural monuments that are objects of cultural significance. The authors emphasize the need to study and preserve the architectural heritage.*

***Keywords:** architecture, historical objects, Art Nouveau, constructivism, stone buildings, cultural heritage.*

ВВЕДЕНИЕ

Архитектуру современного города определяют здания и сооружения, характеризующиеся большим разнообразием форм и конструкции. Технические преобразования вносят свой вклад в развитие архитектуры. Исторические эпохи, оказывают огромное влияние на внешний вид современных городов. Древние памятники истории, сохранившиеся до нашего времени, являясь частью современного города, несут в себе культурный пласт эпохи.

Изучение построек, возникших в разные временные периоды, позволяет прикоснуться к архитектуре того времени, сохранить историческую связь разных культур, сформировать правильное понимание исторических стилей и направлений [1].

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Изучение архитектуры города Чебоксары позволило выявить самые ранние постройки, находящиеся на городской территории для дальнейшего изучения. Выбор объектов был обусловлен, с точки зрения сохранения памятников архитектуры, их эстетическим состоянием и включением в градостроительную составляющую города.

Был проведен теоретический анализ построек XVII – XX веков города Чебоксары, изучены документы архивов, фотографии и графические материалы. Для исследования были выявлены существующие и безвозвратно утраченные особняки и здания, находящиеся в исторической части города.

Изучению архитектуры XVII – XX веков посвящено немало исследований. Анализ архитектуры XVIII – XX веков, был проведен в исследовании Е. И. Кириченко. Автор раскрывает проблему исторического пути архитектуры, анализирует архитектурные направления и наиболее значимых ее представителей [4]. Автор трудов по истории архитектуры Чувашии Р. К. Рахимов подробно характеризует памятники гражданской архитектуры XIX века [7]. В научно-справочном издании «Объекты культурного наследия Чувашской Республики» Н. И. Муратов представил краткое описание памятников культуры и истории Чувашии [5]. Памятники федерального и регионального значений города Чебоксары, описаны первой книге. Графические работы, в альбоме "Старые Чебоксары", выполненные художником Е. И. Ивановым отображают памятники деревянного и каменного зодчества XVI-XX веков [3].

Архитектура города Чебоксары имеет многовековую историю. Первое городское поселение на территории Чебоксар возникло на рубеже XIII—XIV веков. Однако памятников архитектуры того времени не сохранилось, так как постройки были деревянные и многочисленные пожары все уничтожили. Начиная с 1660 годов в Чебоксарах начинается строительство каменных зданий, в основном это были церкви и купеческие дома. Сегодня эти памятники архитектуры имеют ценное историческое значение. Техническое состояние этих зданий зависит от расположения и эксплуатации.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Сегодня в городе Чебоксары есть несколько зданий – памятников архитектуры, которые сохранили свой изначальный вид и являются действующими объектами. Среди них единственное здание модерна – каменный двухэтажный особняк Фёдора Ефремова, которое украшает и органично вписывается в историческую часть города (рис. 1) [5]. Сегодня это художественная галерея, Чебоксарского художественного музея на улице К. Иванова 4 (рис. 2).

В 1914 году было построено двухэтажное краснокирпичное здание, стоящее на дубовых сваях. Это единственный образец традиционного русского зодчества, который расположен на центральной улице Чебоксар и отличающийся от городской застройки. Несмотря на свой внушительный возраст оно сохранило свой первоначальный вид. Это здание было построено как начальное училище на 150 человек, в 1915 году здесь размещался госпиталь, а в 1930 году – первый педагогический институт Чувашии. (рис. 3) [5]. Сегодня это музей чувашской вышивки (рис. 4).



Рис. 1. Особняк Фёдора Ефремова



Рис. 2. Чебоксарский художественный музей



Рис. 3. Педагогический институт



Рис. 4. Музей чувашской вышивки

В силу исторических событий внешний вид зданий, имеющих региональный охранный статус, претерпевал изменения. Иногда это были внешние изменения, но часто здания достраивались или перестраивались. Одно из первых каменных зданий – памятник конструктивизма, построенных после 1917 года, был Дом крестьянина (рис. 5) [5]. В разные периоды здесь был кинотеатр, гостиница. Небольшие изменения на фасадах здания, практически сохранили первоначальный вид дома. Сегодня в этом здании находится Чебоксарское Епархиальное Православное Духовного училище (рис. 6).



Рис. 5. Дом крестьянина



Рис. 6. Епархиальное духовное училище

Здание первой аптеки, которое вот уже более чем 150 лет сохраняет свое предназначение, первоначально было одноэтажным (рис. 7) [5]. затем в 1928 году был достроен второй этаж и объединены существующие строения (рис. 8).



Рис. 7. Здание первой аптеки



Рис. 8. Здание аптеки

Несмотря на то, что многие исторические здания, охранялись государством, крупномасштабный проект строительства Чебоксарской ГЭС, в конце 1970 годов стал причиной уничтожения большей части исторического центра города. Постройки XVII – XVIII, находящихся в зоне затопления были уничтожены. Купеческие дома Решетникова, Дряблова, Геронтьева, Игумнова и многие другие, на Красной площади были снесены (рис. 9-12).



Рис. 9. Дом Решетникова



Рис. 10. Дом Дряблова



Рис. 11. Дом Геронт'ева



Рис. 12. Дом Игумнова

Впрочем, были попытки сохранить некоторые памятники, оказавшиеся в зоне затопления. Было решено разобрать здания и перенести их на новое место. Однако такое мероприятие довольно сложный процесс, необходимо не только правильно демонтировать здание, но и провести мероприятия по сохранению подлинных фрагментов здания и декора. И если это не сделать вовремя, то время безвозвратно забирает пришедшие в негодность исторические объекты.



Рис. 13. Дом Кадомцева

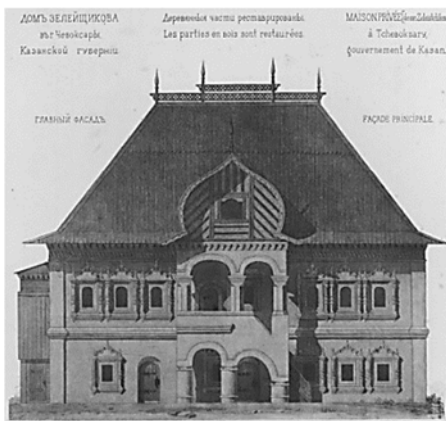


Рис. 14. Дом Зеленщикова

Попытки воссоздать Дом Кадомцева, привели к тому, что новое здание не соответствуют историческому прототипу. Сегодня на заливе стоит «Дом Кадомцева» который был построен в 1990-х годах (рис. 13). При строительстве, этого здания не были использованы подлинные фрагменты исторического дома Козьмы Кадомцева, которых на тот момент времени просто не существовало.

Дом был построен по изображению и обмерам, утраченного в конце XIX века Дома Зеленщикова, из книги «Памятники древнего русского зодчества» (рис. 14). Так и появился новый объект с эффектным обликом, не имеющий ничего общего с историческим зданием [7].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Архитектура города Чебоксары формировалась на протяжении более пяти веков, исходя из истории развития каменного зодчества, особенностей местности, исторических событий, традиций строительства и материалов. Сегодня около 70 объектов культурного наследия, ставшие неотъемлемой частью жизнедеятельности горожан, сформировали современный архитектурный облик города. Исторические здания привлекают исследователей, туристов, помогают познать культурные традиции своего народа. Формируют национальное самосознание. Реалии современного градостроительства таковы, что быстрые темпы развития городов приводят к уничтожению старых районов. Недостаточное внимание к вопросам сохранения исторических объектов, приводит к тому, что существующие здания ветшают. А новые требования к строительству современных зданий отражаются на внешнем виде. Старые здания перестраивают, меняют фасады, убирают декоративные элементы. И как итог – обезличивание, а иногда уничтожение исторической ценности здания. Поэтому, одной из важных задач на современном этапе развития градостроительства, является сохранение памятников зодчества.

ЛИТЕРАТУРА

1. Модерн в архитектуре городов Чувашии / О. П. Андреева, С. П. Ахметова, Т. А. Григорьева, Э. В. Михайлова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020 : Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции, Чебоксары, 25–26 ноября 2020 года. – Чебоксары: Общество с ограниченной ответственностью «Издательский дом «Среда», 2020. – С. 14-21.
2. Достопримечательности и объекты культурного наследия Чувашской Республики – Чувашии // Kartarf. URL: <https://kartarf.ru/dostoprimechatelnosti/region/21-chuvashskaya-respublika-chuvashiya?page=28®ion=21> (дата обращения: 29.10.2022).
3. Иванов Е. И. Старые Чебоксары: памятники деревянного и каменного зодчества XVI-XX веков: альбом рисунков. Чебоксары.: Чувашское книжное издательство, 2015. 143 с.
4. Кириченко Е. И. Русская архитектура 1830–1910-х годов. М.: Искусство, 1978. 325 с.
5. Муратов Н. И. Объекты культурного наследия Чувашской Республики. Книга 1. Чебоксары.: Чувашское книжное издательство, 2011. 34, 36, 51, 114 с.
6. Сулов В. В. Памятники древнего русского зодчества. Выпуск 1. СПб., 1895. 19 с.
7. Рахимов, Р. К. Гражданская архитектура. Чувашская энциклопедия. Т. 1. Чебоксары.: Чувашское книжное издательство, 2006. 141 с.

8. <https://foto.cheb.ru/foto/214591.htm> Фотографии Чебоксар и Чувашии (дата обращения: 29.10.2022)

9. Самовер Н.В. Посмертные приключения памятников архитектуры в Чебоксарах URL: <https://hraniteli-nasledia.com/articles/zhivaya-istoriya/posmertnyepriklyucheniya-pamyatnikov-arkhitektury-v-cheboksarakh/>

Сведения об авторах

Андреева Ольга Пименовна, доцент кафедры архитектуры и дизайна среды, кандидат педагогических наук, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия. E-mail: olyaokt@mail.ru

Михайлова Эвелина Валериановна, доцент кафедры архитектуры и дизайна среды, кандидат педагогических наук, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия. E-mail: evelki38@yandex.ru

Ахметова Светлана Петровна, доцент кафедры архитектуры и дизайна среды, кандидат педагогических наук, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия. E-mail: ahsvetsvet@mail.ru

Григорьева Татьяна Алексеевна, старший преподаватель кафедры архитектуры и дизайна среды, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия. E-mail: grital0904@mail.ru

Andreeva Olga Pimenovna, Associate Professor of Architecture and Environmental Design Department, Candidate of Pedagogical Science Chuvash State University named after I. N. Ulyanov, Cheboksary, Russia E-mail: olyaokt@mail.ru

Michailova Evelina Valerianovna, Associate Professor of Architecture and Environmental Design Department, Candidate of Pedagogical Science Chuvash State University named after I. N. Ulyanov, Cheboksary, Russia E-mail: evelki38@yandex.ru

Akhmetova Svetlana Petrovna, Associate Professor of Architecture and Environmental Design Department, Candidate of Pedagogical Science Chuvash State University named after I. N. Ulyanov, Cheboksary, Russia E-mail: ahsvetsvet@mail.ru

Grigoreva Tatiana Alekseevna, senior teacher of Architecture and Environmental Design Department, Chuvash State University named after I. N. Ulyanov, Cheboksary, Russia E-mail: grital0904@mail.ru

Для цитирования:

Андреева О. П. Памятники архитектуры в современном облике города Чебоксары / О. П. Андреева, Э. В. Михайлова, С. П. Ахметова, Т. А. Григорьева // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 9–17.

Citation:

Andreeva O. P. Art Nouveau in the architecture of Chuvash cities / O. P. Andreeva, E. V. Michailova, S. P. Akhmetova, T. A. Grigoreva // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 9–17.

УДК 726.01

ВОЗРОЖДЕНИЕ СТАРИННОГО ХРАМА В СЕЛЕ ПОКРОВСКОЕ РЕСПУБЛИКИ МАРИЙ ЭЛ

С.А. Гудкова,
А.В. Иванов

ФГБОУ ВО «Поволжский государственный
технологический университет»,
Российская Федерация,
Республика Марий Эл,
г. Йошкар-Ола.

***Аннотация:** в статье обсуждается область религиозного строительства и объектом рассмотрения является храм в селе Покровское республики Марий Эл. Ключевая идея заключается в анализе территории, разработке генплана и схемы благоустройства территории. Материал, представленный в статье, может открыть новые перспективы для дальнейших исследований. Этот материал будет интересен тем, кто работает в области архитектуры, реконструкции и реставрации зданий и сооружений.*

***Ключевые слова:** архитектура, храм, реконструкция, благоустройство, малые формы.*

REVIVAL OF AN ANCIENT CHURCH IN THE VILLAGE OF POKROVSKOE OF THE REPUBLIC OF MARI EL

***Abstract:** the paper under discusses covers the area of religious construction and the object of consideration is the temple in the village of Pokrovskoye in the Republic of Mari El. The key idea is to analyze the territory, develop a general plan and a scheme for landscaping the territory. The material presented in the article may open new perspectives for further research. This material will be of interest to those who work in the field of architecture, reconstruction and restoration of buildings and structures.*

***Keywords:** architecture, church, reconstruction, landscaping, small forms.*

ВВЕДЕНИЕ

Важной миссией человека на земле является созидание. Этот путь обусловлен развитием и совершенствованием человеческой души, его нравственных аспектов. Через путь созидания не просто развивается человек, а развивается общество в целом, появляются новые открытия, решаются важные глобальные вопросы, совершенствуется мир вокруг.

Если рассмотреть разные профессии, то в этом профессия строителя и архитектора полностью отвечает данной задаче. Еще в древности в архитектурном облике храмов, дворцов, замков люди пытались использовать самые передовые технологии своего времени, передать знания и умения новым поколениям, сделать мир более красивым и интересным.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В царской России важное значение имело храмовое зодчество. Во всех городах строились церкви и храмы, прекрасные монастыри поражали своим величием и неприступностью. Духовная жизнь народа играла важную роль в развитии общества. Вера давала людям силы и правильное направление жизни. Но многое изменилось после революции 1917 года. Начались «темные времена», что не могло не затронуть церковную жизнь. Начали закрывать храмы, уничтожаться монастыри. Многие здания стали переделывать в объекты неподобающего назначения. Это продолжалось до 90-х годов XX века. За этот длительный период времени с лица земли были уничтожены многие уникальные образцы храмовой архитектуры. Часть построек сохранилось, но в очень плачевном состоянии.

В конце XX века необходимость духовной поддержки общества стала очень остро ощущаться. Сложные времена и события, происходящие в стране, требовали возрождения духовных ценностей. Появилась необходимость в строительстве новых храмов и монастырей, а также в реконструкции существующих.

За тридцать лет процесс возрождения духовной жизни в России позволил людям снова встать на путь созидания, совершенствования и развития. Республика Марий Эл не является исключением. Одним из ярких примеров возрождения является храм в селе Покровское Горномарийского района Республики Марий Эл.

Его история создания восходит к концу 16 века, когда зарождалось село Покровское. Сначала был построен деревянный мужской монастырь. В 1813-1814 годах в честь победы над Наполеоном в Отечественной войне 1812 года вместо деревянного храма на средства прихожан была построена каменная Покровская церковь. Благодаря монастырю развивалось и село. Оно становилось зажиточным, была хорошо развита торговля, скотоводство, судостроение. В начале октября на Покровские ярмарки съезжались не только со всей округи, но даже из соседних и дальних регионов. В немалой степени развитию села способствовали церковно-приходская школа и земское училище, работавшие при местном храме. Но в 1939 году он был закрыт, забыт и заброшен (рис. 1). Не пощадило время и старинное село.



Рис. 1. Руины храма в селе Покровское

Не одно десятилетие тихо угасало Покровское, оказавшееся на окраине района и отрезанное от центра бездорожьем. Впрочем, для российской глубинки это вполне привычное явление: в любой области, республике найдется немало заброшенных, а то вообще исчезнувших деревень.

Но в отличие от них, Покровское, получило второй шанс. Весной 2015 года по благословению архиепископа Йошкар-Олинского и Марийского Иоанна началось возвращение из небытия Покровского храма. Проект реконструкции самого храма, братского корпуса и хозяйственных построек был создан архитектором Мамуткиным В.В. и передан безвозмездно приходу Покровской церкви (рис.2, рис.3).

Храм возрождали всем миром на народные средства, как в старые времена. Огромное количество усилий стоило людям, чтобы поднять из руин не просто церковь, а храмовый комплекс – с колокольной и трапезной, домом священника и гостиницей для паломников.



Рис. 2. Восстановление храма



Рис. 3 Проект колокольни храма

На сегодняшний день строительные работы подходят к завершению (рис. 4, рис. 5). И важной задачей является благоустройство территории вокруг храма. Ведь облик будет единым тогда, когда вокруг снова расцветут клумбы с цветами, зазеленеют деревья и кустарники, свежесть и журчанье воды наполнят воздух своей энергией, вымощенные дорожки позволят гулять по прекрасной территории и любоваться красотой храмового комплекса.

Для полного понимания существующей ситуации были проведены обмеры и тщательное изучение территории. Проведена фотофиксация объекта, сделаны зарисовки.



Рис. 4. Строительство трапезной



Рис. 5. Строительство колокольни

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

По результатам проведённой работы был разработан генеральный план развития территории храмового комплекса (рис. 6). Была выявлена центральная ось композиции. На ней находится храм и входная группа. Вокруг центральной оси формируются функциональные зоны различного значения: зона с живой изгородью, клумбами и фонтаном; хозяйственная зона с гаражом; источник и церковная лавка; административно-жилой корпус. Отличительной особенностью территории является рельеф местности. Основная ось с храмом и перечисленные функциональные зоны расположены на равнинной плоскости, вдоль реки Волга. Слева от храма рельеф местности имеет резкий перепад высот. Именно его было решено использовать как живописную видовую точку комплекса. На возвышенности рельефа разместили смотровую площадку, дом священника, трапезную и различные прогулочные дорожки. На границе перепада рельефа разместилась небольшая декоративная пещера-грот, которая станет интересным объектом для изучения детям и взрослым.

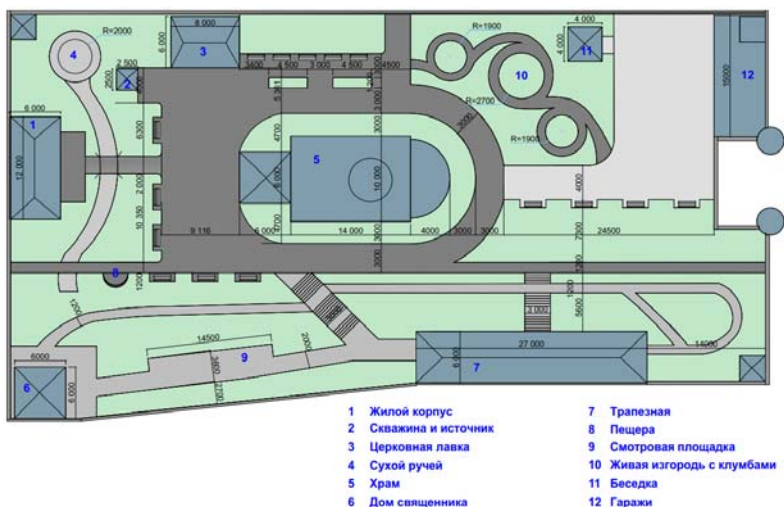


Рис. 6 Генплан территории храмового комплекса

В качестве благоустройства территории предлагается использовать разные виды растений, деревьев и кустарников. Дорожки предполагается мостить с помощью тротуарной плитки и брусчатки (рис. 7). Для создания комфортного пребывания людей на территории храмового комплекса в вечернее время разработана схема размещения осветительных приборов. Предполагается разместить как обычные фонарные столбы, так и декоративную подсветку клумб. Для реализации проекта благоустройства привлекаются студенты-волонтеры из регионального университета «Волгатех».

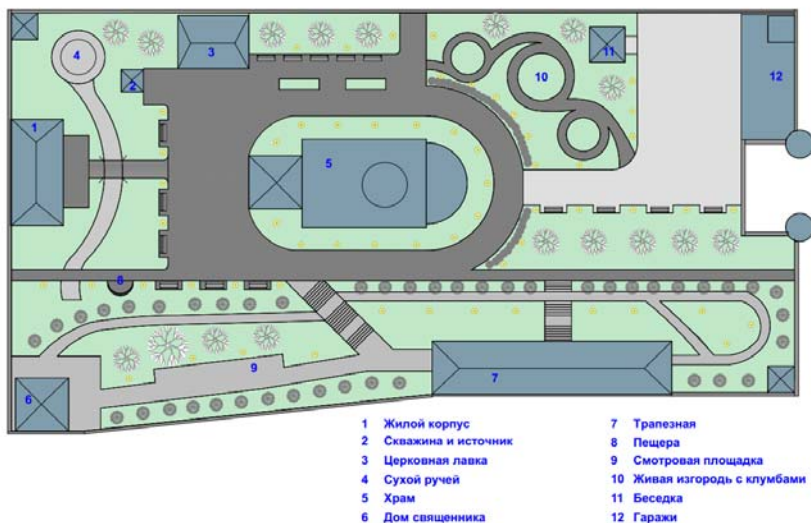


Рис. 7. Схема озеленения

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Поскольку храмовый комплекс расположен на берегу реки Волга, в красивом живописном месте, то предполагается разработка проекта архитектурной подсветки. Это было бы интересным дополнением к развитию территории. Проезжающие по реке туристы могли бы заинтересоваться в данном маршруте посещения, что позволило наладить туристические и паломнические маршруты. Он стал бы ярким объектом посещения не только жителей республики Марий Эл, но и других регионов страны, способствуя развитию внутреннего туризма.

Благодать, исходящая от данного места, позволит селу Покровское стать центром духовного просвещения не только жителей Горномарийского района, но и всех Республики Марий Эл.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ергина Ю.Н. Проектное решение прихрамовой территории в деревне Павлицево Устьянского района [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://eduherald.ru/ru/article/view?id=19711>
2. Кулишова Н. В. Марий Эл вместе с храмом возрождается старинное село Покровское [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.marpravda.ru/news/religiya/v-mariy-el-vmeste-s-khramom-vozrozhaetsya-starinnoe-selo-pokrovskoe/>
3. Как менялся облик русских храмов с давних времен до наших дней [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://novate.ru/blogs/260522/63092/>

Сведения об авторах

Гудкова Светлана Александровна, старший преподаватель кафедры ПЗ, ПГТУ, e-mail: GudkovaSA@volgatech.net

Иванов Андрей Владимирович, старший преподаватель кафедры ПЗ, ПГТУ, e-mail: IvanovAVL@volgatech.net

Gudkova Svetlana Aleksandrovna, senior lecturer of the department of PZ, VSTU, e-mail: GudkovaSA@volgatech.net

Ivanov Andrey Vladimirovich, senior lecturer of the department of PZ, VSTU, e-mail: IvanovAVL@volgatech.net

Для цитирования:

Гудкова С.А. Возрождение старинного храма в селе Покровское республики Марий Эл/ С.А. Гудкова, А.В. Иванов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 18–23.

Citation:

Gudkova S.A. Revival of an ancient church in the village of Pokrovskoe of the republic of Mari El/ S.A. Gudkova, A.V. Ivanov //VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 18–23.

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В ИНТЕРЬЕРНОМ ДИЗАЙНЕ

*Л.А. Якупова,
А.В. Иванов,*

ФГБОУ ВО «Поволжский государственный
технологический университет»,
Российская Федерация,
Республика Марий Эл,
г. Йошкар-Ола

***Аннотация:** в данной статье рассматриваются современные тенденции и новинки в мире дизайна интерьеров. Описываются популярные стили в оформлении помещений разного назначения. Рассматриваются приемы для улучшения комфорта пространства. Данный материал будет актуален для людей, специализирующихся в области дизайна, архитектуры и строительства.*

***Ключевые слова:** тенденции, мода, дизайн, стили в интерьере, экологичность, искусство.*

MODERN TRENDS IN INTERIOR DESIGN

***Abstract:** this article discusses current trends and innovations in the world of interior design. Popular styles in the design of premises for various purposes are described. Techniques are considered to improve the comfort of space. This material will be relevant for people specializing in the field of design, architecture and construction.*

***Keywords:** trends, fashion, design, interior styles, environmental friendliness, art.*

ВВЕДЕНИЕ

Дизайн охватил практически все сферы жизни и искусства – стилей становится все больше, вместе с тем растет и число новых дизайнеров, новых идей и тенденций. Совсем недавно на пике популярности были такие помпезные стили, как модерн и классика – всюду царили роскошь, помпезность, богатство цвета и формы, в то время как сейчас на трон восходит минимализм. Модные тенденции в интерьере современности – это сочетание цветовых решений и лаконичных форм, и большинство интерьеров построены как раз на цветовых акцентах, а также контрасте текстур и фактур. Зачастую использовался прием отображения интересов хозяина в интерьере, благодаря чему можно было узнать о человеке так, будто читаешь открытую книгу. Но ошибка большинства начинающих и даже опытных дизайнеров – стремление применить в пространстве обилие новомодных тенденций, что приводит к дисбалансу и стереотипности.

Новые тенденции в интерьерах завораживают глаз, а оригинальные воплощения побеждают однотипность «идеальных картинок». Сравнивая дизайн конца XX – начала XXI века и «сейчас, безусловно видна колоссальная разница. В настоящее время балом правит простота в цветах, формах, объемах и наполнении. Современные дизайнеры интерьера уходят от «заставленности» помещений обилием мебели и аксессуаров и организуют больше воздушности в пространстве.

Дом в восприятии дизайнеров 2022 года становится не только местом отдыха, а еще и рабочим пространством, местом для приема гостей, и поэтому он должен быть комфортным, удобным и трансформирующимся в любом случае. Именно отсюда и появляется стремление к минимализму, где нет излишеств, а каждый предмет и элемент интерьера находится на своем четком месте. Для оформления помещений выбираются материалы, придающие натуральность, такие как необработанный камень, фактурное дерево и пр. Таким образом, главной тенденцией становится экологичность. Для поддержания данной темы и сохранения здоровья специалисты рекомендуют отказаться от пластмассовых и химических предметов, выделяющих вредные испарения – именно поэтому большинство людей уходит от натяжных потолков в пользу экологически чистых материалов.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Многие стараются соблюдать стили в интерьере, продиктованные модой, поэтому самые популярными на данном этапе являются лофт, минимализм, прованс, модерн, фьюжн, контемпорари и другие.

Стандартный лофт, в котором высокие потолки, крупные окна, необработанные грубые поверхности стен, открытые коммуникации, популярен уже несколько лет. Это стиль нестандартных, свободных и творческих людей, независимых от чужого мнения. Среди главных отличительных материалов: кирпич, бетон, дерево, стекло. Ключевые цвета – кирпичный, палитра серого и белого. В качестве декора подойдут картины и скульптуры. Среди основных рекомендаций – использование большого количества осветительных приборов. Точечные по потолку, развешенные вдоль стен, торшеры на столиках и полках, лампы на длинных шнурах, диодные ленты, подсветка софитами.



Рис. 1. Интерьер в стиле лофт

Стиль минимализм – второй по популярности. Простой, красивый, надежный, комфортный и многофункциональный. Он не лишает творческих идей, ни в чем не ограничивает. Он позволяет убрать все то, что не несет никакой пользы, чтобы не засорять жизнь и собственное сознание. Для его создания используют только натуральные материалы: декоративный камень, дерево, кирпич, хлопок, лен, кожу. Потолок часто покрывают краской, на стены – клеят однотонные обои. На полу обычно лежит паркет, ламинат и керамогранит. Ведущими оттенками являются: белый, светло-бежевый, серый, коричневый. Декора практически нет, из текстиля – только самое необходимое.



Рис. 2. Интерьер в стиле минимализм.

Прованс – романтичный, светлый, французский. Очень уютный, мягкий, легкий и цветочный. Все материалы натуральные. Пол из камня или плитки, обои – светлые с изображением цветов или штукатурка одного оттенка. На выкрашенном потолке украшение в виде деревянных балок. В нем много света и тепла. Текстиль воздушный, с мягкими цветочными узорами. Декор ажурный и замысловатый. Интерьер в стиле прованс наполнен душевностью, нежностью и милой красотой.



Рис. 3. Интерьер в стиле прованс

Модерн – стиль для творческих и оригинальных личностей. Отличается плавными линиями, большим количеством украшений, богатым декором и асимметричностью. Применяются благородные натуральные материалы. Одна из главных особенностей – кованые металлические элементы и витражи. Цветовое предпочтение – самое разное, но не броское. Это могут быть спокойные коричневые оттенки, зеленые, золотистые и серебристые, розовые и серые. Освещение призвано украшать. В декоре главное – изысканность. Популярно сейчас обращение к старине, к интерьерам 70-х годов в современной обработке. Поэтому в модерне присутствует состаренная мебель, шкафы, картины и т.д. [1].



Рис. 4. Интерьер в стиле модерн.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Кроме многообразия стилей, все чаще можно наблюдать динамику развития цветового решения. Таким образом, в интерьерах можно наблюдать не только натуральные цвета – серый, бежевый и кремовый, но и более яркие оттенки в сочетании с цветами «природы и земли». К примеру, известный дизайнер Зоя Ти пишет: «фиолетовый – цвет-компенсатор нереализованных людей. Если до пандемии нереализованность у многих была связана с их личными причинами, например, страхами, отсутствием стартового капитала, поддержки и веры в себя, то после мы все попали в зависимость от внешних, навязанных нам ограничений. И «новый» фиолетовый помогает нам их скомпенсировать, преодолеть» [2]. Данный оттенок лучше всего вписывать в интерьер фрагментарно, например, для выкраса акцентной стены или использования в текстиле (шторы, подушки). А в сочетании с цветами земли фиолетовый оттенок дает тот самый успокаивающий и расслабляющий эффект. Ту же спокойную гармонию в интерьер привнесет использование таких оттенков, как розовый, сине-зеленый, фисташковый и все нюдовые тона.

Всем известно, что мода циклична, и не так давно ушедшие из поля зрения ковры с орнаментами вновь приобретают популярность, как и использование текстиля в целом. Такие акценты дарят нам ощущение уюта, тепла и безопасности. Помимо этого, набирает обороты и использование фактурных природных материалов и рукотворных предметов – натуральный камень, керамика ручной работы, дерево. Многим людям

не чужды тактильные ощущения, а приятные на ощупь вещи могут передать много чувств. Таким образом, в тренде всё, что передаёт тепло человеческих рук.

Немалое внимание уделяется и комнатным растениям – зеленые «обитатели» могут оживить любой холодный интерьер и станут фокусной точкой в любом помещении, даже в ванной комнате. Все перечисленные приемы были использованы в интерьере гостиной рис.5, рис.6)



Рис. 5. Гостиная. Вид 1.



Рис. 6. Гостиная. Вид 2.

Вместе с развитием стилей и приемов, развиваются и технологии в индустрии дизайна интерьеров. Так, в 2022 году все большую популярность набирает система «умный дом». Система умный дом – это система, которая позволяет дистанционно контролировать состояние дома, настроить его на полуавтоматическую работу и рационально расходовать средства. Контролироваться этой системой могут: камеры слежения, датчики дыма, протечки воды, утечки газа, датчик открытия дверей и окон, датчики движения, «умные» розетки, датчики температуры и освещенности, режим отопления, модули управления шторами. Управлять системой умный дом можно дистанционно с помощью телефона, планшета, компьютера или специальных настенных панелей и просто голосом находясь в квартире [3].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Подводя итоги, можно вкратце резюмировать основные тенденции дизайна – это применение популярных «воздушных» стилей, фактурных материалов, экологичность, использование природных оттенков в пространствах, дополнение интерьера растениями и текстилем и оснащение его современными технологиями. Рассмотрев каждый аспект и новинки, можно проследить главную суть моды настоящего времени – это стремление человека стать ближе к природе и натуральности, избегание искусственной роскоши и химической пластмассы.

ЛИТЕРАТУРА

1. КвартБлог. Новые решения в дизайне интерьера 2022 года [Электронный ресурс]. URL: <https://kvartblog.ru/blog/novye-trendy-v-dizajne-interera-2022/>
2. D4U. Тренды в дизайне интерьеров в 2022 году [Электронный ресурс]. URL: <https://d4u.ru/m/trendy/trendy-v-dizajne-intererov-v-2022-godu>
3. DecorNews. Новые технологии в дизайне интерьера: система умный дом [Электронный ресурс]. URL: <https://decornews.ru/review/novye-tehnologii-v-disajne-interiera-sistema-umniy-dom/>

Сведения об авторах

Якупова Лилия Айзатовна, студент группы СТРМ-15, ИСА ПГТУ,
e-mail: gulnaz-yakupova@inbox.ru

Иванов Андрей Владимирович, старший преподаватель кафедры ПЗ,
ПГТУ, e-mail: IvanovAVL@volgatech.net

Yakupova Liliya Aizatovna, student of the STRm-15 group, ISA VSTU,
e-mail: gulnaz-yakupova@inbox.ru

Ivanov Andrey Vladimirovich, senior lecturer of the department of PZ,
VSTU, e-mail: IvanovAVL@volgatech.net

Для цитирования:

Якупова Л.А. Современные тенденции в интерьерном дизайне / Л.А. Якупова, А.В. Иванов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 24–29.

Citation:

Yakupova L.A. Modern trends in interior design / L.A. Yakupova, A.V. Ivanov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 24–29.

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 69.07

ГИБКИЕ СВЯЗИ В МНОГОСЛОЙНОЙ ОГРАЖДАЮЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ

*М.А. Бахмисова,
Е.Г. Гоник,
Л.А. Сакмарова,
А.Н. Плотников*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** проблема внешних воздействий на ограждающую конструкцию является актуальной на сегодняшний день. Массовые дефекты наружных стен из каменной кладки начались с конца 1990-х гг. после ужесточения требований по сопротивлению теплопередаче и начала возведения многослойных стен новой конструкции. Исходя из этого, допускались ошибки при проектировании и низкое качество строительства. Дефекты появляются и в настоящее время, в основном на построенных ранее зданиях. Перед исследованием стоит задача не допускать данные дефекты, учитывая климатические условия, размеры и конфигурацию здания.*

В статье рассматриваются гибкие связи, применяемые в многослойной ограждающей конструкции, также разработана ограждающая конструкция, план здания с температурным швами для будущего исследования и собрана модель здания в расчетном программном комплексе, сделаны выводы.

***Ключевые слова:** ограждающая конструкция, гибкие связи, дефекты, базальтопластик, многослойная стена, прочность, Лира-САПР, нагрузки, деформации, температурные воздействия.*

FLEXIBLE CONNECTIONS IN A MULTILAYER ENVELOPE STRUCTURE

***Abstract:** the problem of external influences on the building envelope is relevant today. Massive defects in masonry exterior walls began in the late 1990s. after the tightening of requirements for resistance to heat transfer and the start of the construction of multi-layer walls of a new design. Based on this, mistakes were made in the design and poor quality of construction. Defects appear at the present time, mainly on buildings built earlier. Before the study, the task is to prevent these defects, taking into account the climatic conditions, the size and configuration of the building.*

The article discusses flexible connections used in a multilayer building envelope, also developed a building envelope, a building plan with expansion joints for future research, and assembled a building model in the calculation software package, conclusions were drawn.

Keywords: *enclosing structure, flexible connections, defects, basalt plastics, multilayer wall, strength, Lira-SAPR, loads, deformations, temperature effects.*

ВВЕДЕНИЕ

В соответствии с изменениями в законодательстве, многослойные ограждающие конструкции в настоящее время должны проектироваться с эффективным утеплителем. Существовавший СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции» разработан для зданий с наружными стенами из массивной кладки. Расстояния между вертикальными деформационными швами в них назначались 35-120 м. Устройство горизонтальных деформационных швов предусмотрено не было. Массовые дефекты наружных стен из каменной кладки начались с конца 1990-х гг. после ужесточения требований по сопротивлению теплопередаче и начала возведения многослойных стен новой конструкции. Исходя из этого, допускались ошибки при проектировании и низкое качество строительства. Дефекты появляются и в настоящее время, в основном на построенных ранее зданиях.

После этого были внесены изменения в СП 15.13330.2012 по вопросу, требований по устройству горизонтальных и вертикальных деформационных швов. И также разработан СП 327.1325800.2017 «Стены наружные с лицевым кирпичным слоем», в которых учтены результаты последних экспериментальных и численных исследований.

В данном исследовании принята трехслойная конструкция, состоящая из лицевого наружного слоя из кирпичной кладки, слоя эффективного теплоизоляционного материала, внутреннего конструктивного слоя из кирпича. Лицевой наружный слой соединяется с внутренним при помощи гибких связей. Лицевой слой кладки толщиной 120 мм является тонкостенной конструкцией.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Первый этап – разработка ограждающей конструкции. В проекте применяется многослойная, а именно трехслойная ограждающая конструкция. В качестве ограждающей конструкции выбрана трехслойная стена с утеплителем толщиной 120 мм KNAUF Therm Wall, кирпич внутри 380 мм, снаружи 120 мм и гибкие связи. [1].

Теплотехнический расчет проводился с учетом теплопроводных включений. Наличие теплопроводных включений в виде деталей крепления полностью меняет картину температурного поля наружного ограждения. Учет коэффициента теплотехнической неоднородности конструкции позволяет улучшить теплос защитные свойства ограждения. Шаг гибких соединений определялся расчетом, составляет 500 мм, в шахматном порядке. Толщина стены 640 мм. Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции в Чебоксарах $3.22 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$ в соответствии с СП 131.13330.2020.

Методами исследования являются: наблюдение, сравнение, расчет, разработка, анализ, моделирование.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Гибкая связь выполняет соединение несущей стены с облицовочным слоем. От ее прочности в долгосрочной перспективе зависит прочность соединения стен конструкции и, следовательно, надежность всего

строительного объекта. Гибкая связь не изолирована от воздействия отрицательных температур, и она проходит все слои ограждающей конструкции. Гибкая связь имеет свой вес и придает дополнительную нагрузку фундаменту здания. От материала, из которого изготовлена связь, зависит величина этой нагрузки.

Потери тепла через наружные стены в общем объеме теплотерь здания составляют 30-40%. Следует принимать во внимание необходимость изоляции тепловых мостиков не только из-за потерь тепла: понижение температур поверхностей несущей стены из-за наличия холодных стыков негативно влияет на комфорт внутри помещения и может привести к следующим проблемам: конденсация, влажность, рост грибов, образование трещин и т.д. Чем меньше в стенах будет металла и других материалов с высокой теплопроводностью, тем эффективнее построенное здание с точки зрения теплообмена.

Гибкая связь должна быть изготовлена либо из металлов с антикоррозийным покрытием, либо из композитного (полимерного) материала. В российской строительной практике в качестве гибких связей применяются следующие виды материалов: дискретные (штучные) металлические связи; кладочные сетки из металла; дискретные (штучные) связи из полимерных материалов, например, из базальтопластика, стеклопластика.

Полимерные связи называются также композитными. К композитным материалам относятся стеклопластик, базальтопластик. Стеклопластик состоит из стеклянного наполнителя (стекло) и полимерного связующего (пластик). Базальтопластиковые гибкие связи представляют собой стержни круглого сечения, скрученные из базальтовых волокон на полимерном связующем. Металлические и композитные связи имеют различные технические характеристики и эти различия говорят в пользу композитных связей. Именно эти различия и позволяют сказать, что первое поколение гибких связей – это металлические связи, далее- стеклопластиковые связи и третье поколение – базальтопластиковые.

В процессе анализа, сравнив базальтопластик с металлом, были выделены преимущества, а именно:

1) Низкая теплопроводность: у базальтопластика $0,46 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{C}$, а у металла этот показатель в 100 раз выше до $40-60 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

2) Высокие физико-механические свойства: при одинаковом диаметре базальтопластиковые стержни выдерживают более высокие нагрузки растяжения, изгиба и на вырыв из стены, не ржавеет, морозоустойчив;

3) Вес базальтопластика в 3-4 раза меньше, а, значит и нагрузки на фундамент меньше;

4) Также базальтопластик переносит агрессивное влияние щелочной среды раствора/бетона и практически не теряет прочности;

Сравним базальтопластик и стеклопластик. При условии равного сечения стержней и их формы, значимое отличие базальтопластика от стеклопластика состоит в более высокой устойчивости первого в щелочной среде бетона и раствора.

Проанализировав информацию, и исследования по методике искусственного старения на базе НИИЖБ (г. Москва) было решено, что прочность базальтопластика после старения составляет 85% (Гален, г.Чебоксары), а стеклопластика отечественного производства лишь 13% (СПА, г. Бийск).

Композитные гибкие связи из базальтопластика используются в строительстве в системе многослойных стеновых конструкций для соединения внутренней стены с облицовочным слоем через утеплитель с созданием и без создания воздушной прослойки.

Проблематика кирпичных фасадов, в частности, вопросы температурного воздействия на лицевой слой из кирпичной кладки, широко освещена в монографии М.К. Ищука [2, 5]. Его исследования и рекомендации по назначению расчетной температуры наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки легли в основу ряда нормативных документов, регламентирующих методы расчета лицевого слоя наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий.

Облицовочный и несущий слои трехслойной кладки с гибкими связями из базальтопластика должны иметь близкие деформационные свойства. Длина связи определена из условия, что для кирпичных стен минимальная глубина заделки гибкой связи из базальтопластика в растворный шов наружной стены толщиной 120 мм – 90 мм. Для возможности устройства воздушной прослойки между утеплителем и наружным слоем стены гибкие связи из базальтопластика комплектуются фиксирующей прижимной шайбой. Дополнительно гибкие связи БПА устанавливают по периметру проемов, у деформационных швов, у парапета и в углах здания (рис. 1).

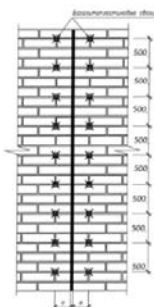


Рис. 1. Схема расстановки базальтопластиковых связей у деформационного шва

Расчетные сопротивления гибких связей рекомендуется определять из условия ограничения деформаций наружного слоя не более 2 мм:

$$R_f = 0,007 * E_f \quad (1)$$

где E_f – модуль упругости связи, равный = 50000 МПа

Таким образом, расчетные сопротивления $R_f = 0,007 * E_f = 350$ МПа

В соответствии с СП 15.13330.2012, гибкие связи в многослойных стенах с утеплителем должны обеспечивать возможность восприятия силовых, температурно-усадочных и осадочных деформаций. Вследствие температурно-влажностных деформаций в гибких связях возникают растягивающие усилия. Усилия возникают в основном в связях, расположенных вблизи угла.

Несущая способность связи из БПА на растяжение определяется:

$$N_{ts} = 0,002 * E_f * A_f = 0,002 * 50000 * 1,131 = 113,1 \quad (2)$$

где E_f – модуль упругости связи, $E_f = 50000$ МПа; A_f – площадь сечения стержня БПА, а именно А400, площадь сечения – 1,131 см²;

В здании имеется особенность при формировании объемно-планировочного решения, а именно наличие температурного шва. Расстояние между вертикальными температурно-усадочными швами было подобрано по СП, в соответствии с толщиной лицевого слоя в 120 мм. Для зданий с высотой не более двух этажей и высотой наружных несущих стен не более 7 м допускается не выполнять горизонтальные деформационные швы в лицевом слое кладки. В исследовании принято здание высотой 8 этажей.

Расстояния между вертикальными деформационными швами в лицевом слое трехслойных стен следует назначать из соблюдения условий не превышения прочности кладки лицевого слоя, связей и анкерных узлов на растяжение, усилий, возникающих от температурно-влажностных воздействий, либо назначать конструктивно в соответствии с таблицей в СП 327.1325800.2017. Форма участков стен из керамического кирпича, керамических и природных камней L-образная и прямая.

Также была рассчитана температура. Для многослойных конструкций нормативные значения средних температур t_w и t_c и перепадов температур по сечению элемента в теплое и холодное время года определяются расчетом.

Нормативные значения изменений средних температур по сечению элемента в теплое Δt_w и холодное Δt_c время года соответственно следует определять по формулам:

$$\Delta t_w = t_w - \Delta t_{oc} \quad (3)$$

$$\Delta t_c = t_c - \Delta t_{ow} \quad (4)$$

Начальную температуру, соответствующую замыканию конструкции или ее части в законченную систему, в теплое t_{0w} и холодное t_{0c} время года следует определять по формулам:

$$t_{0c} = 0,2t_{VII} + 0,8t_I \quad (5)$$

где t_I , t_{VII} – многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле, принимаемые для надземной части сооружений по таблице 5.1 СП 131.13330.

В г. Чебоксары в январе эта температура составляет -13°C , в июле $18,6^\circ\text{C}$

$$t_{0c} = 0,2 * 18,6 + 0,8 * (-13) = 3,72 - 10,4 = -6,68^\circ\text{C}$$

$$t_{0w} = 0,8t_{VII} + 0,2t_I;$$

$$t_{0w} = 0,2 * (-13) + 0,8 * 18,6 = 17,5^\circ\text{C}$$

$$t_c = 20^\circ\text{C}$$

Максимальные значения расстояний между вертикальными деформационными швами в лицевом (наружном) слое кладки наружных стен должно быть не более 9 м на углах и 18 м на прямолинейном участке в соотв. с СП 327.1325800.2017.

Для исследования было смоделировано здание, с шагом колонн $6*6$ сложной конфигурации, для учета внутренних, наружных углов (рис. 2), (рис. 3) [3].

У запроектированного с многослойной ограждающей конструкции здания был выделен один этаж для работы в ПК Сапфир и Лира-САПР. (рис. 3) и возможные места деформаций и качественного размещения гибких связей (рис.4).

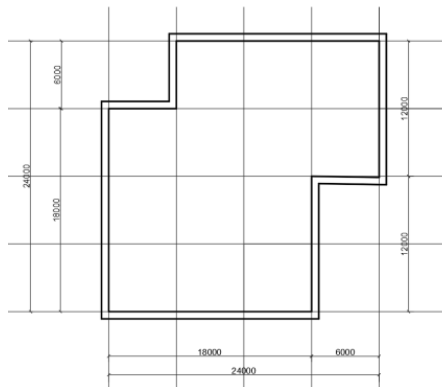


Рис. 2. Предварительно возможный план здания с учетом требований по расстоянию между швами.

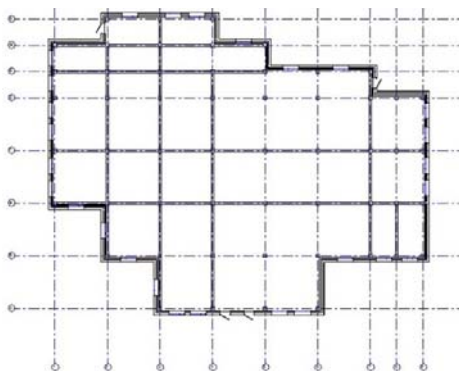


Рис 3. Выбранный запроектированный план здания

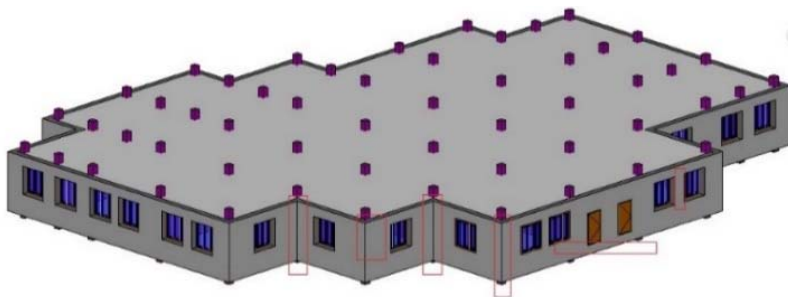


Рис. 4. Возможные места деформаций в результате нагрузок и температурных воздействий на определенном этаже здания.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При анализе гибких связей для ограждающей конструкции, было решено применять анкера из базальтопластика БПА, так как этот композитный материал обладает небольшим весом и при этом выдерживает высокую нагрузку. Данная гибкая связь имеет самый низкий вес и не создаёт дополнительной нагрузки на фундамент дома и, поэтому были взяты анкерные болты под торговой маркой «Гален», которая доступна на территории Чувашской республики. Шаг креплений в ограждающей конструкции было решено выполнить 500 мм.

Расстояния между швами назначаются по изменению температуры воздуха с момента замыкания в теплое время года и температуры воздуха в холодное время года, принимаемые по СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия».

В целях оптимизации расхода арматуры на армирование лицевого слоя, устройства гибких связей, мест расположения и расстояний между вертикальными деформационными швами последние могут назначаться из соблюдения следующих условий:

- проверки неармированной кладки на возможность образования вертикальных трещин;
- неперевышения предельно допустимых значений ширины раскрытия трещины;
- неперевышения прочности связей и их анкерных узлов на растяжение.

Рекомендуется разбивка вертикальными швами стен на прямолинейные фрагменты. При значительных ветровых нагрузках, прогибах перекрытий и других опорных элементов, неравномерных деформациях каркаса, осадках фундаментов усилия в связях и кладке принимается суммарное горизонтальное растягивающее усилие.

Данные типы связей, не требуют экспериментальной проверки. Их следует устанавливать в шахматном порядке в количестве не менее 5 шт./м². В разубитанном здании приняты связи в шахматном порядке через 500 мм.

Таким образом, расчет гибких связей и дальнейшую проверку ограждающей конструкции в результате воздействий необходимо определять в комплексе.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бахмисова М.А. Разработка многослойной ограждающей конструкции и проверка прочности подсистемы при температурных воздействия / М.В. Петров, М.А. Бахмисова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020 : материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. (Чебоксары, 25–26 ноября 2020 г.) (Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference (Cheboksary, November 25–26, 2020)). – Чебоксары: ИД «Среда», 2020. -С. 97-104.
2. Ишук М. К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. М.: РИФ «Стройматериаль», 2009. 357 с.
3. Температурно-влажностные деформации и воздействия на элементы наружной многослойной ограждающей конструкции / М. А. Бахмисова, М. В. Петров, Л. А. Сакмарова, А. Н. Плотников // Современные вопросы механики сплошных сред – 2021 : Сборник статей по материалам III Международной конференции, Чебоксары, 23–24 ноября 2021 года. – Чебоксары: Общество с ограниченной ответственностью «Издательский дом «Среда», 2021. – С. 126-138. – EDN KVVYPSN.
4. Бахмисова, М. А. Цифровизация, информационное моделирование и проектирование в учебном процессе / М. А. Бахмисова, Л. А. Сакмарова // Новые компетенции цифровой реальности: теория и практика их развития у обучающихся : Сборник докладов и научных статей III Всероссийской научно-практической конференции,

Чебоксары, 24 марта 2022 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, 2022. – С. 22-30. – EDN OZRQVP.

5. Несущая способность армированной каменной кладки при Центральном сжатии на основе деформационных параметров ее компонент / А. Н. Плотников, Т. В. Романова, Б. В. Михайлов [и др.] // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020 : Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции, Чебоксары, 25–26 ноября 2020 года. – Чебоксары: Общество с ограниченной ответственностью «Издательский дом «Среда», 2020. – С. 183-197.

Сведения об авторах

Бахмисова Мария Алексеевна, старший преподаватель кафедры архитектуры и дизайна среды ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия E-mail: masha_a94@mail.ru

Гоник Екатерина Григорьевна, кандидат технических наук кафедры строительных конструкций ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: katya.gonik@mail.ru

Сакмарова Лариса Алексеевна, доцент, зав. кафедры архитектуры и дизайна среды ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия E-mail: lara.sakmarova@mail.ru

Плотников Алексей Николаевич, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; plotnikovAN2010@yandex.ru ; +7 (8352) 62 45 96

Bakhmisova Maria Alekseevna, Senior Lecturer, Department of Architecture and Environmental Design, Chuvash State University. I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia E-mail: masha_a94@mail.ru

Gonik Ekaterina Grigorievna, Candidate of Technical Sciences, Department of Building Structures, Chuvash State University. I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: katya.gonik@mail.ru

Sakmarova Larisa Alekseevna, Associate Professor, Head. Department of Architecture and Environmental Design, Chuvash State University named after I.N. Ulyanova”, Cheboksary, Russia E-mail: lara.sakmarova@mail.ru

Plotnikov Alexey Nikolaevich – Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; plotnikovAN2010@yandex.ru ; +7 (8352) 62 45 96

Для цитирования:

Бахмисова М.А. Гибкие связи в многослойной ограждающей конструкции / М.А. Бахмисова, Е.Г. Гоник, Л.А. Сакмарова, А.Н. Плотников // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 30–37.

Citation:

Bakhmisova M.A. Flexible connections in a multilayer envelope structure/ M.A. Bakhmisova, E.G. Gonik, L.A. Sakmarova, A.N. Plotnikov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 30–37.

УДК 624.078.415

АНАЛИЗ ВЕРТИКАЛЬНОГО ОПОРНОГО РЕБРА: К ВОПРОСУ О РАЦИОНАЛЬНОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ

*О.И. Ефимов,
Э.К. Миндубаев,
Р.Р. Вахтель*

Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, Казань, Россия

***Аннотация:** рассмотрено устройство псевдошарнирного гибкого узла крепления балок к несущей конструкции. Конструкция такого узла предусматривает использование опорного вертикального ребра из низкоуглеродистой стали с выраженным пределом текучести. На данный момент не существует правил назначения параметров сечения такого ребра и специальных правил расчета элементов его крепления к несущей конструкции. Установлено, что в реальных условиях по размеру ребра и величине его нахлёста на стенку балки ограничения по обеспечению местной устойчивости ребра не являются определяющими при задании параметров сечения.*

***Ключевые слова:** стальной каркас многоэтажного здания, малоуглеродистая сталь, площадка текучести, псевдошарнирное опирание, пластические деформации, гипотеза Бернулли, III класс изгибаемого элемента, угол поворота, максимальный предел текучести.*

ANALYSIS OF A VERTICAL SUPPORT RIB: TO THE QUESTION OF RATIONAL DESIGN

***Abstract:** the arrangement of a pseudo-hinged flexible node for attaching beams to a supporting structure is considered. The design of such an assembly provides for the use of a supporting vertical edge made of mild steel with a pronounced yield point. At the moment, there are no rules for assigning the parameters of the section of such an edge and there are no special rules for calculating the elements of its fastening to the supporting structure. Thus, it has been established that in real conditions, in terms of the size of the edge and the amount of its overlap on the beam web, the restrictions on providing the local stability of the edge are not decisive when assigning the section parameters.*

***Keywords:** steel frame of a multi-storey building, mild steel, yield line, pseudo hinged point, plastic deformations, Bernoulli hypothesis, third class flexural member, angular displacement, maximum yield strength.*

ВВЕДЕНИЕ

Современные стальные каркасы многоэтажных зданий содержат балочные опорные узлы, где затруднительно (опора на железобетонные стволы жесткости, опирание на трубобетонные колонны) или нежелательно (повышенное скручивание или изгиб несущей конструкции)

устройство рамных (жестких) узлов или тип соединения определяется местными условиями строительной площадки [1]. В этом случае для соединения ригелей с колоннами или стволами жесткости рекомендуется, в том числе, гибкое (полужесткое) сопряжение (с. 313 [2]). Это соединение с вертикальной пластиной, которое в основном используется для передачи концевых реакций балки, оно экономично в изготовлении и просто в монтаже [3]. Чаще всего такое крепление предусматривает вертикальное опорное ребро, материал которого работает с проявлением краевой текучести по обеим сторонам своего сечения, при этом известен лишь минимально возможный предел текучести материала. В настоящее время отсутствуют рекомендации по какому-либо рациональному назначению параметров сечения такого ребра и рекомендации по расчету элементов ее крепления к несущей конструкции.

В данной работе целью нашего исследования является повышение надежности соединения полужесткой балки с несущей опорой.

Последовательность задач, которые выполнялись в этой статье:

1) наметить круг гипотез и ограничений, лежащих в основе решения предстоящих задач;

2) оценить влияние на назначение параметров сечения опорного ребра условий обеспечения его местной устойчивости;

3) установить зависимость параметров сечения опорного ребра от условий его эксплуатации, по возможности, с максимальным соответствием шарниру;

4) установить условия возникновения «полного шарнира пластичности» в основании опорного ребра при минимальном и максимальном пределе текучести материала;

5) оценить изменчивость несущей способности элементов крепления опорного ребра к несущей конструкции с учетом изменчивости механических характеристик его материала.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Сталь ребра частично по высоте работает с появлением пластических деформаций (рис. 1, 2).

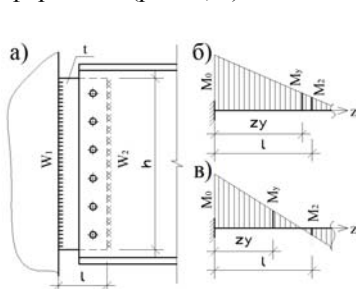


Рис. 1. а) Схематическое изображение узла; б), в) возможные диаграммы моментов в районе опорного ребра

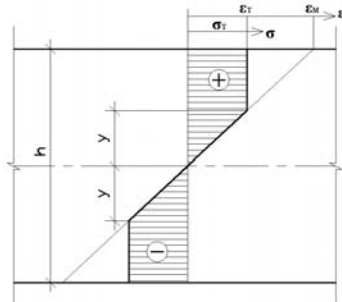


Рис. 2. Схема распределения нормальных напряжений по сечению опорного ребра при пластических деформациях

При рассмотрении вопроса было принято следующее:

- 1) гипотеза плоских сечений при изгибе (гипотеза Бернулли);
- 2) работа стали по диаграмме Прандтля;
- 3) начало площадки текучести стального опорного ребра

$$\varepsilon_T = \frac{R_{yn}}{\gamma_m E} + 0,002 = \frac{R_y}{E} + 0,002 \approx \frac{\sigma_T}{E} + 0,002$$

4) минимально возможные параметры поперечного сечения опорного ребра, назначаемые с учетом:

- обеспеченной несущей способности опорного ребра на сдвиг;
- обеспеченной местной устойчивости края ребра;
- обеспеченной несущей способности сварных швов W1 и W2;
- толщина опорного ребра не менее толщины стенки ригеля.

Данное опорное ребро относится к изгибаемому элементу 3 класса, поэтому его несущая способность основана на предельном упругом моменте [4]. Для его сечений в [5] поставлено условие:

$$\frac{qL}{2htR_s} \leq 1$$

Однако для решения рассматриваемой задачи необходимо внести уточнение:

$$\frac{1,5qL}{2htR_s} \leq 1 \quad (1)$$

Здесь: L – пролет балки; q – погонная равномерно-распределенная нагрузка.

Используя готовое решение для критических касательных напряжений потери устойчивости пластины (стр. 272 [6]), с коэффициентом Пуассона $\nu=0,3$

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= \left[5,34 + 4 \left(\frac{l}{h} \right)^2 \right] \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{l} \right)^2 \approx \\ &\approx 4,826E \left(\frac{t}{l} \right)^2 + 3,615E \left(\frac{t}{h} \right)^2 = 3,615Et^2 \left(\frac{1,335}{l^2} + \frac{1}{h^2} \right) \end{aligned} \quad (2)$$

Рассматриваемый узел имеет размер «l» 120÷130 мм по конструктивным соображениям. Так как при рациональной конструкции опорного ребра $\tau_{cr} \geq R_s$ минимально возможная толщина ребра:

$$t \geq \sqrt{\frac{R_s}{3,615E \left(\frac{1,335}{l^2} + \frac{1}{h^2} \right)}} \approx 6,579h \sqrt{\frac{R_s}{E(1,335h^2 + 156,25)}} \text{ см} \quad (3)$$

На рис. 3 представлена зависимость минимально возможной «устойчивой» толщины опорного ребра от его высоты.

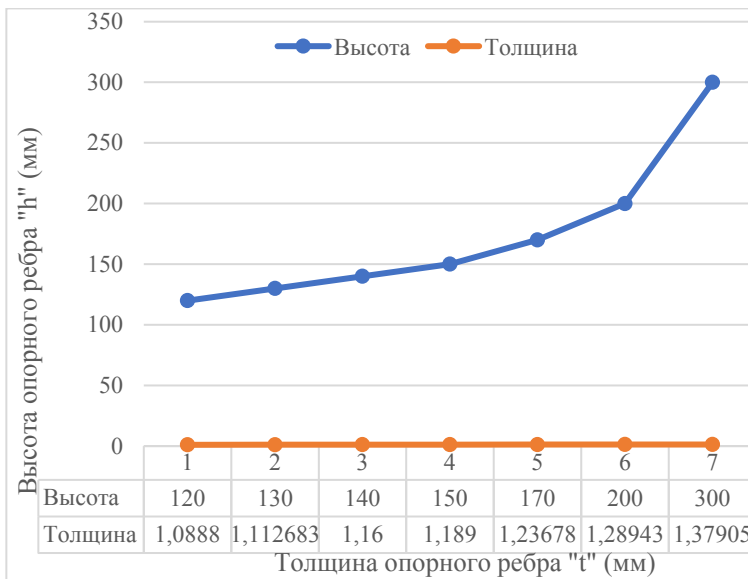


Рис. 3. Зависимость минимальной толщины опорного ребра от его высоты при обеспечении его местной устойчивости

Анализ данных, представленных на рис. 3, показывает, что требования к местной устойчивости опорного ребра **не являются** определяющими при задании параметров его поперечного сечения.

Наиболее полному псевдошарнирному узлу соответствует идеальный шарнирный, когда параметры сечения опорного ребра заданы такие, что угловое перемещение φ в случае искривления опорного ребра соответствует угловому смещению опорного сечения свободно опертой балки, нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой.

Зависимость краевого относительного удлинения узла от изгибающего момента в сечении с краевой текучестью:

$$M = 2t\sigma_T \left[\left(\frac{h}{2} - Y \right) \left(\frac{h}{2} - Y + Y \right) + \frac{Y^2}{3} \right] = t\sigma_T \left[\frac{h^2}{4} - \frac{Y^2}{3} \right] \quad (4)$$

Помимо этого,

$$\varepsilon_M = \frac{\varepsilon_T h}{Y} \frac{1}{2}$$

Или же

$$Y = \frac{\varepsilon_T h}{\varepsilon_M} \frac{1}{2} \quad (5)$$

Избавляясь от «Y» в (4),

$$M = t\sigma_T \frac{h^2}{4} \left[1 - \frac{\varepsilon_T^2}{3(\varepsilon_M)^2} \right]$$

Где

$$\varepsilon_M = \sqrt{\frac{\varepsilon_T^2}{3\left(1 - \frac{4M}{t\sigma_T h^2}\right)}} = \varepsilon_T h (t\sigma_T)^{0,5} [3(t\sigma_T h^2 - 4M)]^{-0,5} \quad (6)$$

Момент в сечении с граничной текучестью на расстоянии «z» от установки $M=M_0-Q^*z$. Здесь M_0 – момент в основании опорного ребра.

Основное влияние (75÷80%) на кривизну опорного ребра оказывают участки с граничной текучестью. Вращение участка с граничной текучестью для элементарного участка длиной $dz - 2\varepsilon_M dz/h$. Суммарное угловое перемещение сечений с краевой текучестью опорного ребра:

$$\varphi_T = \frac{2}{h} \int_0^{z_y} \varepsilon_M dz = 2\varepsilon_T (t\sigma_T)^{0,5} \int_0^{z_y} [3(t\sigma_T h^2 - 4M)]^{-0,5} dz$$

Или же

$$\varphi_T \approx 0,577\varepsilon_T (t\sigma_T)^{0,5} \int_0^{z_y} (0,25t\sigma_T h^2 - M_0 + Qz)^{-0,5} dz \quad (7)$$

После интегрирования:

$$\begin{aligned} \int_0^{z_y} (0,25t\sigma_T h^2 - M_0 + Qz)^{-0,5} dz &= \frac{2}{Q} (0,25t\sigma_T h^2 - M_0 + Qz)^{0,5} \Big|_0^{z_y} = \\ &= \frac{2}{Q} \left[(0,25t\sigma_T h^2 - M_0 + Qz_y)^{0,5} - (0,25t\sigma_T h^2 - M_0)^{0,5} \right] \end{aligned}$$

Расстояние от опоры до участка, где заканчивается зона краевых пластических деформаций (z_y), определяется условием (8). Так как

$$M_y = M_0 - Qz_y \approx \sigma_T \frac{th^2}{6}$$

Тогда это расстояние

$$z_y = \frac{M_0 - \sigma_T \frac{th^2}{6}}{Q} \quad (8)$$

Таким образом,

$$\begin{aligned} \varphi_T &\approx 0,577\varepsilon_T (t\sigma_T)^{0,5} \frac{2}{Q} \left[(0,25t\sigma_T h^2 - M_0 + Qz_y)^{0,5} - (0,25t\sigma_T h^2 - M_0)^{0,5} \right] = \\ &= \frac{1,154\varepsilon_T}{Q} \left[(0,0833t^2\sigma_T^2 h^2)^{0,5} - (0,25t^2\sigma_T^2 h^2 - t\sigma_T M_0)^{0,5} \right] \end{aligned}$$

Суммарное угловое перемещение сечений без текучести опорного ребра в диапазоне от z_y до сечения с нулевым моментом в его пределах с учетом (8):

$$\varphi_y = \frac{2}{h} \int_{z_y}^{M_0/Q} \frac{(M_0 - Qz)6}{Eth^2} dz = \frac{\sigma_T^2 th}{6EQ} \quad (9)$$

Суммарное угловое перемещение сечений без текучести опорного ребра от z_y к его краю (нулевой момент вне его пределов) с учетом (8)

$$\begin{aligned} \varphi_y &= \frac{2}{h} \int_{z_y}^{12,5} \frac{(M_0 - Qz)6}{Eth^2} dz = \\ &= \frac{12}{Eth^3} \left[12,5M_0 - 78,125Q - \frac{M_0^2}{2Q} + \frac{(\sigma_T th^2)^2}{2Q} \right] \end{aligned} \quad (9A)$$

Общее угловое перемещение участков опорного ребра:

$$\varphi = \varphi_T + \varphi_y \quad (10)$$

Угол поворота в опорном сечении свободно опертой балки, нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой:

$$\varphi_0 = \frac{qL^3}{24EJ_x}$$

Здесь EJ_x – изгибная жесткость балки.

Как было сказано ранее, равенство $\varphi = \varphi_0$ дает наиболее предпочтительные геометрические параметры опорного ребра.

Максимально возможный момент в основании опорного ребра M_0 будет определяться из условия возникновения «полного шарнира пластичности», характеризующегося наличием податливости в любой точке сечения, что устанавливается по формуле «четвёртой теории прочности» [7,8].

Эпюры распределения нормальных, касательных и приведенных напряжений на половине высоты сечения в основании ребра опоры (см. рис. 4).

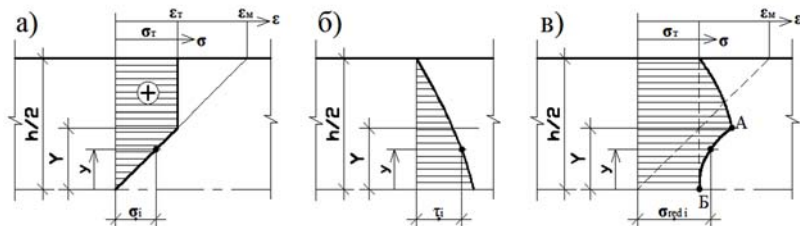


Рис. 4. Диаграммы напряжений в опорном сечении опорного ребра
а) нормальное б) касательное в) приведенное

Момент M_0 при «полном шарнире пластичности» соответствует моменту, когда кривая приведенного напряжения в сечении «А-Б», приближаясь к уровню σ_T , касается его в точке «Б».

Значение σ_i :

$$\sigma_i = \frac{\sigma_T y}{Y} \tag{11}$$

Значение τ_i при экстремальном значении $Q \approx 0,577 \sigma_T t h / 1,5$

$$\tau_i = \frac{\left(\frac{h}{2} - y\right) t \left(\frac{\frac{h}{2} - y}{2} + y\right) Q}{\frac{h^3 t}{12} t} = \frac{\left[\left(\frac{h}{2}\right)^2 - y^2\right]}{h^2} 2,308 \sigma_T \tag{12}$$

Значение $\sigma_{red i}$

$$\begin{aligned} \sigma_{red i} &= \sqrt{\frac{\sigma_T^2 y^2}{Y^2} + \frac{3 \sigma_T^2 2,308^2 \left[\left(\frac{h}{2}\right)^2 - y^2\right]^2}{h^4}} = \\ &= \sigma_T \sqrt{\frac{y^2}{Y^2} + \frac{16 \left[\left(\frac{h}{2}\right)^2 - y^2\right]^2}{h^4}} \end{aligned} \tag{13}$$

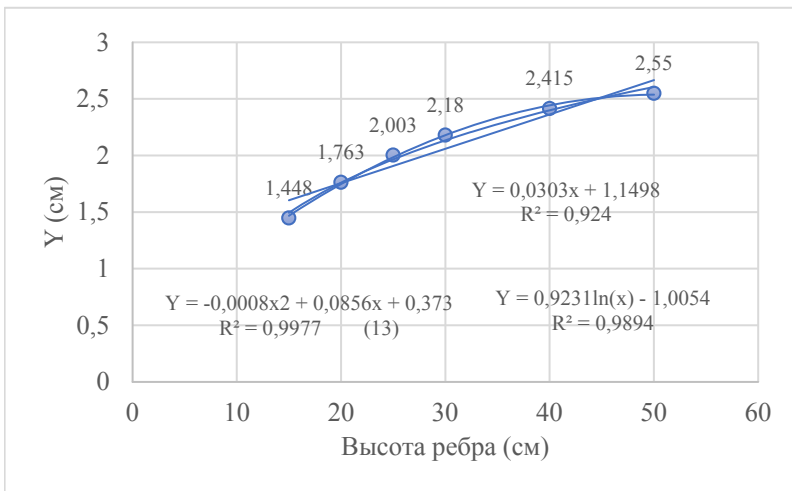


Рис. 5. Размер зоны «Y» в зависимости от высоты сечения опорного ребра

Полиномиальная зависимость при аппроксимации имеет меньшую погрешность, чем логарифмическая и линейная, поэтому она принимается к дальнейшему рассмотрению (рис. 5).

Таким образом, с учетом (4)

$$M_0 = t\sigma_T \left[\frac{h^2}{4} - \frac{(0,0856h + 0,373 - 0,0008h^2)^2}{3} \right] \quad (14)$$

Целесообразно рассматривать несущую способность угловых сварных швов W1 (рис. 1) непосредственно при действии M_0 , определяемой по (14). Так, по «металлу шва» необходимая высота опорного ребра:

$$h \geq \sqrt{\frac{1}{R_{wf}\beta_f k_f} \left[\frac{Q^2}{8R_{wf}\beta_f k_f} + \sqrt{\frac{Q^4}{64(R_{wf}\beta_f k_f)^2} + 9M_0^2} \right] + 1} \quad (15)$$

Таким образом, параметры поперечного сечения вертикального опорного ребра как изгибаемого элемента III класса из стали следует назначать на основании уравнений (1), (10), (14) и (15).

Рассмотрим пример:

Дано: двутавр 40Б2; $q=31,48$ кН/м; $L=6$ м; $\sigma_{Tmin}=245$ МПа; $\sigma_{Tmax}=355$ МПа; $l=125$ мм; $t=8$ мм; $E=2,06 \cdot 10^5$ МПа; $R_{wf}=181$ МПа; $\beta_f=0,7$; $k_f=9$ мм.

Для иллюстрации рассматриваемого вопроса и отчасти для подтверждения полученных результатов была построена модель узла в программе Ansys по тем же исходным данным (рис. 6.). На рис. 7 и рис. 8 приведены значения результирующих сдвигающих напряжений в сварных швах W1 под действием поперечной силы в опорном сечении вертикального опорного ребра высотой 300 мм и фактического изгибающего момента при изгибе исходной балки.

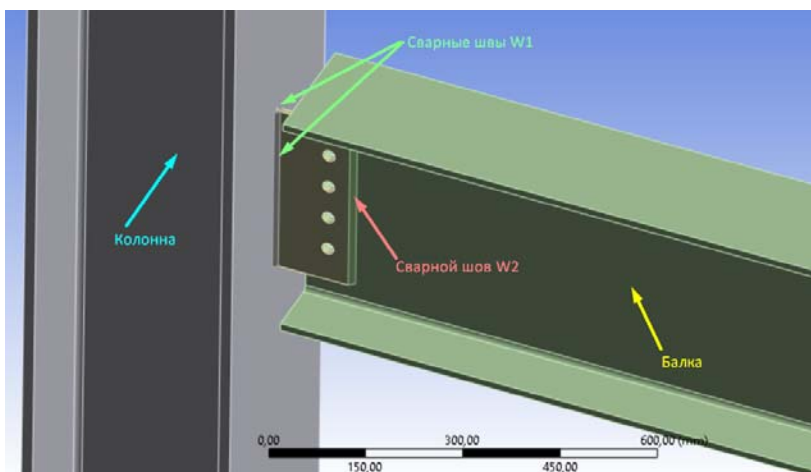


Рис. 6. Модель гибкого сварного соединения в ПК Ansys

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Используя представленный метод, были получены следующие результаты из рассмотренного примера:

1) при $\sigma_{Tmin}=245\text{МПа}$ – $M_{0max}=43,778\text{кН*м}$, $M_0=32,352\text{кН*м}$, $h_{wf}=300\text{мм}$;

2) при $\sigma_{Tmax}=355\text{МПа}$ – $M_{0max}=63,433\text{кН*м}$, $M_0=43,185\text{кН*м}$, $h_{wf}=345\text{мм}$.

Требуемая длина швов W1 при возможном материале ребра с $\sigma_{Tmax}=355\text{МПа}$ на 15 % больше, чем при нормативном с $\sigma_{Tmin}=245\text{МПа}$. Или же, перенапряжение в швах W1 длиной 300 мм по металлу шва с возможным кромочным материалом при $\sigma_{Tmax}=355\text{МПа}$ составляет 33%.

В качестве результатов расчета методом конечных элементов величины эквивалентных напряжений были получены с использованием программного комплекса Ansys.

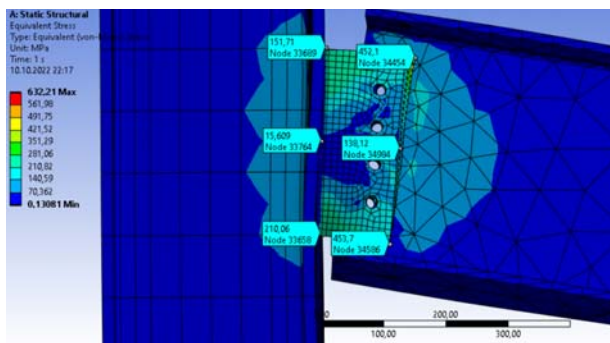


Рис. 7. Напряжения в сварных швах с материалом ребра при $\sigma_{Tmin}=245\text{МПа}$

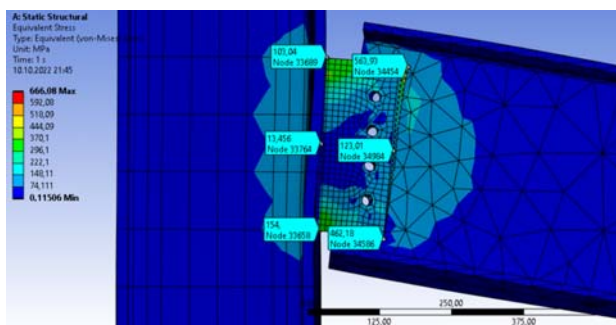


Рис. 8. Напряжения в сварных швах с кромочным материалом при $\sigma_{Tmax}=355\text{МПа}$

Резюмируя вышеизложенное:

1) при действии в опорном сечении ребра максимально возможного изгибающего момента, определяемого по (14), результирующие сдвиговые напряжения в швах W1 с материалом ребра с $\sigma_{Tmax}=355\text{МПа}$ на 33 % выше, чем с материалом ребра с $\sigma_{Tmin}=245\text{МПа}$;

2) при действии изгибающего момента в опорном сечении ребра, определяемом с помощью программы Ansys, эквивалентные напряжения в швах W1 с материалом ребра с $\sigma_{Tmax}=355\text{МПа}$ на 47 % выше, чем с материалом ребра с $\sigma_{Tmin}= 245\text{МПа}$;

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Принимая во внимание рассмотренный метод вертикального опорного ребра и результаты, полученные с помощью этого метода и полученные в программном комплексе, можно сделать следующие выводы:

1) при длине ребра опоры 120÷130 мм требования местной устойчивости не влияют на выбор параметров ее сечения;

2) «Полный шарнир пластичности» в основании опорного ребра образуется только при наличии граничной текучести по (14) и величине максимальных касательных напряжений в его середине не менее $0,577\sigma_T$;

3) сварные швы крепления опорного ребра к опорной конструкции следует рассчитывать, обеспечивая максимально возможный нормативный предел текучести его материала.

ЛИТЕРАТУРА

1. The Steel Construction Institute. (1995). Joints in Steel Construction: Moment connections. London: The Steel Construction Institute, 233 p.
2. Металлические конструкции: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов/Е. И. Беленя, Н. Н. Стрелецкий, Г. С. Ведеников и др.; Под общ. ред. Е. И. Беленя. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1982. – 472 с.
3. Davison, B., Owens, G.W. (2003). Steel Designers' Manual, 6th Edition. Hoboken: Blackwell publishing, 1321 p.
4. McKenzie, W.M.C. (2004). Design of structural elements. N.Y.: Palgrave Macmillan, 633 p.
5. СП 16.13330.2017, «Стальные конструкции», Актуализированная редакция СНиП II-23-81*, М. 2017г. [online] Доступно на: <https://docs.cntd.ru/document/456069588> [Дата обращения 15.02.2022].
6. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчётно-теоретический. В двух книгах. Кн. 2. Под ред. А.А. Уманского. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1973, -416 с.
7. Timoshenko S. P., Goodier, J. N. (1970). Theory of elasticity. N.Y.: McGraw-Hill.
8. Кац А.М. Теория упругости / А.М. Кац, СПб.: Лань, 2002. – 208с.
9. Ильюшин А.А. Пластичность. Ч.1. Уруго-пластические деформации. – М.: Логос. 2004. 388с.
10. Качанов Л.М. Основы теории пластичности. – М.: Наука. 1969. 420с.
11. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. засл. строителя РФ, лауреата гос. премии СССР В.В.Кузнецова (ЦНИИПроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. – 576 с.

Сведения об авторах

Ефимов Олег Иванович – кандидат технических наук, доцент Казанского государственного архитектурно-строительного университета, г. Казань. Эл. адрес: ef-oleg@mail.ru

Миндубаев Эрнест Константинович – бакалавр, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань. Эл. адрес: ernestmind@outlook.com

Вахтель Роман Ричардович – ст. преподаватель, зам. директора института строительства Казанского государственного архитектурно-строительного университета, г. Казань. Эл. адрес: roman@kgasu.ru.

Efimov Oleg Ivanovich – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan. Email: ef-oleg@mail.ru

Mindubaev Ernest Konstantinovich – bachelor, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, E-mail: ernestmind@outlook.com

Vahtel Roman Richardovich – Senior lecturer, assistant Director of the Institute of Construction, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan. E-mail: roman@kgasu.ru.

Для цитирования:

Ефимов О.И. Анализ вертикального опорного ребра: к вопросу о рациональном проектировании / О.И. Ефимов, Э.К. Миндубаев, Р.Р. Вахтель // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 38–48.

Citation:

Efimov O.I. Analysis of a vertical support rib: to the question of rational design / O.I. Efimov, E.K. Mindubaev, R.R. Vahtel // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 38–48.

УДК 624.012

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЛЕСТНИЦ И ПАНДУСОВ КРИВОЛИНЕЙНОГО ОЧЕРТАНИЯ

А. Н. Малахова
НИУ МГСУ, Москва, Россия

Аннотация: железобетонные лестницы и пандусы криволинейного очертания являются несущими пространственными конструкциями, компьютерное моделирование которых представляет определенную сложность, в том числе из-за недостаточного рассмотрения таких конструкций в научно-технической литературе. В то же время лестницы криволинейного очертания востребованы для создания общего интерьера входной группы, вокруг которой группируются помещения различных функциональных зон здания. В свою очередь криволинейные пандусы могут быть пешеходными или являться элементами въезда на парковочные стоянки, подземные и многоуровневые гаражи. В статье рассматривается построение компьютерных моделей железобетонных лестниц и пандусов криволинейного очертания средствами программного комплекса ЛИРА-САПР. Их расчет ведется в нелинейной постановке с учетом армирования, получаемого при расчетах конструкций в линейной постановке.

Ключевые слова: железобетонные лестницы и пандусы криволинейного очертания; компьютерное моделирование; программный комплекс ЛИРА-САПР; расчеты в линейной и нелинейной постановке.

COMPUTER MODELING OF REINFORCED CONCRETE STAIRS AND RAMPS OF CURVILINEAR SHAPES

Abstract: reinforced concrete stairs and ramps, having a curvilinear shape, are load-bearing spatial structures, computer modeling of which presents a certain difficulty, including due to the small, insufficient consideration of such structures in the scientific and technical literature. At the same time, curvilinear staircases are in demand to create a common interior of the entrance group, around which the premises of various functional areas of the building are grouped. In turn, curvilinear ramps can be pedestrian or be elements of the entrance to parking lots, underground and multi-level garages. The article discusses the construction of computer models of reinforced concrete stairs and ramps, having a curvilinear shape, using the LIRA-SAPR software package. Their calculation is carried out in a non-linear formulation, taking into account the reinforcement obtained in the calculations of structures in a linear formulation.

Keywords: reinforced concrete stairs and ramps, having a curvilinear shape; computer modelling; software complex LIRA-SAPR; calculations in linear and nonlinear formulations.

ВВЕДЕНИЕ

Проектирование железобетонных монолитных лестниц и пандусов криволинейного очертания является более сложной задачей, чем проектирование лестниц с прямыми маршами, а также прямолинейных в плане пандусов, так как они имеют более сложную для построения геометрию и, являясь пространственными конструкциями, влекут за собой усложненный расчет.

Как показано в [1], конструктивное решение лестниц криволинейного очертания может быть реализовано в одном из трех вариантов, для которых основными несущими элементами являются криволинейные брусья (1-й вариант), криволинейные перила (2-й вариант), криволинейная пластины (3-й вариант). Ступени могут опираться на криволинейные брусья и пластины, а также закрепляться снизу к криволинейным перилам.

В [1] приводятся рекомендации по проектированию криволинейных лестниц по вариантам перечисленных конструктивных решений.

Несущие перила криволинейной лестницы в ее расчетной схеме представляют собой вертикальные пластины, которые обладают значительной жесткостью в вертикальном направлении, но в целом жесткость криволинейных перил как элемента пространственной лестницы невелика, поэтому перила-пластины должны иметь достаточную толщину. Из опыта проектирования размеры поперечного сечения несущих перил принимаются $20 \times 80(h)$ см.

Анализ работы несущей горизонтальной пластины-пандуса на вертикальную нагрузку показывает незначительные перемещения несущего элемента при ширине пандуса не менее 200 см. Таким образом, несущая способность пандуса обеспечивается его шириной, а не толщиной, которая обычно принимается не менее толщины сопрягаемого с пандусом перекрытия (не менее 16 см).

Важным моментом при проектировании криволинейной лестницы в виде пластины-пандуса является учет краевого эффекта в виде изгибающего момента (обычного для пространственных конструкций такого вида), действующего в вертикальной плоскости на участке длиной, считая от опоры, равной около 4...6 толщин плиты, что должно учитываться при армировании узла сопряжения пандуса с плитой перекрытия.

К лестницам криволинейного очертания можно отнести лестницу, представленную в [2], хотя она не относится к пространственным конструкциям, а состоит из сборных ступеней и промежуточной площадки, опирающихся на кирпичные стены круглой в плане лестничной клетки и на кирпичный столб, расположенный в середине лестничной клетки.

В научно-технической литературе железобетонные криволинейные лестницы и пандусы представлены гораздо меньше, чем прямолинейные лестницы и пандусы.

Геометрические размеры лестниц и пандусов назначаются в соответствии с требованиями СП 118.13330.2022 (Общественные здания и сооружения), СП 1.13130.2020 (Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы), СП 113.13330.2016 (Стоянки автомобильные).

Удобство передвижения людей по лестницам общего пользования обеспечивается размерами проступей 0,3 м (допускается от 0,28...0,35 м) и подступенок – 0,15 м (допускается 0,13...0,18 м). Для криволинейных лестниц регламентируется размер подступенок в его узкой части. Он

может быть уменьшен до 0,22 м. Ширина лестниц как путей эвакуации должна составлять (в зависимости от класса здания и числа эвакуируемых людей) 1,2 м, 1,35 м, 1,6 м. В качестве пути эвакуации может также использоваться пандус, в том числе криволинейный.

Рекомендации по построению геометрии криволинейных лестниц приводятся в [3, 4]. Построение лестниц с помощью графического редактора Archicad показано в [5]. Использование графического редактора может быть полезно для упрощения построения расчетной модели при выполнении компьютерного расчета криволинейной лестницы или пандуса, если построенная графическая модель передается непосредственно в расчетный комплекс.

Нормативные требования к геометрии въездных криволинейных пандусов и криволинейных рамп, расположенных между этажами (уровнями) в многоэтажных автостоянках определяют: их продольный уклон (13% – для закрытых неотапливаемых автостоянок; 10% – для открытых автостоянок), минимальную ширину проезжей части (4,2 м); минимальный внешний радиус (7,4м).

Общие сведения и основные принципы архитектурного проектирования лестниц приведены в [6, 7]. Архитектурное решение лестниц лежит в основе дальнейших конструктивных разработок лестниц. После формирования геометрии криволинейной лестницы или пандуса, разработки конструктивного решения узлов их сопряжения с перекрытиями здания, а также назначения материалов и определения нагрузок выполняются построение расчетной модели, статический расчет и собственно расчет конструктивных элементов лестницы или пандуса в соответствии с СП 63.13330.2018 (Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения).

Примеры расчета лестниц, в том числе лестниц криволинейного очертания, приведены в [8, 9]. Примеры конструктивного решения сборных и монолитных железобетонных лестниц, схемы и узлы армирования (в основном лестниц с прямыми маршами), приведены в [6, 10].

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Объектом исследования являлись железобетонные лестница и пандус криволинейного очертания, а предметом – возможность и последовательность построения их компьютерных моделей и последующий расчет.

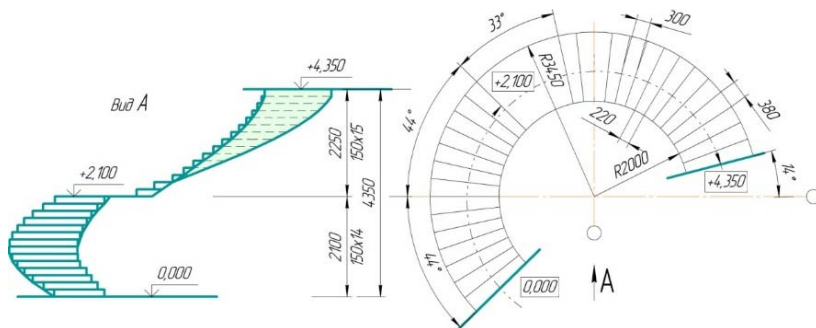


Рис. 1. Геометрические размеры криволинейной лестницы

На рис. 1 приведена геометрия криволинейной лестницы, расположенной между перекрытиями здания на отм. 0,000 и отм. +4,350 с промежуточной площадкой на отм. +2,100. Ширина лестницы составляет 1,45 м. Размер проступей в средней части лестницы составляет 0,3 м, в узкой части размер проступей уменьшен до 0,22 м. Подступенок лестниц имеет стандартный размер 0,15 м.

Металлические ступени криволинейной лестницы сопрягаются с железобетонными несущими элементами лестницы, представленными двумя криволинейными продольными брусками, объединенными в свою очередь поперечными брусками в опорных зонах и в зоне лестничной площадки. Радиусы продольных криволинейных стержней-брусков в плане будут определяться с учетом размеров их поперечного сечения $b \times h$ и составлять: внутренний радиус – $R+(b/2)$, наружный радиус – $R-(b/2)$,

Железобетонный пешеходный пандус, как и лестница, имеет внутренний и наружный радиусы аналогичных размеров, два наклонных участка и промежуточную площадку. Угол наклона пандуса может составлять от 5 до 15 градусов и определяется высотными отметками, приведенными на рисунке 3.

Архитектурное решение лестниц и пандусов выполняется в соответствии с требованиями СП 118.13330.2022 (Общественные здания и сооружения), СП 1.13130.2020 (Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы), СП 113.13330.2016 (Стоянки автомобильные).

Разработка конструктивного решения узлов сопряжения лестницы и пандуса с перекрытиями здания, а также назначение материалов для этих строительных конструкций и определение нагрузок выполняются в соответствии с СП 63.13330.2018 (Бетонные и железобетонные конструкции. Основные требования), а также 20.13330.2016. (Нагрузки и воздействия).

Создание расчетной модели криволинейных лестницы и пандуса, статический расчет, а также прочностной расчет железобетонных конструкций, определяются возможностями конкретной версии программного комплекса ЛИРА-САПР, созданной в рамках идеологии программного комплекса, представленной в [11].

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Моделирование расчетной схемы лестниц и пандусов криволинейного очертания средствами программного комплекса ЛИРА-САПР

Программный комплекс ЛИРА-САПР располагает возможностями для моделирования криволинейных лестниц и пандусов.

На рис. 2а в 3D-графике представлена геометрия расчетной схемы несущих элементов криволинейной лестницы.

Для построения продольного криволинейного стержня можно воспользоваться командой *добавить узел (по окружности)* и в открывающемся диалоговом окне команды необходимо задать плоскость ХОУ – плоскость начала построения геометрии расчетной схемы, радиус R, углы начала F1 и конца F2 дуги, количество узлов на дуге n. Исходные данные для заполнения диалоговых окон команды *добавить узел (по окружности)* можно взять из рис. 1.

Построенные на плоскости ХОУ узлы двух продольных криволинейных стержней необходимо поднять на нужную высоту по оси Z с использованием команды *перемещение*, после чего построенные узлы

соединяются стержнями, формируя криволинейные продольные стержни и, в необходимых местах, – поперечные.

После построения геометрии расчетной схемы узлы сопряжения лестницы с этажными перекрытиями жестко закрепляются, для элементов расчетной схемы задаются жесткости и материалы, а также нагружение расчетной схемы в соответствии с СП 20.13330.2016 (Нагрузки и воздействия).

На рис. 2б представлены результаты подбора арматуры для несущих железобетонных элементов криволинейной лестницы, определенные по алгоритмам расчета СП 63.13330.2018 (Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения).

Схема армирования в поперечном сечении продольных криволинейных брусьев приведена на рис. 2в.

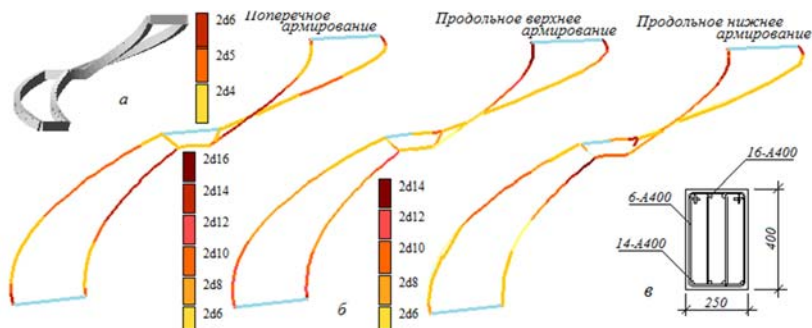


Рис. 2. Армирование несущих стержней-брусьев криволинейной лестницы: а – расчетная схема, б – графическое представление подбора арматуры, в – армирование в поперечном сечении продольного бруса

В программном комплексе ЛИРА-САПР моделирование геометрии плиты криволинейного пандуса можно выполнить с использованием команды *вращение образующей*.

Как показано на рис. 3, плита криволинейного пандуса имеет горизонтальный участок и два наклонных участка. В качестве образующей плиты-плоскости пандуса выступает стержень, который можно построить на предварительно генерируемой *сети* с планируемым количеством разбиений стержня на конечные элементы (КЭ).

В диалоговом окне команды *вращение образующей* необходимо задать ось вращения стержня-образующей. Для задания оси вращения необходимо указать две точки на оси вращения. При этом координаты X, Y для обеих точек одинаковы и соответствуют координатам центра вращения на плане пандуса. Координаты точек по оси Z можно принять любые, лежащие на оси вращения, например, Z1=0; Z2= 1 м.

Затем задаются частота разбивки пандуса по его длине на конечные элементы (n), угол поворота стержня-образующей относительно оси вращения (f_i), подъем плиты пандуса по оси Z (dh).

При дальнейшем построении расчетной схемы необходимы наложение жестких связей на опорные узлы, задание жесткости и материалов и нагружение расчетной схемы. Расчет плиты пандуса сначала ведется в линейной постановке.

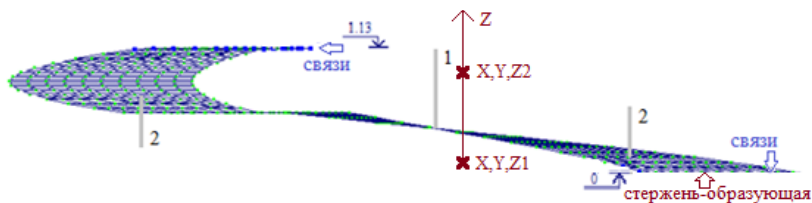


Рис. 3. Построение геометрии расчетной схемы криволинейного пандуса:
 1 – горизонтальный участок плиты пандуса,
 2 – наклонные участки плиты пандуса

Целью расчета в линейной постановке является определение первоначального напряженно-деформированного состояния и армирования криволинейного пандуса, после чего становится возможным расчет в нелинейной постановке с уточнением его напряженно-деформированного состояния и армирования.

Для выполнения расчета криволинейного пандуса в нелинейной постановке необходимо задать законы деформирования бетона и арматуры; армирование, например, процент верхнего и нижнего армирования отдельных зон плиты пандуса; а также количество шагов разбиения шкалы напряжений графика деформирования материалов для определения модуля деформаций в пределах каждого шага. Чем мельче шаг разбиения, тем более дифференцировано можно получить значения модуля деформаций для конечных элементов расчетной схемы и тем самым уточнить напряженно-деформированное состояние конструкции.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

С использованием программного комплекса ЛИРА-САПР возможно моделирование расчетной схемы лестниц с несущими продольными криволинейными и объединяющими их поперечными стержнями-брусками, а также плит-пандусов криволинейного очертания

Программный комплекс ЛИРА-САПР позволяет проводить расчеты железобетонных лестниц и пандусов криволинейного очертания в два этапа: в линейной постановке, когда определяется первоначальное армирование различных зон рассчитываемой конструкции, и в нелинейной постановке, когда на основе учета законов деформирования материалов и зон армирования конструкций корректируются результаты предварительного расчета.

ЛИТЕРАТУРА

1. Канчели В.Н. Строительные пространственные конструкции. – М., АСВ, 2004, С.52-55.
2. Морозова Д.В., Малахова А.Н. К проектированию железобетонных лестниц из мелкокоразмерных элементов. В сборнике: Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. 2016. с. 286-290.
3. Мейер-Бое В. Строительные конструкции зданий и сооружений. – М., Стройиздат, 1993, с. 282-291.
4. Маркова М. В. Проектирование лестниц. – М-во трансп. коммуникаций Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2021 – 71 с.

5. Поротникова С.А., Ахметсафина И.С., Поротников П.А. Автоматизированное проектирование лестниц в графическом пакете Archicad. – Сборник научных трудов по материалам международной научно-практической конференции, т. 4, №3, 2010, С. 67-75.

6. Черныш Н.Д., Коренькова Г.В., Дегтев И.А. Лестницы гражданских и промышленных зданий. Белгород: Изд.-во БГТУ, 2005. 160 с.

7. Тюкавкина И. Л. Проектирование лестниц в жилых и общественных зданиях: – Хабаровск: Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2012, 68 с.

8. Малахова А.Н., Морозова Д.В. Проектирование железобетонных и металлических лестниц. М.: Изд-во АСВ, 2011. 168 с.

9. Малахова А.Н. Расчет железобетонных конструкций многоэтажных зданий. – М., МГСУ, 2018, С. 188-190.

10. Малахова А.Н. Армирование железобетонных конструкций. Учебное пособие / Москва, 2018. С. 89-121.

11. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – М: Издательство АСВ, 2009. 360 с.

Сведения об авторах

Малахова Анна Николаевна, к.т.н., доцент, доцент кафедры ЖБК НИУ МГСУ. E-mail: gbk@mgsu.ru

Malakhova Anna Nikolaevna, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Research University MGSU.

E-mail: gbk@mgsu.ru

Для цитирования:

Малахова А.Н. Компьютерное моделирование железобетонных лестниц и пандусов криволинейного очертания/ А.Н. Малахова // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 49–55.

Citation:

Malakhova A.N. Computer modeling of reinforced concrete stairs and curvilinear ramps / A.N. Malakhova // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 49–55.

УДК 691.328.439+691.34

ВЛИЯНИЕ СТЕКЛОВОЛОКНА И МЕТАКАОЛИНА НА БЕТОН МАРКИ М25: ПРОЧНОСТЬ НА СЖАТИЕ, ПРОЧНОСТЬ НА ИЗГИБ, ПРОЧНОСТЬ НА РАСТЯЖЕНИЕ И ПЛОТНОСТЬ

**Р. К. Мина,
Р. Куават**

Аайоджанская школа архитектуры,
Джайпур, Индия

***Аннотация:** основной целью данного экспериментального исследования является оценка влияния армированного стекловолокном и метакаолина на бетон марки М25 с портланд-пуццолановым цементом. Исследование включает оценку свойств фиброцементного бетона, таких как удобоукладываемость, плотность и прочность при смешивании различных процентных долей стекловолокна с метакаолином по массе цемента. Армирование стекловолокном используется в качестве вторичного армирующего материала в бетоне для повышения его прочности и долговечности. Метакаолин представляет собой безводную кальцинированную форму глинистого минерала, известную как «каолинит». Минералы, богатые каолинитом, также известны как китайская глина или каолин, традиционно используемые в производстве фарфора и посуды.*

В этом исследовании армирование стекловолокном использовалось в бетоне в диапазоне от 0,50% до 2%. Один комплект проектной смеси готовят с метакаолином в качестве 10% замены цемента и стекловолокна в бетоне марки М25 по прочности кубов на сжатие, прочности балок на изгиб и прочности цилиндра на раскалывание через 28 сут. соответственно.

Общее количество образцов кубов, цилиндров и балок 36,18,18 соответственно для проверки влияния стекловолокна и метакаолина на свойства бетона в свежем и затвердевшем состояниях. Эти бетонные образцы кубов, цилиндров и балок глубоко отверждаются в резервуаре с водой при нормальной атмосферной температуре в течение 28 дней.

Было замечено, что по мере увеличения количества стекловолокна осадка бетона продолжает уменьшаться. Подвижность бетона также уменьшается благодаря добавлению метакаолина, потому что крупность метакаолина намного выше, чем крупность цемента, т. е. большая площадь поверхности требует больше воды, чтобы сделать бетонную смесь более пригодной для обработки. Прочность на сжатие, изгиб и растяжение максимальна при 1% стекловолокна в течение 7 и 28 дней. Плотность бетона максимальна при 2% стекловолокна.

Ключевые слова: метакаолин; стекловолокно; плотность; предел прочности; прочность на сжатие; предел прочности при изгибе

EFFECT OF GLASS FIBRE AND METAKAOLIN ON M₂₅ GRADE OF CONCRETE: COMPRESSIVE STRENGTH, FLEXURAL STRENGTH, TENSILE STRENGTH AND DENSITY

Abstract: *the main intent of this experimental research is to evaluate the effects of Glass reinforced fibre and Metakaolin on M₂₅ grade of concrete with Portland Pozzolana cement. The study includes evaluation of properties of fibre cement concrete like workability, density and strength when mixing different percentages of glass fibre with metakaolin by weight of cement. Glass fibre reinforcement is used as a secondary reinforcing material in concrete to improve its strength and durability. Metakaolin is an anhydrous calcined form of clay mineral, known as “kaolinite”. Minerals that are rich in kaolinite are also known as China clay or kaolin, traditionally used in manufacture of porcelain and crockery.*

In this study, glass fibre reinforcement has been used in concrete varying from 0.50% to 2%. One set of design mix is prepared with metakaolin as a 10% replacement of cement and glass fibre in M₂₅ grade of concrete in terms of compressive strength of cubes, flexural strength of beams and splitting tensile strength of cylinder at 28 days respectively.

The total number of specimens of cubes, cylinders and beams are 36,18,18 respectively in order to test the influence of glass fibre and metakaolin on the properties of concrete in the fresh and hardened states. These concrete specimen cubes, cylinders and beams are deep cured in a water tank under normal atmospheric temperature for 28 days.

It was observed that as the quantity of glass fibre increases the concrete slump goes on reducing. The slump of concrete also reduces due to adding of metakaolin because the fineness of metakaolin is far greater than the fineness of cement i.e., more surface area demands more water to make the concrete mix more workable. The compressive strength, flexural and tensile strength are maximum at 1% glass fibre for 7 and 28 days. The density of concrete is maximum at 2% glass fibre.

Keywords: *Metakaolin; Glass Fibre; Density; Tensile strength; Compressive strength; Flexural strength*

1. INTRODUCTION: The concrete is the most versatile material available for construction. It is economically readily manufactured where cement is available and mouldable in any form but this can be achieved when much attention is given during manufacturing process for fresh concrete i.e., batching, mixing, transportation, placing, compacting, curing and finishing. Compressive strength of concrete makes it stronger whereas tensile strength makes it weak. To overcome this weakness, incorporation of fibres in concrete as reinforcement will help in increasing its tensile strength. These secondary reinforcing fibres are steel fibres, polypropylene fibres, glass fibres, asbestos fibres, carbon fibres and natural organic fibres. These fibres not only increase tensile strength & impact overall strength but also increases durability by offering resistance to creep, by acting as crack arrester, reducing shrinkage and air voids. Perhaps concrete is the most widely used construction material on earth. Due to increasing demand of concrete, cement demand also increases day by day. At the end of 2021, world

demand for cement will be 4.42 billion metric tons and will rise at annual growth rate of 7% to 8% and the global cement market will reach over 725 US Billion dollars by 2025. India is second largest cement producer in the world with 545-million-ton cement production capacity in the financial year 2022. Increasing demand of cement requires more fuel, energy inputs, excavation of lime, wastage of natural resources and emission of CO₂ in the atmosphere which is a major polluting greenhouse gas responsible for global warming. India is producing 6% of this global CO₂ emission. Cement industry is third largest CO₂ emitter industry in India. It is the responsibility of construction industry to put control over cement consumption by finding new ways i.e., replacing cement with supplementary cementation materials like metakaolin, GGBFS (Ground granulated blast furnace slag), rice husk ash, fly ash etc. These supplementary cementation materials (SCM) impart strength and durability to concrete by acting as a filling agent. Also, amorphous silica present in SCM reacts with Ca (OH)₂ and produces dense C-S-H gel which increase strength of concrete and filling ability makes concrete impermeable to resist the concrete from sulphate attack and carbonation attack. Research studies shows that cement used to manufacture concrete remains un-hydrated up to 20% of total cement in the entire service life of structure. This 20% un-hydrated cement acts as a filling agent in concrete. It is beneficial to use SCM in place of this 20% un-hydrated cement as a filling agent. Size of particles of SCM are finer than cement which fills the voids between cement particles and improve permeability, pore structure and interfacial transition zone (ITZ) of concrete. Supplementary cementations are by-products of industries like thermal power plants, steel manufacturing industries, ceramic industries, ferro-silicon alloys, silicon metal, copper manufacturing industries etc. SCM being by-products, does not require any energy consumption and are sustainable materials in construction industry. Use of these sustainable materials contributes to achieve reduction in CO₂ emission levels, energy saving, reduction in fuel consumptions, reduction in depletion of natural resources, lowering air pollution levels. Hence, this sorts out the disposal problem related to these by-products by alternatively mixing them with concrete and to save fertile land from becoming barren land.

2. MATERIALS:

2.1. Cement: Ordinary Portland cement of 53 grade cement available in local market is used in this investigation, conforming to specification to various specification of IS: 12269-1987. The specific gravity was 3.15, surface area 3000 cm²/gm, bulk density 1450 Kg/m³ and consistency was 33%.¹

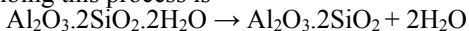
2.2. Fine aggregates: River sand was used as fine aggregate, which passes from 4.75 mm IS sieve and conforming to the requirement of IS: 383-1970. The specific gravity was 2.65 and fineness modulus 2.727.²

2.3. Coarse aggregates: Coarse aggregate obtained from local quarry units has been used for this investigation. The maximum size of coarse aggregate used in this investigation are 20 mm. The specific gravity was 2.64 and maximum water absorption was 3.40%.

¹ IS: 12269-1987, Specification for 53 grade ordinary Portland cement, B.I.S., New Delhi

² IS: 383 – 1970, Indian standard specification for coarse & fine aggregates from natural sources for concrete, B.I.S., New Delhi

2.4. Metakaolin: The raw material used in manufacturing of concrete is Kaolin (clay). Kaolin is a fine, white, clay mineral that has been traditionally used in the manufacture of porcelain. Metakaolin is neither the by-product of an industrial process nor is it entirely natural. It is derived from naturally occurring mineral and is manufactured specially for cementing applications. Metakaolin is produced under carefully controlled conditions to refine its colour, remove inert impurities and tailor particle size. As such, a much high degree of purity and pozzolanic reactivity can be obtained. The chemical equation describing this process is³



The physical and chemical properties of metakaolin are respectively shown in table 1 and 2

Table 1: Chemical properties of Metakaolin

S. No.	Chemical Constituents	Value (%)
1	Silica (SiO ₂)	51.50
2	Alumina (Al ₂ O ₃)	39.90
3	Calcium oxide (CaO)	0.40
4	Ferric oxide (Fe ₂ O ₃)	3.80
5	Magnesium oxide (MgO)	0.20
6	Potassium oxide (K ₂ O)	0.60
7	Sulphuric	0.80

Table 2: Physical properties of Metakaolin

S. No.	Physical Properties	Value
1	Colour	Off white powder
2	Surface area	700 M ² / Kg
3	Specific gravity	2.6
4	Moisture	2.5%
5	D ₅₀ Particle size	15 micron

2.5. Glass Fibre: Glass fibre is an immensely versatile material owing to its properties like light weight, inherent strength, weather-resistant finish and variety of surface textures concrete and mortar, increases tensile and compressive strength, reduce drying shrinkage cracks and reduce permeability⁴. The glass fibres used are of Cem-FIL Anti-Crack HD with modulus of elasticity 72 GPa, filament diameter 14 microns, specific gravity 2.68, length 12 mm and having the aspect ratio of 857.1. The number of fibres per kg is 212 million fibers.⁵

³ Venu Malagavelli, Srinivas Angadi, J S R Prasad and Subodh Joshi, (July 2018) "Influence of metakaolin in concrete as partial replacement of cement" International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET) Volume 9, Issue 7, pp. 105–111, Article ID: IJCIET_09_07_01

⁴ J. Vengadesh Marshall Raman1, N.Vijay," EXPERIMENTAL STUDY ON GLASS FIBER REINFORCED CONCRETE USING METAKAOLIN AS MINERAL ADMIXTURES"

⁵ Chandramouli K., Srinivasa Rao P., Pannirselvam N., Seshadri Sekhar T. and Sravana P, "STRENGTH PROPERTIES OF GLASS FIBRE CONCRETE"

Table 3: Physical properties of Glass Fibre

S.No.	Physical Properties	Value
1	Tensile strength (MPa)	1950
2	Young`s modulus (GPa)	73.5
3	Elongation (%)	4.80
4	Density (g/cc)	2.57
5	Refractive index	1.547
6	Coefficient of thermal expansion ($10^{-7}/^{\circ}\text{C}$)	50-52
7	Dielectric constant RT, 10^{10} HZ	6.1-6.3

3. METHODS:

3.1. Workability: The workability tests were performed using standard sizes of Slump moulds as per IS: 1199 – 1999.

3.2. Compressive Strength: The Steel mould of size 150 x 150 x 150 mm is well tightened and oiled thoroughly. The moulds were allowed for curing in a curing tank for 28 days and were tested in 200-tonnes electro hydraulic closed loop machine. The test procedures were used as per IS: 516-1979.

3.3. Flexural Strength: The Steel mould of size 500 x 100 x 100 mm is well tightened and oiled thoroughly. The moulds were allowed for curing in a curing tank for 28 days and were tested in universal testing machine. The test procedures were used as per IS 516-1979.

3.4. Split Tensile Strength: The specimen shall be a cylinder with 150 mm in diameter and 300 mm long and is well tightened and oiled thoroughly. These were allowed for curing in a curing tank for 28 days and were tested in universal testing machine. The test procedure was used as per IS 5816- 1999.

4. RESULTS AND DISCUSSION: The variations were made in mix by adding 10% metakaolin as partial replacement of cement and also adding glass fibre 0%, 0.50%, 1.00%, 1.50% and 2.00% with w/c ratio of 0.48. The mixes were designated in accordance with IS: 10262-2009. A total of 36 concrete cubes, 18 cylinders and 18 beams were casted for different percentages of mixes. The specimens were demoulded after 24 hours and curing was done for different age of testing. The concrete cubes were tested respectively after 7 days and 28 days and cylinders & beams were tested after 28 days.

4.1. Workability: Fresh concrete workability tests were performed by slump test. Table 4 shows the results of workability of concrete by adding 10% metakaolin as partial replacement of cement and ranging glass fibre from 0% to 2%.

4.2. Compressive strength: Table 5 and Chart 1 shows the results of compressive strength of hardened concrete by adding 10% metakaolin as partial replacement of cement and ranging glass fibre from 0% to 2% after 7 and 28 days.

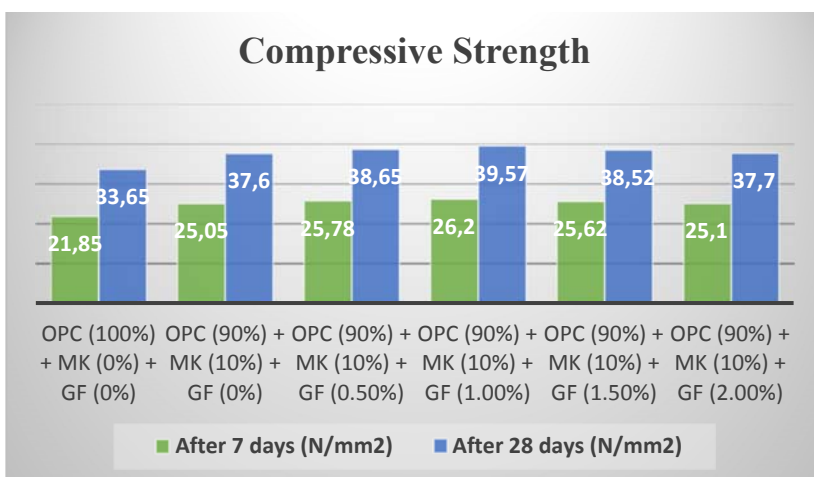
Table 4: Slump test results

S. No.	Specimen	Slump (mm)	w/c ratio
1	OPC (100%) + MK (0%) + GF (0%)	95	0.48
2	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0%)	92	0.48
3	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0.50%)	89	0.48
4	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.00%)	85	0.48
5	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.50%)	82	0.48
6	OPC (90%) + MK (10%) + GF (2.00%)	77	0.48

Table 5: Compressive strength after 7 and 28 days

S. No.	Specimen	After 7 days (N/mm ²)	After 28 days (N/mm ²)
1	OPC (100%) + MK (0%) + GF (0%)	21.85	33.65
2	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0%)	25.05	37.60
3	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0.50%)	25.78	38.65
4	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.00%)	26.20	39.57
5	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.50%)	25.62	38.52
6	OPC (90%) + MK (10%) + GF (2.00%)	25.10	37.70

Chart 1: Compressive strength after 7 and 28 days

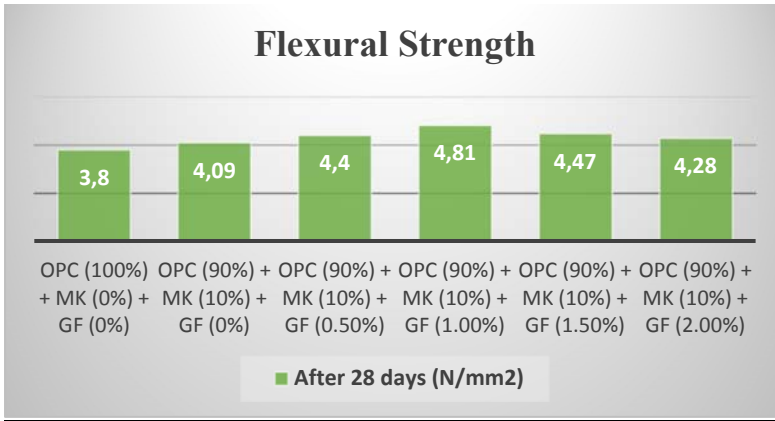


4.3. Flexural strength: Table 6 and Chart 2 shows the results of flexural strength of concrete by adding 10% metakaolin as partial replacement of cement and ranging glass fibre from 0% to 2% after 28 days.

Table 6: Flexural strength after 28 days

S. No.	Specimen	After 28 days (N/mm ²)
1	OPC (100%) + MK (0%) + GF (0%)	3.80
2	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0%)	4.09
3	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0.50%)	4.40
4	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.00%)	4.81
5	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.50%)	4.47
6	OPC (90%) + MK (10%) + GF (2.00%)	4.28

Chart 2: Flexural strength after 28 days

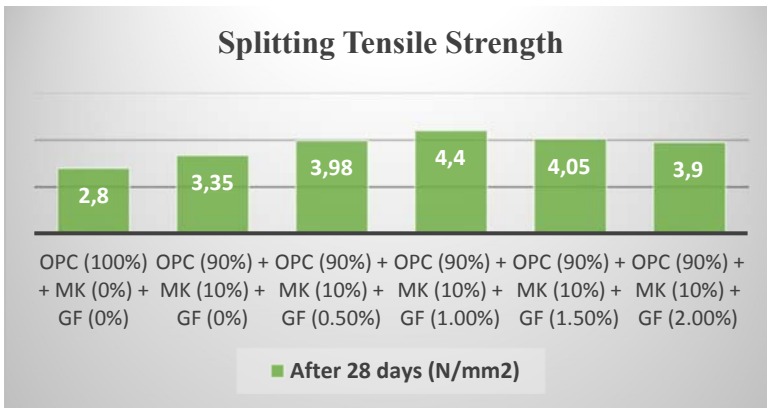


4.4. Splitting tensile strength: Table 7 and Chart 3 shows the results of splitting tensile strength of concrete by adding 10% metakaolin as partial replacement of cement and ranging glass fibre from 0% to 2% after 28 days.

Table 7: Splitting tensile strength after 28 days

S. No.	Specimen	After 28 days (N/mm ²)
1	OPC (100%) + MK (0%) + GF (0%)	2.80
2	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0%)	3.35
3	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0.50%)	3.98
4	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.00%)	4.40
5	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.50%)	4.05
6	OPC (90%) + MK (10%) + GF (2.00%)	3.90

Chart 3: Splitting tensile strength after 28 days

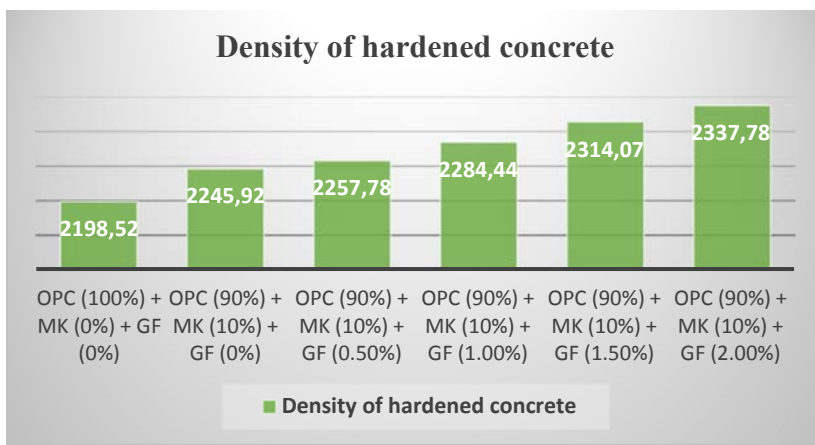


4.5. Density: Table 8 and Chart 4 shows the results of density of hardened concrete by adding 10% metakaolin as partial replacement of cement and ranging glass fibre from 0% to 2% after 28 days.

Table 8: Density of hardened concrete after 28 days

S. No.	Specimen	Density of hardened concrete
1	OPC (100%) + MK (0%) + GF (0%)	2198.52
2	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0%)	2245.92
3	OPC (90%) + MK (10%) + GF (0.50%)	2257.78
4	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.00%)	2284.44
5	OPC (90%) + MK (10%) + GF (1.50%)	2314.07
6	OPC (90%) + MK (10%) + GF (2.00%)	2337.78

Chart 4: Splitting tensile strength after 28 days



5. CONCLUSION: Based on experimental observations, following conclusions can be drawn:

- As the quantity of glass fibre increases and replacement of cement by metakaolin, the concrete slump goes on reducing. The maximum slump was 95 mm for ordinary concrete, but the slump was 92 mm when 10% metakaolin replaced cement as supplementary cementitious material without glass fibre. Hence, as glass fibre increases, the slump decreases continuously because 89 mm slump was found on adding 0.50% glass fibre and 77 mm slump was found on adding 2.0% glass fibre. The slump decreased to 15.58% with addition of 2.0% glass fibre.

- The maximum compressive strength is 39.57 N/mm² at 1% glass fibre which is 17.59% more than control mix at 28 days. The compressive strength at 2% glass fibre is 37.70 N/mm² which is 4.96% less than compressive strength at 1% glass fibre. Hence, with addition of glass fibre compressive strength decreases.

- The maximum flexural strength is 4.81 N/mm² at 1% glass fibre which is 26.58% more than control mix at 28 days. The flexural strength at 2% glass fibre is 4.28 N/mm² which is 12.38% less than flexural strength at 1% glass fibre. Hence, with addition of glass fibre, flexural strength decreases
- The maximum splitting tensile strength is 4.40 N/mm² at 1% glass fibre which is 57.14% more than control mix at 28 days. The splitting tensile strength at 2% glass fibre is 3.90 N/mm² which is 12.82% less than splitting tensile strength at 1% glass fibre. Hence, with addition of glass fibre, splitting tensile strength decreases.
- The density of control mix concrete is 2198.42 Kg/m³ and maximum density is 2337.78 Kg/M³ at 2% glass fibre, which is 6.34% greater. The density of concrete increases when addition of glass fibre increases.

REFERENCES

1. Girard J. (2008), “Introduction to GFRC (Glass Fibre Reinforced Concrete)”, The concrete countertop institute.
2. M. Narmatha, Dr. T. Felixkala (July – Aug. 2016) “Metakaolin – The best material for replacement of cement in concrete” ISOR Journal of mechanical and civil engineering (ISOR-JMCE), e-ISSN: 2278-1684, P-ISSN: 2320-334X, Volume 13, Issue 4 Ver.1, PP 66-71
3. Satyendra Dubey, Rajiv Chandak, R.K. Yadav (June-2015), “Experimental study of concrete with metakaolin as partial replacement of OPC”, International Journal of Advanced Engineering Research and Science (IJAERS), (Vol-2, Issue-6) ISSN: 23496495
4. J.Vengadesh Marshall Raman1, N.Vijay,” EXPERIMENTAL STUDY ON GLASS FIBER REINFORCED CONCRETE USING METAKAOLIN AS MINERAL ADMIXTURES”
5. Tabalvandani, M.S., Birla, H.A., Siasestalkh, P.K. (2013), “Glass Fiber Reinforced Concrete Exclusive Assets and Application in Construction”, Digital Library University of Moratuwa, Sri Lanka, <http://dl.lib.mrt.ac.lk/handle/123/9497>
6. Avinash Gornale, S Ibrahim Quadri, S Mehmood Quadri, Syed Md Akram Ali, Syed Shamsuddin Hussaini, (July-2012) “Strength Aspects of Glass Fibre Reinforced Concrete” International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 3, Issue 7, 1 ISSN 2229-5518
7. Dr. K. srinivasu, M.L.N. krishna sai, Venkata Sairam kumar. N (July 2014) “A Review on Use of Metakaolin in Cement Mortar and Concrete” International journal of innovative research in science, Engineering & Technology, Vol. 3, Issue 7, ISSN:2319-8753
8. Prasanti B., Vidya sagar, Lal V. (June 2017) “Study on Mechanical Properties and Stress Strain Behaviour of Glass Fibre Reinforced concrete (GFRC)”, IJRAT, 5(06): 23-29.
9. Vaishali G Ghorpade(2012), “An Experimental Investigation on Glass Fiber Reinforced High Performance Concrete with Silicafume as Admixture”.
10. Sanjay N. Patil, Anil K. Gupta, Subhash S. Deshpande (2012), “Metakaolin-Pozzolanic Material for Cement in High Strength Concrete”.
11. H.M.Somasekharaiah, Mahesh Sajjan, Nelson Mandela (2015), “A Study On fibre Reinforced High Performance Concrete Using Multiple Mineral Admixture”.
12. Aleksandra Mitrović, Dragan Nikolić, Ljiljana Miličić, Dragan Bojović (2013), “Properties of Composite Cement with commercial and manufactured Metakaolin”.
13. Yu-Wen Liu, Chin-Chun Lee, K.S. Pann. “Effects of fibre and silica fume reinforcement on abrasion resistance of hydraulic repair concrete”.
14. Venu Malagavelli, Srinivas Angadi, J S R Prasad and Subodh Joshi, (July 2018) “Influence of metakaolin in concrete as partial replacement of cement” International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET) Volume 9, Issue 7, pp. 105–111, Article ID: IJCIET_09_07_01

15. Chandramouli K, Srinivasa Rao P., Pannirselvam N., Seshadri Sekhar T. and Sravana P, “STRENGTH PROPERTIES OF GLASS FIBRE CONCRETE”

16. I.S: 456 – 2000, Indian standard Specification for plain and reinforced concrete – code of practice. (Fourth revision), B.I.S., New Delhi.

17. I.S: 2386-1963, Methods of Test for aggregates for concrete – Part 3: Specific gravity, Density, Voids, Absorption and Bulking, Bureau of Indian Standard, New Delhi.

18. I.S: 383 – 1970, Indian standard specification for coarse & fine aggregates from natural sources for concrete, B.I.S., New Delhi

19. I.S: 12269-1987, Specification for 53 grade ordinary Portland cement, B.I.S., New Delhi.

20. I.S: 516-1959, Indian Standard Methods of Test for Strength of concrete. Bureau of Indian Standards, New Delhi.

21. I.S: 5816: 1999, methods of tests for splitting tensile strength of concrete.

22. I.S: 10262 – 1982, Indian standard recommended guidelines for concrete mix Design, B.I.S., New Delhi.

Сведения об авторах

Рави Кумар Мина, Профессор, Инженер-строитель, доцент, Аайоджанская школа архитектуры, Джайпур, Индия

Радхешьям Кумават Профессор, Инженер-строитель, доцент, Аайоджанская школа архитектуры, Джайпур, Индия

Ravi Kumar Meena, asst. professor, Aayojan school of architecture, Jaipur, rkm@aayojan.edu.in

Radheshyam Kumawat, asst. professor, Aayojan school of architecture, Jaipur, rsk@aayojan.edu.in

Для цитирования:

Рави Кумар Мина Влияние стекловолокна и метаксаолина на бетон марки М25: прочность на сжатие, прочность на изгиб, прочность на растяжение и плотность/ Рави Кумар Мина, Радхешьям Кумават // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 56–65.

Citation:

Ravi Kumar Meena Effect of glass fibre and metakaolin on M25 grade of concrete: compressive strength, flexural strength, tensile strength and density / Ravi Kumar Meena, Radheshyam Kumawat // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 56–65.

УДК 69.07

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПИЛОНОВ В РАСЧЕТНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЯ

*А.Г. Николаева,
Л.А. Максимова,
Н.В. Иванова*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье рассмотрены случаи из практики моделирования расчетных схем жилых зданий с применением пилонов. Дан сравнительный анализ применения той или иной схемы и типа армирования элементов колонн-пилонов.*

***Ключевые слова:** колонна, пилон, КЭ-элемент, стержень, оболочка, модуль армирования*

MODELING OF PYLONS IN THE CALCULATION SCHEME OF THE BUILDING

***Abstract:** the article considers cases from the practice of modeling design schemes of residential buildings using pylons. A comparative analysis of the use of a particular scheme and type of reinforcement of the elements of pylon columns is given.*

***Keywords:** column, pylon, FE-element, rod, shell, reinforcement module*

ВВЕДЕНИЕ

Пилон в современном строительстве – это прямоугольная в плане железобетонная колонна с вытянутым поперечным сечением, с соотношением сторон $b/a < 4$ или $h \geq b > 4$. Пилоны часто применяются в конструктивных схемах зданий, особенно жилых, в качестве основного несущего элемента каркаса. Так как, в силу малой толщины, их можно скрыть в толще стены ограждения или межквартирной перегородки (рис. 1, 2).

При расчете конструкций с использованием программных средств, часто встает вопрос о том, как моделировать пилон в расчетных схемах, как пластину или как стержень? Что более рациональнее? Конечно, если пилон имеет длину один и более метров, то рациональнее применять пластинчатые элементы при моделировании его расчетной схемы. Если же соотношение сторон сечения пилона h/b не превышает 3, то есть резон задать пилон в расчетной схеме в виде стержневого элемента. И в этом случае тоже есть вариации.

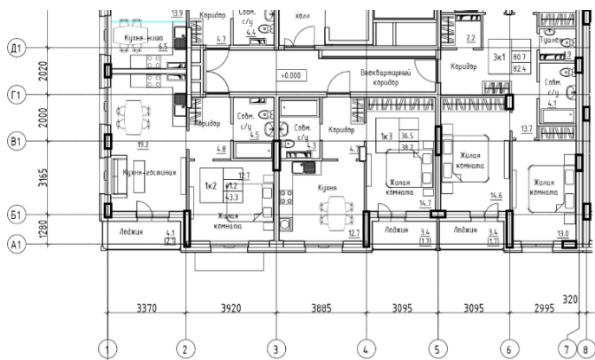


Рис. 1 Фрагмент плана этажа поз.5 мкр «Акварель» по ул. Гражданская, ул. Дементьева в г. Чебоксары (колонны и пилоны каркаса выделены)

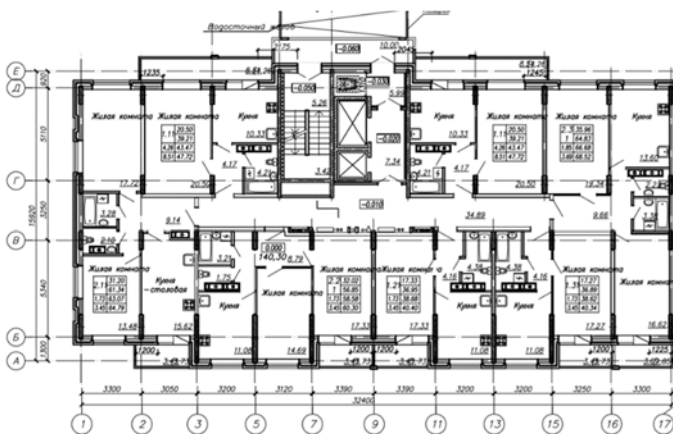


Рис. 2 Фрагмент плана этажа поз. 13 мкр. №3 жилого района «Садовый» г. Чебоксары

В данной статье приведены случаи из практики, где применялись подобные элементы каркаса.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

При выполнении расчета каркасов многоэтажных жилых зданий по поз.13 в микрорайоне №3 жилого района «Садовый» г. Чебоксары (рис.2), а также по поз.5 в микрорайоне «Акварель» по ул. Гражданская, ул. Дементьева в г. Чебоксары (рис.1), были применены различные способы моделирования колонн-пилонов в расчетной схеме.

При моделировании элементов каркаса руководствовались рекомендациями п.5.7[1] для определения типа вертикального элемента каркаса.

При соотношении сторон поперечного сечения $a/b > 4$ элемент задавался как стена, при соотношении сторон $3 \leq a/b \leq 4$ элемент задавался пилоном, а при соотношении сторон $a/b < 3$ элемент относили к колоннам (рис. 3, 4).

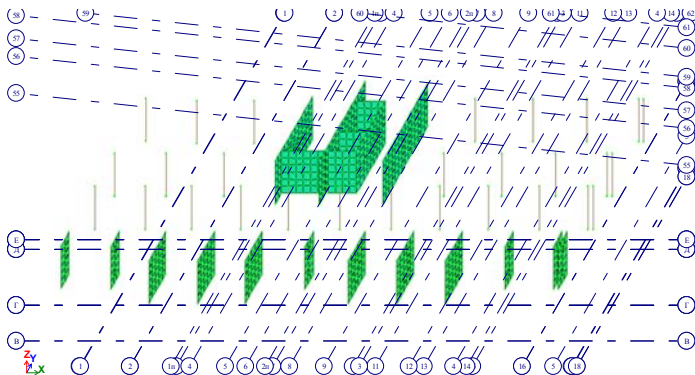


Рис. 3 Расчетная схема колонн-пилонов поз.13 (фрагмент)

В конструктивных особенностях вертикальных элементов, при задании характеристик армирования, задается вид элемента и необходимость учета соответствующих конструктивных требований [3-6]. В ПК Лира-САПР реализованы следующие виды для двухузловых КЭ- элементов:

- Стержень – арматура в сечении будет подобрана без учета всех конструктивных особенностей. Этот вид позволяет получить несимметричное армирование сразу относительно обеих (Y1 и Z1) осей;
- Колонна – арматура в сечении будет подобрана с учетом гибкости в двух направлениях;
- Пилон – арматура в сечении будет подобрана только вдоль граней большего размера (реализовано только для прямоугольного сечения).

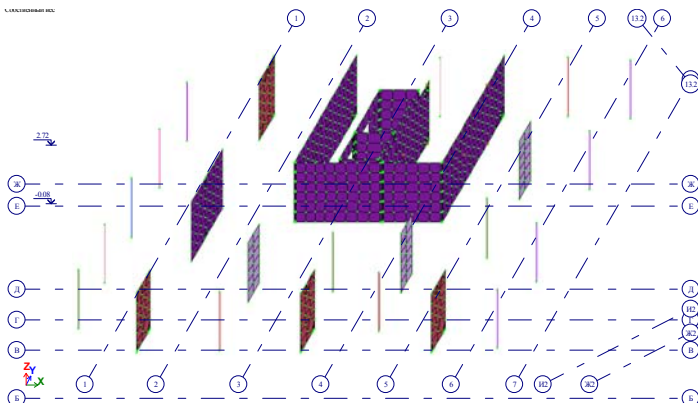


Рис. 4 Расчетная схема колонн-пилонов поз.5 (фрагмент)

Для элементов колонн обычно задается симметричное армирование с выделением угловых стержней, поскольку в колоннах изгибающие моменты обусловлены, главным образом, знакопеременными воздействиями.

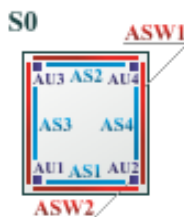


Рис. 5 Схема расположения арматуры стержневых элементов.

Причем при подборе арматуры с приоритетом угловых стержней в таблице результатов площади угловых стержней выводятся в графах AU1, AU2, AU3, AU4, а в графах AS1, AS2, AS3, AS4 – площади арматуры, за исключением площадей угловых стержней (рис.5). Здесь AU1 – площадь угловой нижней продольной арматуры (в левом нижнем углу сечения); AU2 – площадь угловой нижней продольной арматуры (в правом нижнем углу сечения); AU3 – площадь угловой верхней продольной арматуры (в левом верхнем углу сечения); AU4 – площадь угловой верхней продольной арматуры (в правом верхнем углу сечения); AS1 – площадь нижней продольной арматуры; AS2 – площадь верхней продольной арматуры; AS3 – площадь боковой продольной арматуры (у левой кромки сечения); AS4 – площадь боковой продольной арматуры (у правой кромки сечения);

Несимметричное армирование колонн может быть оправдано при наличии значительных местных горизонтальных нагрузок (например, давление грунта) или значительных крановых нагрузок. При этом алгоритм автоматически выбирает тип несимметричного армирования, относительно горизонтальной Y или вертикальной Z оси сечения, анализируя величины изгибающих моментов относительно этих осей.

При подборе армирования пилонов используется алгоритм распределенной арматуры с равномерным расположением расчетных площадей арматуры вдоль сторон сечения, поэтому арматура AU1, AU2, AU3, AU4 будет входить в расположенную вдоль граней AS1, AS2.

Для стержневых элементов тоже может быть выбран алгоритм подбора продольной арматуры с выделением угловых стержней и без выделения угловых стержней (величина площади продольной арматуры выдается вдоль граней сечения).

Алгоритм подбора продольной арматуры с выделением угловых стержней обеспечивает приоритетное наращивание площади арматуры в угловых зонах, так как угловые стержни воспринимают изгибающие моменты обоих направлений. По сравнению с алгоритмом распределенной арматуры этот подход, как правило, позволяет уменьшить требуемую площадь арматурных стержней.

Алгоритм подбора продольной арматуры без выделения угловых стержней подбирает площадь продольной арматуры с учетом ее равномерного расположения вдоль граней сечения. Этот алгоритм по срав-

нению с алгоритмом армирования с учетом выделения угловых стержней приводит к перерасходу арматуры.

Однако в этом случае предоставляется возможность произвести выбор диаметров и расстановку арматурных стержней самостоятельно. Площадь арматуры, которую необходимо расположить в угловых зонах, добавляется к площади нижней и верхней продольной арматуры.

При моделировании вертикальных элементов пластинками-оболочками подбор продольной арматуры осуществляется с обеспечением минимума суммарного расхода арматуры направлений X и Y при удовлетворении условий прочности и требований норм по ограничению ширины раскрытия нормальных трещин, определяемые в соответствии с [2]. Подбор арматуры в пластинчатых элементах осуществляется с учетом работы арматуры по ортогональному направлению.

В результате подбора арматуры выдается площадь продольной арматуры (см²) на погонный метр (рис.6.):

- AS1 (ASx-н) – площадь нижней арматуры по направлению X;
- AS2 (ASx-в) – площадь верхней арматуры по направлению X;
- AS3 (ASy-н) – площадь нижней арматуры по направлению Y;
- AS4 (ASy-в) – площадь верхней арматуры по направлению Y;

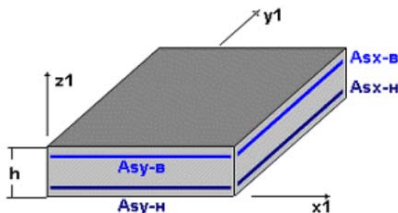


Рис. 6 Схема расположения продольной арматуры плит и оболочек.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

При составлении расчетных схем вышеуказанных жилых зданий были апробированы различные способы моделирования пилонов и алгоритма подбора их армирования. В таблице 1 приведены результаты подбора армирования для колонны 1 этажа с различными типами армирования.

Таб.1 Виды армирования

Название	Вид армирования	Вид расчета	% армирования
1	Колонна	с угловыми стержнями	2,09
2	Колонна	без угловых стержней	2,11
3	Пилон	с угловыми стержнями	2,1
4	Пилон	без угловых стержней	2,08

По результатам подбора армирования видно, что минимальный процент армирования колонны в рассматриваемом сечении получается при виде армирования «Пилон» без выделения угловых стержней и при виде армирования «Колонна» с выделением угловых стержней при симметричном армировании.

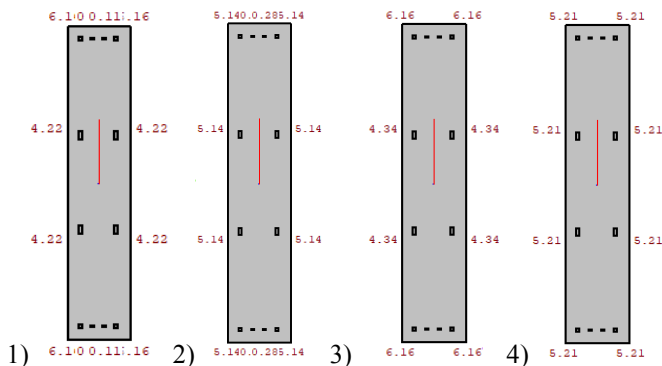


Рис. 7 Схема распределения площади арматуры в сечении стержня при виде армирования «Колонна» (1, 2) и «Пилон» (3, 4)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В итоге, при моделировании расчетной схемы были приняты колонны-пилон, заданные стержневыми элементами. Которым был задан модуль армирования «колонна» с симметричным распределением арматуры в сечении без выделения угловых стержней. При этом было получено армирование и вдоль большей стороны сечения. Что дало возможность самостоятельно распределить продольную арматуру по грани сечения с шагом 200мм, как и при армировании стен (оболочек).

Опыт применения модуля армирования «колонна» и «пилон» для вертикальных элементов каркаса, которые в расчетной схеме задаются стержнями, показывает, что армирование элементов в том и в другом случае не сильно отличаются.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.
2. СП 63.13330-2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
3. Плотников, А. Н. Расчет многоэтажных зданий с железобетонным каркасом, учитывающий распределение усилий в эксплуатационной стадии / А. Н. Плотников, А. Г. Николаева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции : материалы III Международной (IX Всероссийской) конференции, Чебоксары, 23–24 ноября 2016 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, 2016. – С. 109-118.
4. Плотников, А. Н. Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса: по укрупненной группе специальностей и направлений подготовки 08.00.00 Техника и технологии строительства в качестве учебного пособия для обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство (уровень бакалавриата) и специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений / А. Н. Плотников, Н. Н. Ари-

нина, О. С. Яковлева. – Чебоксары: Общество с ограниченной ответственностью «Издательский дом «Среда», 2021. – 132 с.

5. Иванова, Н. В. Влияние процента армирования на НДС элементов рамных каркасов многоэтажных зданий при расчете с учетом возведения / Н. В. Иванова, А. Г. Николаева // Современные вопросы механики сплошных сред 2017 : Сборник статей по материалам конференции (круглого стола) с международным участием, Чебоксары, 14–15 сентября 2017 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, 2017. – С. 38-42.

6. Интегральный автоматический мониторинг высотных, заглубленных и большепролетных сооружений, разработанный кафедрой строительных конструкций чувашского госуниверситета / А. Н. Плотников, С. А. Левин, А. Г. Лукин [и др.] // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции : Материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции, Чебоксары, 21–22 ноября 2018 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, 2018. – С. 278-294.

Сведения об авторах

Николаева Анастасия Георгиевна – ст. преподаватель ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: nag_sf@mail.ru

Максимова Людмила Анатольевна, профессор ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», доктор физико-математических наук, e-mail: maximova_ng@mail.ru

Иванова Наталья Васильевна – ст. преподаватель ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: sus-a@mail.ru

Nikolaeva Anastasia Georgievna – senior lecturer of the "Chuvash state University named I. N. Ulyanov", Cheboksary, Russia, e-mail: nag_sf@mail.ru

Maksimova Ludmila Anatolievna, Professor, Department of building structures of CHGU named by I. N. Ulyanov, doctor of physico-mathematical Sciences, e-mail: maximova_ng@mail.ru

Ivanova Natalia Vasilevna – senior lecturer of the "Chuvash state University named I. N. Ulyanov", Cheboksary, Russia, e-mail: sus-a@mail.ru

Для цитирования:

Николаева А.Г. Моделирование пилонов в расчетной схеме здания/ А.Г. Николаева, Л.А. Максимова, Н.В. Иванова // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда», 2022. – С. 66–72.

Citation:

Nikolaeva A.G. Modeling of pylons in the calculation scheme of the building/ A.G. Nikolaeva, L.A. Maksimova, N.V. Ivanova // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 66–72.

УДК 624.15

**ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-
ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛИТНОГО
ФУНДАМЕНТА МНОГОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА
С ПРИМЕНЕНИЕМ РАЗЛИЧНЫХ МОДЕЛЕЙ
ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ**

Д.М. Нуриева,

А.Ю. Голеков

Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет (КазГАСУ),
г.Казань, Республика Татарстан,
Российская Федерация

Аннотация: в работе представлены результаты исследования напряженно-деформированного состояния плитного фундамента девятиэтажного секционного жилого дома с монолитным каркасом, полученные на основе различных расчетных моделей грунтового основания в ПК Лира-САПР. Сделаны выводы о применимости данных моделей для получения наиболее надежных конструктивных решений плитных фундаментов монолитных многоэтажных зданий в условиях региональных грунтов Татарстана.

Ключевые слова: плитный фундамент, напряженно-деформированное состояние, грунтовое основание, коэффициенты постели, многоэтажное монолитное здание, Лира-САПР.

**NUMERICAL INVESTIGATIONS OF THE STRESS-
STRAIN STATE OF A PLATE FOUNDATION
OF A MULTISTOREY RESIDENTIAL BUILDING USING
VARIOUS MODELS OF THE GROUND FOUNDATION**

Abstract: The paper presents the results of a study of the stress-strain state of the slab foundation of a nine-story sectional residential building with a monolithic frame, obtained on the basis of various calculation models of the foundation soils in the Lira-SAPR PC. Conclusions are drawn about the applicability of these models to obtain the most reliable design solutions for slab foundations of monolithic multi-storey buildings in the conditions of regional soils of Tatarstan.

Keywords: slab foundation, stress-strain state, soil base, bed coefficients, multi-storey monolithic building, Lira-SAPR.

ВВЕДЕНИЕ

В современном строительстве города Казани 60% по объему составляет возведение зданий и сооружений из монолитных железобетонных конструкций. При этом особенностью строительных площадок города, как и всего Татарстана, является наличие сложных (слабых) грунтов, к которым относятся глины, суглинки и супеси с высоким показателем текучести, рыхлые пески и т.п. Чаще всего при наличии слабых грунтов для обеспечения надежности здания применяют свайные фундаменты, но в последнее время наиболее технологичным и экономичным решением является применение плитных фундаментов. Конструкция плитного фундамента устраивается под всей площадью здания, что позволяет снизить нагрузку на грунт до минимума. Обладая достаточно большой жесткостью, он прекрасно себя ведет в условиях неравномерных деформаций.

Наиболее оптимальным, при расчете зданий с плитными фундаментами, является моделирование единой системы «ЗДАНИЕ – ФУНДАМЕНТ – ГРУНТ». Расчет таких систем без использования электронных вычислительных машин затруднителен, и производится с помощью программных средств. Среди наиболее известных программных комплексов, применяемых при проектировании зданий и сооружений в России, является ПК ЛИРА-САПР. В основе этой программы заложен метод конечных элементов (МКЭ), позволяющий в силу своих обширных возможностей перейти от простых упрощенных моделей к более сложным, наиболее полно учесть геометрию конструкции, параметры материалов и грунтового основания, условия загрузки и, тем самым, получить результаты, хорошо согласующиеся с работой конструкции в реальных условиях. Кроме того, применение программных средств позволяет значительно сократить время проведения расчетов. Однако, не смотря на столь оптимистичную картину, необходимо отметить некоторые проблемы, возникающие у проектировщиков при расчете плитных фундаментов. На сегодняшний день расчет и проектирование оснований и фундаментов регламентируется сводом правил СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений», который не дает четких рекомендаций по моделированию упругоподатливых свойств грунтового основания. Так, согласно п. 5.1.10, 5.1.11а СП 22.13330.2016 «Сооружение и его основание следует рассматривать в единстве, т.е. учитывать их взаимодействие. Для совместного расчета сооружения и основания могут быть использованы аналитические, численные и другие методы (в т.ч. метод конечных элементов, метод конечных разностей, метод граничных элементов и др.). При выполнении расчетов фундаментов допускается применение методики коэффициентов жесткости с одним (вертикальным) коэффициентом постели. Применение других контактных моделей допускается при обосновании их работоспособности в данных условиях». Более подробных разъяснений и методик Свод Правил не содержит. Поэтому возникает достаточно актуальный вопрос, связанный с выбором модели грунтового основания.

Наиболее частым и простым подходом при расчете плитных фундаментов в структуре программных комплексов является их моделирование оболочечными или пластинчатыми конечными элементами на упругом основании. При этом упругоподатливые свойства грунта могут быть учтены с помощью коэффициентов постели [4-10]. И перед проектиров-

пиком встает частый вопрос: какой метод их вычисления выбрать, принять в качестве основного? Какой метод даст наиболее надежное конструктивное решение фундамента?

В ПК Лира-САПР вычисление коэффициентов постели производится на основе трех моделей: модели Винклера-Фусса, модели Пастернака и модифицированной модели Пастернака [1-3]. Для оценки влияния данных моделей на НДС плитных фундаментов было проведено численное исследование монолитного многоэтажного здания. Напластование грунтов строительной площадки, их характеристики, приняты наиболее характерные для города Казани и для всего Татарстана в целом. Расчет производится с применением модуля «Грунт», входящего в структуру программного комплекса ЛИРА-САПР.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Объектом исследования является 9-ти этажный 3-х секционный жилой дом с подземным паркингом в г. Казани. Первый этаж здания предназначен для офисных помещений, остальные 8 этажей размещают в себе жилые квартиры. Имеются 2 этажа подземной парковки. Объемно-планировочное решение дома представлено на рис.1-3.

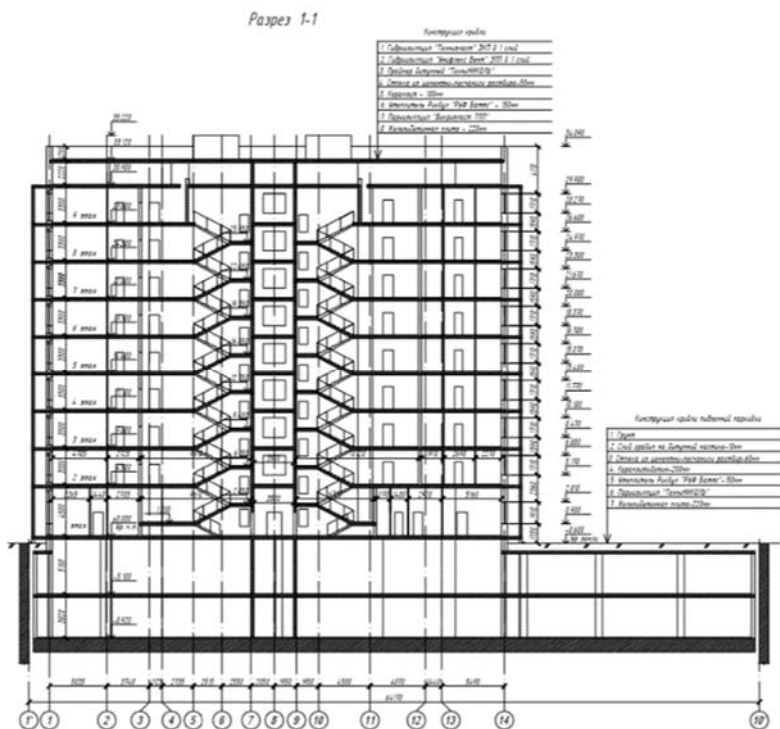


Рис. 1. Разрез здания.

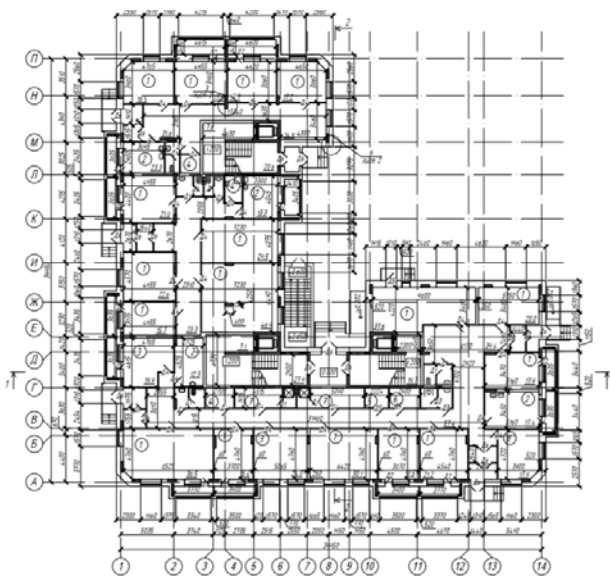


Рис. 2. План 1-го этажа

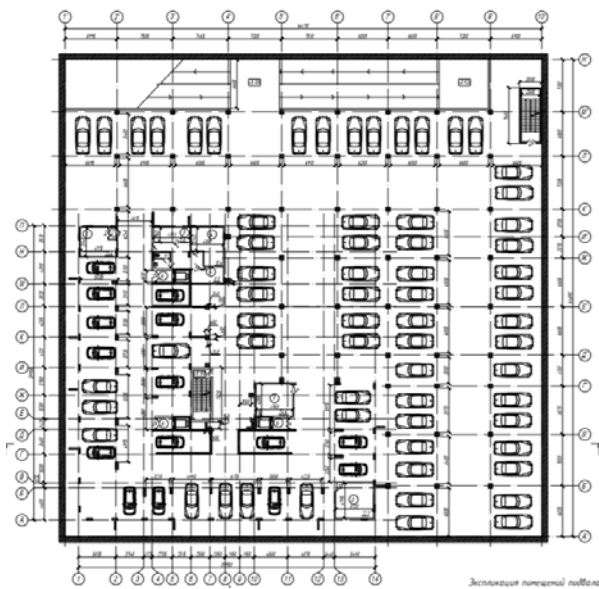


Рис. 3. План подземной парковки

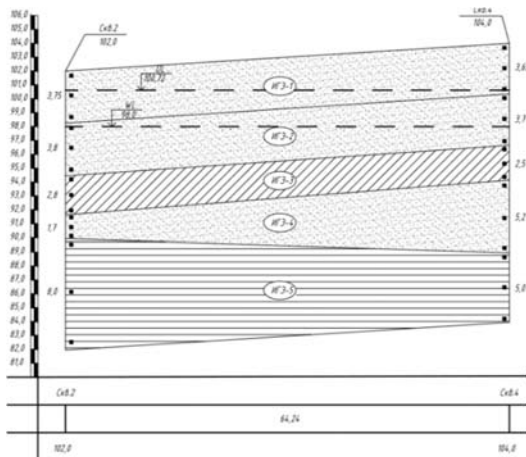


Рис. 4. Характерный инженерно-геологический разрез.

Таб. 1

№ ИГЭ	Наименование грунта	Е ₀ , кПа	С, кПа	φ, град.
ИГЭ-1	Песок мелкий, средней плотности, влажный	15000	1	30
ИГЭ-2	Песок мелкий, средней плотности, насыщенный водой	17000	-	28
ИГЭ-3	Суглинок текучий,	4000	7	8
ИГЭ-4	Песок пылеватый, средней плотности, влажный	15000	-	35
ИГЭ-5	Глина полутвердый,	28000	38	15

В качестве несущего остова выступает железобетонный каркас, включающий в себя монолитные колонны и пилоны, безбалочные, безкапитальные плиты перекрытий и покрытия. Пространственная жесткость здания обеспечивается монолитными стенами лестничных клеток и шахт лифтов. Фундамент плитный толщиной 1000 мм, имеет осадочный шов, отделяющий многоэтажную часть здания от малоэтажной. Характеристики грунтов, залегающих в пределах строительной площадки представлены в табл. 1 и на рис. 4

Расчет здания производился в ПК Лира-САПР с применением модуля «Грунт». Многоэтажная часть здания моделировалась с применением пространственных стержневых балочных конечных элементов для колонн (кэ10) и оболочечных элементов (кэ 41,44) – для горизонтальных дисков перекрытий, монолитных стен и плитного фундамента. Упругоподатливые свойства грунтового основания моделировались с помощью коэффициентов постели, вычисление которых производилось в среде модуля «Грунт» (рис. 6). Влияние примыкающей малоэтажной части учитывалось в виде нагрузки-штампа (рис. 5).

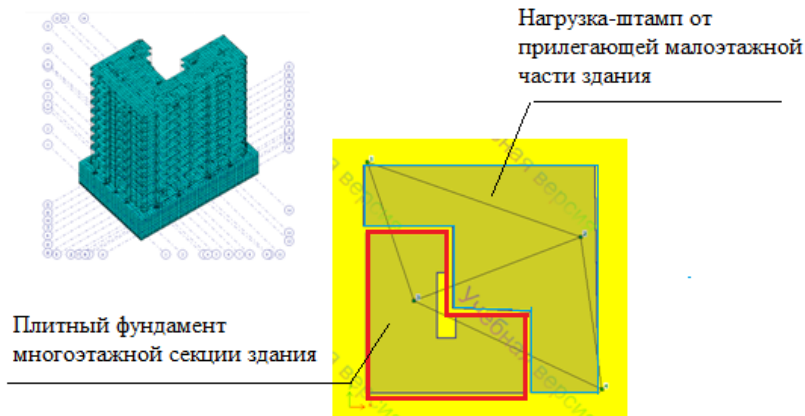


Рис. 5. Расчетная модель здания.

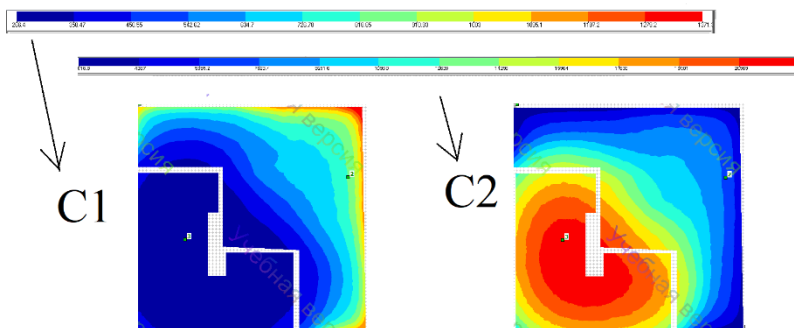


Рис. 6. Характерная картина распределения коэффициентов постели C1 и C2, полученная с среде модуля «Грунт».

Как отмечалось выше, в программе Ли́ра-САПР заложено 3 метода вычисления коэффициентов постели [1-3]. Метод Винклера-Фусса рассматривает грунт как систему опирающихся на жесткое горизонтальное основание и не связанных между собой пружин, сжатие которых возрастает прямо пропорционально приложенной нагрузке. Коэффициент пропорциональности между нагрузкой и деформацией называется коэффициентом постели и вычисляется по формуле (1):

$$c_1 = \frac{p}{s}, \quad (1)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, s – осадка от давления p .

Модель Пастернака рассматривает грунт как систему объединенных между собой пружин, характеризующихся двумя коэффициентами постели: *коэффициентом сжатия* C_1 , который связывает интенсивность вертикального отпора грунта с его осадкой, и *коэффициентом сдвига* C_2 , характеризующим вертикальные силы сдвига, возникающие в сыпучих и малосвязных грунтах вследствие зацепления и внутреннего трения между частицами грунта. Эти коэффициенты вычисляются по формулам:

$$C_1 = \frac{E_{zp}}{H_c(1-2\mu_{zp}^2)}, C_2 = \frac{c_1 \cdot H_c^2(1-2\mu_{zp}^2)}{6(1+\mu_{zp})}. \quad (2)$$

В формулах (2) H_c – мощность сжимаемой толщи грунта под подошвой фундамента, E_{zp} и μ_{zp} – средний модуль деформации и коэффициент Пуассона в пределах сжимаемой толщи:

В *модифицированной модели Пастернака* коэффициенты постели вычисляются, как и в обычном методе Пастернака, по формулам (2). Отличие состоит в том, что для определения среднего модуля деформации E_{zp} вводится поправочный коэффициент u к величине модуля деформации i -го подслоя, изменяющийся от 1 (на уровне подошвы) до 12 (на границе сжимаемой толщи) по закону квадратной параболы. Данный метод основывается на инженерном опыте и предположении о том, что модуль деформации грунта увеличивается по глубине согласно формуле:

$$E_{zp} = \frac{H_c}{\sum_{i=1}^n \frac{\Delta_i}{u_i E_i}}$$

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

В работе было проведено 4 варианта расчета:

Вариант 1. Расчет здания в единой системе "здание- фундамент- грунт", в которой упруго-податливые свойства грунта определялись по методу Винклера при согласном (равномерном) их напластовании, принятом на основании одной, наиболее неблагоприятной геологической колонки. При этом влияние дополнительного давления от малоэтажной примыкающей части здания не учитывалось;

Вариант 2. Расчет системы "здание – фундамент – грунт" с использованием также метода Винклера, но с дополнительным учетом особенностей напластования грунтов строительной площадки и влияния дополнительного давления от примыкающей малоэтажной части здания;

Вариант 3. Расчет аналогичный варианту 2, но с применением метода Пастернака для моделирования свойств грунтового массива строительной площадки;

Вариант 4. Расчет аналогичный варианту 2, но с применением метода Пастернака модифицированного для моделирования свойств грунтового массива строительной площадки.

Для каждого варианта были получены максимальные (S_{max}), минимальные (S_{min}) и средние (S_{cp}) значения осадок, а также максимальные значения изгибающих моментов в наиболее нагруженных опорных и пролетных зонах плитного фундамента. Его характерное напряженно-деформированное состояние в многоэтажной части здания представлено на рис. 7,8,9, а сравнительный анализ результатов расчета – в табл. 2.

Таб. 2 Результаты численных исследований

	S _{ср} , мм	S _{max} , мм	S _{min} , мм	M _{max} , T*М	
				Опорная зона	Пролетная зона
1 вариант	12.7	14.1	11.2	25	20.9
2 вариант	34.6	37.6	31.6	42.2	23
3 вариант	53.9	57.5	50.3	27.7	19.6
4 вариант	22.7	24.2	21.2	24	17.2

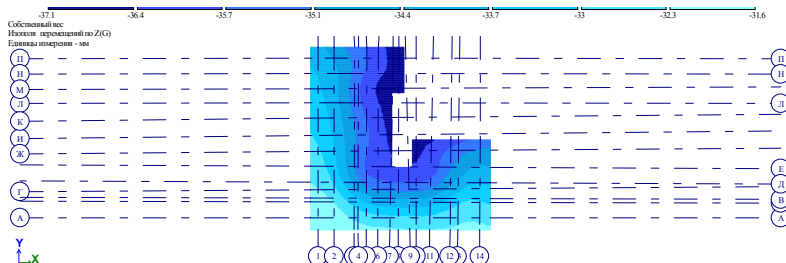


Рис. 7. Изополя перемещений по Z.

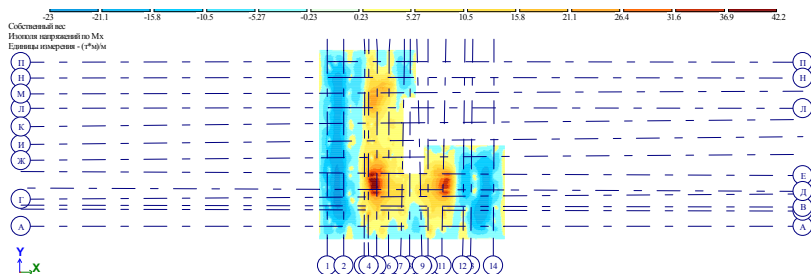


Рис. 8. Изополя изгибающий моментов Mx.

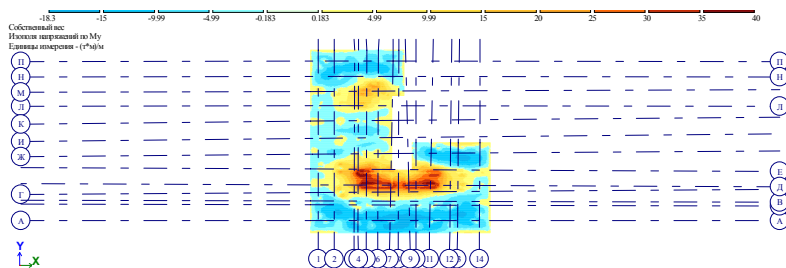


Рис. 9. Изополя изгибающий моментов My.

Анализ результатов расчета показал, что:

1) при использовании метода Винклера в модели с учетом особенностей напластования грунтов строительной площадки и влияния дополнительного давления от примыкающей малоэтажной секции здания получены значения осадок выше на 172%, изгибающие моменты в плитном фундаменте выше на 68% в опорной зоне и на 10% – в пролетной зоне по сравнению с моделью, не учитывающей влияние примыкающей части здания;

2) при использовании метода Пастернака (вариант 3) получены значения осадок выше на 55%, изгибающие моменты ниже на 35% в опорной зоне и на 15% – в пролетной зоне по сравнению с моделью Винклера (вариант 2);

3) при использовании модифицированного метода Пастернака (вариант 4) получены значения осадок ниже на 35%, изгибающие моменты ниже на 44% в опорной зоне и на 26% – в пролетной зоне по сравнению с моделью Винклера (вариант 2), значения осадок ниже на 58%, изгибающие моменты ниже на 14% в опорной зоне и на 13% – в пролетной зоне по сравнению с моделью Пастернака (вариант 3).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Для получения наиболее надежных результатов расчета плитных фундаментов с использованием расчетного комплекса Лира-САПР при проектировании зданий и сооружений может быть использован модуль «Грунт», позволяющий учесть особенности напластования грунтов строительной площадки.

2. При проектировании плитных фундаментов многоэтажных секционных домов необходимо учитывать влияние фундаментов соседних секций. Учет может осуществляться путем приложения дополнительной нагрузки «штамп».

3. Моделирование работы грунтового основания плитного фундамента многоэтажного здания с помощью коэффициентов постели, полученных методом Винклера, методом Пастернака и модифицированным методом Пастернака дают результаты расчетов, отличающиеся друг от друга от 13 до 58%. Поэтому для проектирования наиболее надежной конструкции здания, наиболее оптимально расчет системы «Здание-фундамент-грунт» произвести с применением всех трех методов, построить огибающие эпюры усилий в плите фундамента и уже по ним произвести подбор требуемого армирования.

4. Моделирование упругоподатливых свойств грунтов с помощью коэффициентов постели, заложенных в ПК ЛИРА-САПР, оптимально при проектировании многоэтажных монолитных многосекционных зданий с плитными фундаментами в условиях региональных грунтов Татарстана, представленных преимущественно песками, глинами, суглинками и супесями.

ЛИТЕРАТУРА

1. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – М.: АСВ, 2009. – 360 с.

2. Городецкий Д.А., Барабаш М.С., Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е. ЛИРА-САПР 2013: учебное пособие. – М., 2013. – 376 с.

3. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2015. Руководство пользователя. Обучающие примеры / Р.Ю. Водопьянов, В.П.Титок, А.Е. Артамонова; под ред. академика РААСН Городецкого А.С. – М.: Электронное издание, 2015. – 460 с.

4. Голубев, А. И. Выбор модели грунта и её параметров в расчётах геотехнических объектов / А. И. Голубев, А. В. Селецкий // Труды междунар. конф. по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов (GEOMOS 2010)». – 2010. – т. 4. – С. 1727-1732.

5. Матвеева, А. В. Расчет фундаментных плит с учетом совместной работы с конструкцией и упругим основанием переменной жесткости / А. В. Матвеева. – М. : МГСУ, 2016. – 101 с.

6. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. – М.: Госстройиздат, 1954. – 56 с.

7. Репников, Л. Н. Расчет балок на упругом основании, объединяющем деформационные свойства основания Винклера и линейно деформируемой среды / Л. Н. Репников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 6. – С. 91.

8. Справочник геотехника, под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева, Москва, АСВ, 2014. – 728 с.

9. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общей редакцией д-ра техн. наук, проф. Е.А. Сорочана и канд. техн. наук Ю.Г. Трофименкова.

10. Фам, Д. К. Коэффициент постели и его использование при расчете взаимодействия фундаментных плит и грунтовых оснований / Д. К. Фам. – М. : МГСУ, 2009. – 163 с.

11. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.

Сведения об авторах

Д.М. Нуриева – кандидат технических наук, доцент, кафедра Основания фундаменты, динамика сооружений и инженерная геология. Институт строительства. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. г.Казань, Республика Татарстан, Российская Федерация, danm_n@mail.ru

А.Ю. Голеков – магистрант, направление подготовки 08.04.01 «Строительство». Институт строительства. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. г.Казань, Республика Татарстан, Российская Федерация, golekov97@mail.ru

D.M. Nuriyeva – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Foundations, Foundations, Dynamics of Structures and Engineering Geology. Construction Institute. Kazan State University of Architecture and Civil Engineering. Kazan, Republic of Tatarstan, Russian Federation, danm_n@mail.ru

A.Yu. Golekov – undergraduate, direction of preparation 08.04.01 "Construction". Construction Institute. Kazan State University of Architecture and Civil Engineering. Kazan, Republic of Tatarstan, Russian Federation, golekov97@mail.ru

Для цитирования:

Нуриева Д.М. Численные исследования напряженно-деформированного состояния плитного фундамента многоэтажного жилого дома с применением различных моделей грунтового основания / Д.М. Нуриева, А.Ю. Голеков // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 73–82.

Citation:

Nuriyeva D.M. Numerical investigations of the stress-strain state of a plate foundation of a multistorey residential building using various models of the ground foundation / D.M. Nuriyeva, A.Yu. Golekov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 73–82.

УДК 693.22

АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ УСИЛЕНИЯ КАМЕННЫХ ПРОСТЕНКОВ

Р.Б. Орлович

ООО «ПИ Геореконструкция»,
г. Санкт-Петербург, Россия

С.С. Зимин

ФГАУО ВО «Санкт-Петербургский
политехнический университет Петра Великого»,
г. Санкт-Петербург, Россия

А.Б. Антаков

Казанский государственный
архитектурно-строительный университет,
г. Казань, Россия

Аннотация: в статье анализируются эффективность методов усиления каменных простенков. Рассматриваются, как традиционные, так и новые методы усиления с применением поверхностного армирования сетками их композитных материалов. Проведены комплексные исследования, включающие моделирование и физические эксперименты. Освещаются результаты экспериментальных исследований армированных и неармированных каменных образцов при воздействии сжимающих сил, и обсуждаются механизмы их разрушения. Отмечается пониженная эффективность армирования композитными сетками из-за статистического разброса экспериментальных данных. Сравняются результаты усиления простенков композитными и стальными сетками в зонах опирания перемычек. Получены новые экспериментальные и аналитические данные.

Ключевые слова: строительство, конструкции, каменная кладка, каменные простенки, усиление, металлические обоймы, армирующие сетки.

ANALYSIS OF THE EFFECTIVENESS OF STRENGTHENING STONE PROTUBERANCES

Abstract: the article analyzes the effectiveness of methods for strengthening stone protuberances. Both traditional and new methods of reinforcement using surface reinforcement of their composite materials are considered. Comprehensive studies were carried out, including modeling and physical experiments. The results of experimental studies of reinforced and non-reinforced stone samples under the influence of compressive forces are covered and the mechanisms of their destruction are discussed. There is a decrease in the efficiency of reinforcement by composite grids due to the statistical spread of experimental data. The results of strengthening the protuberances with composite and steel grids in the zones of support of the bridges are compared. New experimental and analytical data were obtained.

Keywords: *construction, structures, masonry, stone sheets, reinforcement, metal clips, reinforcing grids.*

ВВЕДЕНИЕ

Одними из наиболее нагруженных конструктивных элементов каменных зданий являются простенки. Признаком потери их несущей способности могут быть трещины, морфология которых определяется соотношением действующих на простенок вертикальных N и горизонтальных V усилий. Усилие N связано с вертикальными нагрузками от действия передаваемых на простенок нагрузок от собственного веса стен и перекрытий, а горизонтальное усилие V может быть вызвано ветровыми нагрузками, перекосом стен в результате неравномерных осадок основания либо динамическими воздействиями, например, вызванных землетрясениями. В случае действия усилия N в горизонтальных сечениях простенков действуют сжимающие напряжения σ_c , превышение которых сопротивления каменной кладки сжатию вызывает вертикальные трещины. Следствием последних является расслоение простенка по высоте, что может привести к его внезапному неконтролируемому разрушению (рис. 1). При одновременном действии горизонтального усилия V_1 кроме нормальных напряжений σ_c в горизонтальных сечениях простенка действуют касательные напряжения, в результате чего могут образовываться косые трещины. И, наконец, при преобладающем действии горизонтального усилия V_2 в верхнем и нижнем горизонтальных сечениях простенка возникают растягивающие напряжения и соответствующие им горизонтальные трещины. В результате простенок начинает работать на косое сжатие.

С целью обеспечения несущей способности поврежденных каменных простенков осуществляется их ремонт и усиление. Усиление может также выполняться в случае необходимости увеличения действующих на простенки нагрузок, например, при надстройке здания. В практике наибольшее распространение получил способ усиления простенков с помощью стальных обойм. Реже применяется усиление армированными бетонными либо штукатурными обоями, а также путем косвенного армирования и др. [1] (рис. 2).

В технической литературе приводятся также примеры усиления каменных колонн и простенков с помощью внешнего армирования сетками из композитных материалов [2-7]. Упругие характеристики последних близки к характеристикам стали, а их прочность во много раз превышает прочность последней. В отечественной практике применение композитных материалов нашло отражение при усилении железобетонных конструкций, в том числе и колонн.

Как известно эффект усиления сжатых элементов с помощью обойм заключается в ограничении свободы их поперечных деформаций, в результате чего материал конструкции работает в условиях трехосного сжатия, что значительно увеличивает его сопротивление действию продольной сжимающей силы (рис. 3а). Следует отметить, что при этом поперечные деформации в сжатом элементе распределяются неравномерно по площади сечения. Наименьшие деформации наблюдаются в диагональных направлениях сечения, а наибольшие в поперечных. Анализ распределения главных сжимающих напряжений σ_2 и σ_3 действующих в

усиленных обоями сжатых элементах также указывает на их неравномерный характер распределения по площади сечений. Наибольшие сжимающие напряжения σ_2 и σ_3 концентрируются в угловых зонах и в средней части сечения, а наименьшие – вблизи их боковых поверхностей (рис. 3б,в). При увеличении соотношения h/b неравномерность распределения возрастает. Из этого следует, что наименьший эффект усиления обоями из стальных либо композитных сеток следует ожидать для широких про- стенок.

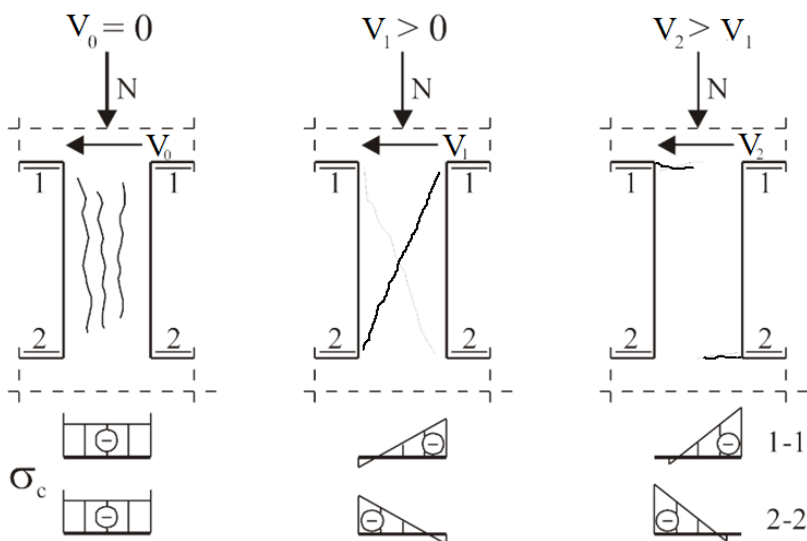


Рис. 1. Образование трещин в простенке в зависимости от соотношения сжимающих N и сдвигающих V усилий

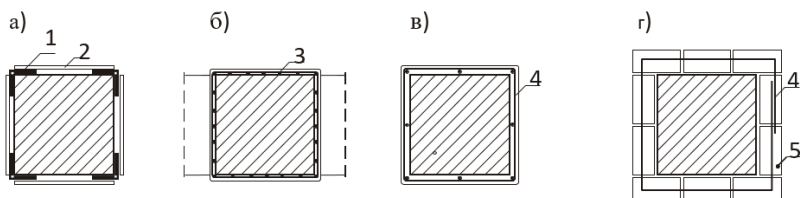


Рис. 2. Усиление каменных простенков с помощью стальных обоек (а), армированных бетонных либо штукатурных обоек (б), поперечного армирования (в) и каменной кладки (в): 1 – стальные уголки, 2 – поперечные накладки, 3 – железобетонная обойма, 4 – поперечные армирующие стержни, располагаемые в горизонтальных швах кладки, 5 – новая каменная кладка.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

С целью оценки эффективности усиления простенков с помощью обойм авторами выполнены экспериментальные исследования пяти серий центрально-сжатых каменных столбов сечением $b \times h = 25 \times 38$ см и высотой $H = 81$ см (по 5 штук в каждой серии). Первая контрольная серия образцов испытывалась без усиления. Вторая серия образцов была усилена металлической обоймой, состоящей из четырех уголков L60x60x5 соединенных между собой поперечными планками. При этом для обеспечения плотного прилегания уголков к каменной кладке пространство между ними заполнялось цементно-песчаным раствором. Третья серия образцов была усилена по всей высоте металлическими сетками $\varnothing 4 \times 55 \times 55$ мм с нанесением штукатурного слоя из цементно-песчаного раствора 1:3. Прочность сеток на разрыв составляла 464 МПа. Четвертая серия образцов усиливалась одинарной сеткой из стекловолокон S&P G-Sheet E 90/10 A, закрепляемой на всей боковой поверхности образцов с нахлестом эпоксидным клеем Epidian.

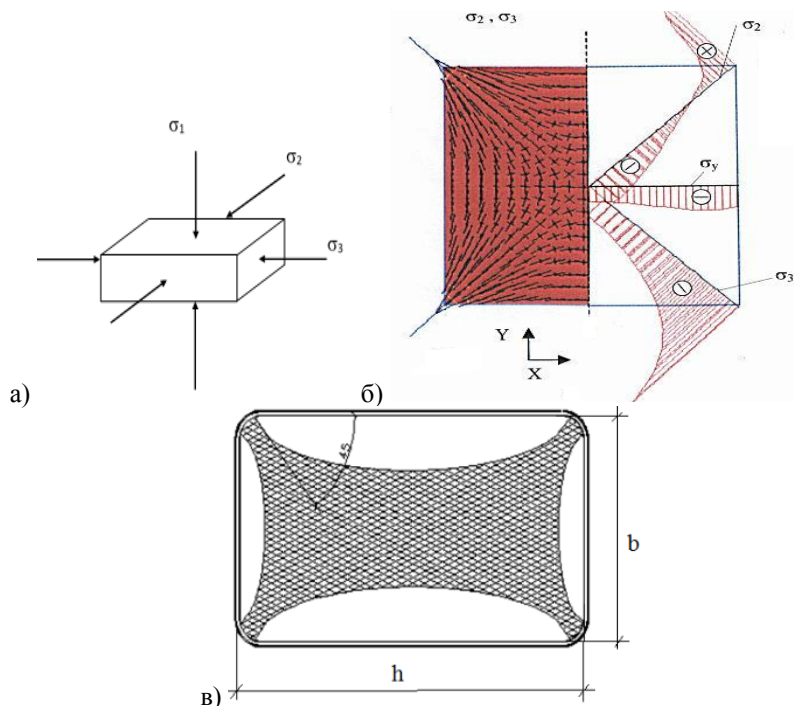


Рис. 3. Напряженно-деформированное состояние усиленных обоймами сжатых элементов: а – трехосное сжатие, б – распределение главных сжимающих напряжений σ_2 и σ_3 в поперечном сечении, в – зона сечения с трехосным сжатием (заштриховано)

Декларированная производителем прочность на разрыв сеток составляла 374 кН на 1 погонный метр (при предельных деформациях 4,5%), а модуль упругости $E = 73$ ГПа. Пятая серия образцов усиливалась приклеенными эпоксидным клеем Eridian полосами сеток из углеволокон S&P C-Sheet 240 шириной 15 см. Их декларированная прочность на разрыв составляла 1191 кН на 1 погонный метр (при деформациях 1,55%), а модуль упругости $E = 240$ ГПа. Во избежание перелома сеток на углах образцов последние были закруглены с радиусом $r = 25$ мм. В процессе нагружения образцов вплоть до разрушения измерялись их продольные и поперечные деформации, а также регистрировался процесс трещинообразования.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Разрушение не усиленных образцов происходило в результате образования вертикальных микротрещин, развитие которых по высоте образцов привело к их разделению на несколько независимых столбов (рис. 4а). В образцах, усиленных стальными обоями, при нагрузке, составляющей около 65% от разрушающей, наблюдалось развитие наклонных и вертикальных трещин в отдельных рядах кладки. Полное разрушение происходило в результате разрыва стальных поперечных планок, при этом каменная кладка оказалась частично раздробленной (рис. 4б). В образцах, усиленных оштукатуренными стальными сетками, при нагрузке, составляющей около 70% от разрушающей, наблюдались вертикальные трещины в штукатурке, преимущественно в ее угловых зонах. Разрушение происходило в результате разрыва арматурной стальной сетки в одной из угловых зон, при этом каменная кладка оказалась полностью раздробленной (рис. 4в). Следует отметить вязкий характер разрушения образцов второй и третьей серий, что связано с пластическим деформированием стальных поперечных планок и сеток при их растяжении. Образцы четвертой серии, усиленные по всей поверхности сетками из стекловолокна, разрушались хрупко в результате разрыва сеток в угловых зонах образцов и раздробления каменной кладки (рис. 4г). Образцы пятой серии, усиленные на части высоты сетками из углеволокон, разрушались преимущественно в результате исчерпания прочности кладки на неармированных участках (рис. 4д). Подобный механизм разрушения приведен в работе [7], в которой исследовались армированные сетками из композитных материалов каменные колонны квадратного и восьмигранного сечений. Основные результаты экспериментальных исследований систематизированы в таблице 1, в которой эффективность усиления представлена соотношением N_p/N_p^1 разрушающих нагрузок, усиленных N_p и не усиленных N_p^1 образцов. При этом величины всех нагрузок являются средними значениями для пяти испытанных образцов каждой серии. Из анализа табличных данных следует, что эффективность усиления образцов стальной обоями, стальными сетками и сетками из стекловолокна примерно сопоставима. Исключением являются образцы, армированные сетками из углеволокон на части их высоты. Следует отметить, что при одинаковом уровне нагружения усиленных образцов их продольные деформации были в 3-6 раза меньше по сравнению с не усиленными образцами первой серии. В то же время редукция поперечных деформаций оказалась более значительной. Например, в усиленных сетками из стекловолокна образцах поперечные деформации были в 20-30 раз меньше по сравнению с не усиленными.

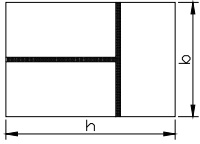
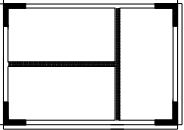
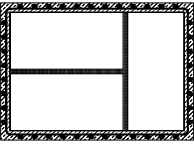

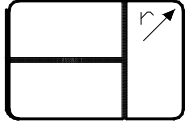


Рис. 4. Механизмы разрушения экспериментальных кирпичных столбов без усиления (а) и с усилением металлической обоймой (б), армированной штукатуркой (в), стеклопластиковыми (г) и углепластиковыми сетками (д)

Указанные различия свидетельствует о работе кладки усиленных образцов в условиях трехосного сжатия (рис. 3а). Согласно приведенным в табл.1 значениям вариационных коэффициентов разброс величин разрушающей нагрузки для армированных композитными сетками образцов был выше, чем для остальных образцов. Из этого следует, что расчетные значения несущей способности армированных композитными сетками образцов (с 95% обеспеченностью) будут меньшими, чем образцов серии 2 и 3, усиленных стальными обоймами и оштукатуренными стальными сетками. Следует отметить, что более высокий разброс значений разрушающей нагрузки для образцов, армированных композитными сетками связан с работой последних в упругой стадии вплоть до их разрыва, а также с неравномерностью растяжения сеток во всех горизонтальных сечениях образцов в процессе их поперечного деформирования. Указанная неравномерность может быть вызвана неровностью боковых поверхностей и особенно угловых зон каменных образцов, к которым непосредственно крепились сетки. Эта причина может быть устранена путем предварительной подготовки боковых поверхностей каменной кладки путем

их выравнивания штукатурными растворами, в том числе и полимерцементными клеящими составами, с помощью которых в последнее время осуществляется крепление сеток из композитных материалов к усиливаемым конструкциям.

Таб. 1. Эффективность усиления опытных образцов

Поперечные сечения образцов bхh=25х38 см	№ серии и способ усиления	Начало разрушения N _н [kN]	Разрушающая нагрузка N _р [kN]	Степень усиления N _р / N _н ¹	Коэффициент вариации (%)
	1 Без усиления	310	550*	-	18
	2 Стальная обойма из уголков 60х60х5	1100	1700	3,1	22
	3 Стальная оштукатуренная сетка	960	1370	2,5	20
	4 Композитная сетка по всей высоте	1600	1600	2,9	30
	5 Композитная сетка на части высоты	850	900	1,6	27

Более эффективным усиление простенков поверхностным армированием может быть при их нагружении сдвигающим усилием V , вызванным, например, сейсмическими воздействиями. Анализ работы такого армирования приводится в работе [8], согласно которой несущая способность V_{Rd} армированного простенка определяется суммой несущей

способности каменной кладки при сдвиге и армирования при растяжении V_{Rdf} . На рис. 5 показан фрагмент каменного простенка, внецентренно сжатого в своей плоскости вертикальной нагрузкой N и горизонтальным усилием V , которые можно привести к одной равнодействующей, приложенной к простенку с виртуальным эксцентриситетом e_c (рис. 5а). При малом эксцентриситете в горизонтальных сечениях простенка действуют сжимающие и незначительные касательные напряжения. При этом армирование не увеличивает сопротивление сдвигу, которое с учетом действия сжимающих напряжений σ_c определяется из выражения:

$$V_{Rd} = bh(f_{v0} + 0,4 \sigma_c),$$

где f_{v0} – начальное сопротивление сдвигу при отсутствии сжимающих напряжений σ_c ,

0,4 – коэффициент внутреннего трения каменной кладки вдоль рас-
творных швов.

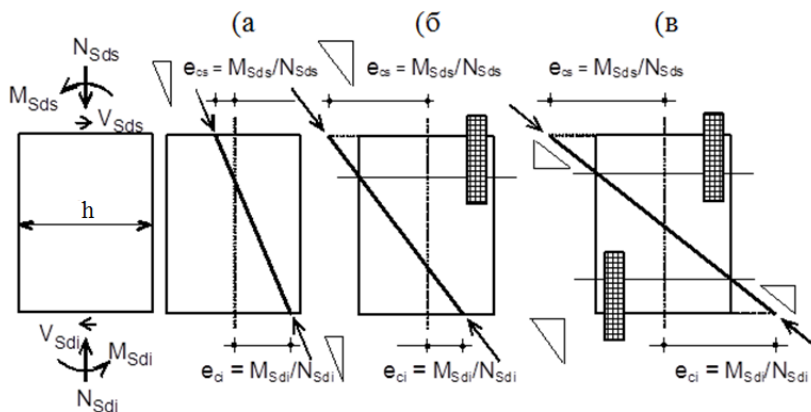


Рис. 5. Размещение поверхностного армирования простенка в зависимости от величины эксцентриситета равнодействующей вертикальной и горизонтальной нагрузок

В случае выхода равнодействующей за пределы сечения шириной h статическое равновесие простенка достигается за счет дополнительных растягивающих усилий, воспринимаемых поверхностным армированием (рис. 5б,в). Такие усилия являются результатом действия растягивающих напряжений, которые вызывают разрушение кладки в виде косых либо горизонтальных трещин (рис. 1б,в). С этой целью определяются зоны ожидаемого растяжения, а армирующие сетки размещаются так, чтобы возникающие в них растягивающие силы уравнивали внешнюю нагрузку. При этом учитывается анизотропия прочности и деформативности сеток при их растяжении вдоль основы, так и в диагональных направлениях.

Необходимость усиления простенков иногда возникает в связи с перегрузкой каменной кладки под перемычками. Исчерпание несущей способности этих зон может быть в виде раздробления каменной кладки либо образования наклонных трещин. Хотя такое разрушение и имеет

локальный характер, однако может привести к аварийной ситуации. Для предотвращения раздробления кладки при ее местном сжатии обычно используется поперечное армирование стальными сетками, осуществляемое в процессе возведения каменной кладки. В эксплуатируемых конструкциях усиление опорных зон может осуществляться путем развития опорных площадок, устройством дополнительных опор и др. [1]. Во избежание развития косых трещин иногда применяются хомуты из полосовой стали либо армирование кладки с помощью П – образных стержней, расположенных в горизонтальных растворных швах (рис. 6).

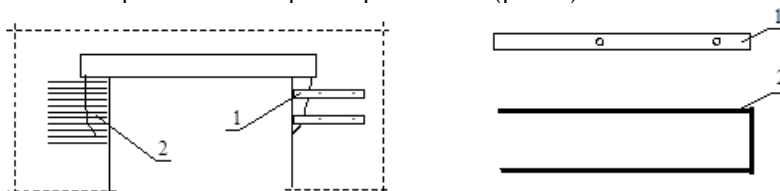


Рис. 6. Усиление опорных зон под перемычками с помощью стальных обжим 1 и армирующих стержней 2

Таб. 2. Результаты экспериментальных исследований зон опирания перемычек на простенки

Схема испытаний	Без усиления	Поверхностное армирование композитными сетками	Армирование поперечными стальными сетками
Разрушающая нагрузка P_n [кН]	340*	460	480
P_n/P_n^*	1,0	1,35	1,41

В таблице 2 приведены результаты экспериментальных авторских исследований несущей способности каменных образцов, нагруженных местной нагрузкой вблизи их вертикальных граней [9]. Для сравнения усиление опорных зон каменной кладки осуществлялось стальными арматурными сетками, расположенными в ее горизонтальных растворных швах, и композитными сетками из стекловолокон S&P G-Sheet E 90/10A, закрепляемыми на части боковой поверхности образца эпоксидным клеем Eridian.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разрушение не усиленных образцов носило хрупкий характер и происходило в результате среза каменной кладки под углом к вертикальной плоскости от действия касательных и растягивающих напряжений. Разрушение усиленных образцов происходило в результате разрыва армирующих элементов с последующим срезом опорной зоны каменной кладки в плоскости, расположенной под углом к направлению действия вертикальной нагрузки. Следует отметить, что разрушение усиленных композитными сетками образцов было хрупким, а в случае усиления поперечными стальными сетками вязким вследствие пластического деформирования последних при растяжении. Эффект усиления обоими способами был примерно одинаков хотя и значительно меньший по сравнению с данными таблицы 1.

Результаты приведенных исследований указывают на эффективность традиционного усиления простенков с помощью металлических обойм, а также с помощью армирующих оштукатуренных сеток. Что же касается усиления сетками из композитных материалов, то их применение оказалось менее эффективным прежде всего из-за хрупкого неконтролируемого характера разрушения усиливаемых образцов. В практике это означает необходимость использования более высоких значений коэффициентов безопасности при расчетном определении несущей способности усиливаемых простенков. Указанные коэффициенты могут быть получены на основании статистического анализа результатов испытаний усиливаемых образцов.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 427.1325800.2018 Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления
2. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций. М., 2008
3. Quagliarini E., Monni F., Greco F., Lenci S. Flexible repointing of historical facing-masonry column-type specimens with basalt fibers: A first insight // *Journal of Cultural Heritage*. – 2017. – No. 24. – pp. 165-170.
4. Fossetti M., Minafò G. Comparative experimental analysis on the compressive behaviour of masonry columns strengthened by FRP, BFRCC or steel wires // *Composites Part B: Engineering*. – 2017. – No. 112. – pp. 112-124.
5. Witzany J., Cejka T., Zigler R. Failure mechanism of compressed short brick masonry columns confined with FRP strips // *Construction and Building Materials*. – 2014. – No. 63. – pp. 180-188.
6. Faella C., Martinelli E., Paciello S., Camorani G., Aiello M. A., Micelli F., Nigro E. Masonry columns confined by composite materials: Experimental investigation // *Composites Part B: Engineering*. – 2011. – No. 42. – pp. 692-704.
7. Micelli F., Di Ludovico M., Balsamo A., Manfredi G. Mechanical behaviour of FRP-confined masonry by testing of full-scale columns // *Materials and Structures*. – 2014. – No. 47. – pp. 2081-2100.
8. Borri A., Castori G., Corradi M. Masonry confinement with SRP composites. *Structural Analysis of Historical Constructions*. DWE, Wrocław, Poland. 2012

9. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования
10. Shrive P., Azarnejad A., Tadros G., McWhinnie C.: Strengthening of concrete columns with carbon fibre reinforced polymer wrap. *Can J Civil Eng* 2003; 30: 543–54.
11. Malyszko L., Orlowicz R. Wzmocnienie konstrukcji murowych w tym zasady obliczania wzmocnien. *Wasztat pracy rzczoznawcow budowlanych*. Krakow, 2010.

Сведения об авторах

Орлович Роман Болеславович доктор технических наук, профессор, научный консультант. ООО «ПИ Геореконструкция», г. Санкт-Петербург, Россия, E-mail: orlowicz@mail.ru

Зимин Сергей Сергеевич, кандидат технических наук, доцент Инженерно-строительного института ФГАУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого», г. Санкт-Петербург, Россия, E-mail: zimin_sergei@mail.ru

Антаков Алексей Борисович, кандидат технических наук Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Orlovich Roman B. doctor of technical science, Professor, Scientific consultant. ООО «PI Georekonstrukcia», Saint-Petersburg, Russia, E-mail: orlowicz@mail.ru

Zimin Sergey S. candidate of technical sciences, Associate Professor of the Institute of Civil Engineering. Saint-Petersburg state polytechnical university, Saint-Petersburg, Russia, E-mail: zimin_sergei@mail.ru

Antakov Alexey B., candidate of technical sciences Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Kazan, Russia

Для цитирования:

Орлович. Р.Б. Анализ эффективности усиления каменных простенков/ Р.Б. Орлович, С.С. Зимин, А.Б. Антаков// VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 83–93.

Citation:

Orlovich R.B. Analysis of the effectiveness of strengthening stone protruberances/ R.B. Orlovich, S.S. Zimin, A.B. Antakov// VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 83–93.

УДК 539.3

ПРИБЛИЖЕННЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА НА УСТОЙЧИВОСТЬ ТОНКОСТЕННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК СРЕДНЕЙ ДЛИНЫ, ЗАПОЛНЕННЫХ СЫПУЧИМ МАТЕРИАЛОМ, ПРИ КРУЧЕНИИ

*М.В. Петров,
Б.В. Михайлов,
Е.Г. Гоник,
В.А. Иванов*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

А.И. Кибец

НИИ механики Нижегородского
госунiversитета им. Н.И. Лобачевского,
г. Нижний Новгород Россия

***Аннотация:** в работе выполнено опытное исследование устойчивости цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом-железным порошком, при кручении и разработана методика оперативного приближенного расчета критического крутящего момента. Опыты показали, что устойчивость оболочек теряется в упругости. Построены линейные зависимости угла поворота поперечных сечений от крутящего момента, кроме оболочек, заполненных сыпучим материалом в начальный момент движения. Здесь получена нелинейная зависимость угла поворота сечений оболочки от крутящего момента за счет действия крутящего момента от сил трения между порошком и внутренней стенкой образца. Зависимость угла поворота от крутящего момента в обоих случаях параллельные, но для заполненных образцов зависимость была смещена на величину крутящего момента от сил трения. Что бы убедиться в правильности утверждения о влиянии силы трения на критический крутящий момент были выполнены опыты с обмазкой внутренней стенки образцов смазочным материалом. В этом случае критический крутящий момент для заполненных сыпучим материалом образцов, совпадал с критическим крутящим моментом для пустых образцов. Для расчета крутящего момента от сил трения использована методика расчёта силы давления сыпучей среды на стенку образца, которая умножалась на коэффициент трения и на радиус срединной поверхности образца.*

Критический крутящий момент, заполненных железным порошком образцов, определялся суммой критического крутящего момента для пустых образцов, рассчитанных по формуле Вольмира с крутящим моментом от сил трения.

Полученные расчетом критические крутящие моменты сравнивались с опытными значениями. Получена удовлетворительная сходимость в

пределах 16 %. Методика расчета рекомендована для оперативного расчета критического крутящего момента, для заполненных сыпучим материалом оболочек, при кручении.

Ключевые слова: оболочка, устойчивость, эксперимент, расчет, методика, сыпучий материал, крутящий момент.

APPROXIMATE METHOD FOR CALCULATING THE STABILITY OF THIN-WALLED CYLINDRICAL SHELLS OF MEDIUM LENGTH FILLED WITH BULK MATERIAL DURING TORSION

Abstract: *in this work, an experimental study of the stability of cylindrical shells filled with granular material – iron powder, during torsion, was carried out and a method for the operational approximate calculation of the critical torque was developed. Experiments have shown that the stability of shells is lost in elasticity. Linear dependences of the angle of rotation of the cross sections on the torque are constructed, except for shells filled with bulk material at the initial moment of motion. Here, a nonlinear dependence of the angle of rotation of the shell sections on the torque is obtained due to the action of the torque on the friction forces between the powder and the inner wall of the sample. The dependence of the angle of rotation on the torque in both cases is parallel, but for the filled samples, the dependence was shifted by the amount of torque on the friction forces. To verify the correctness of the statement about the effect of friction force on the critical torque, experiments were performed with coating the inner wall of the samples with a lubricant. In this case, the critical torque for samples filled with bulk material coincided with the critical torque for empty samples. To calculate the torque from friction forces, the method for calculating the pressure force of a granular medium on the sample wall was used, which was multiplied by the friction coefficient and the radius of the middle surface of the sample.*

The critical torque of the samples filled with iron powder was determined by the sum of the critical torque for empty samples calculated according to the Volmir formula with a torque from friction forces.

The critical torques obtained by calculation were compared with experimental values. Satisfactory convergence within 16% was obtained. The calculation method is recommended for the operational calculation of the critical torque, for shells filled with bulk material, during torsion.

Keywords: *shell, stability, experiment, calculation, technique, bulk material, torque.*

ВВЕДЕНИЕ

Много элементов конструкций машиностроения, самолетостроения типа тонкостенных оболочек. Расчеты на прочность и устойчивость тонкостенных цилиндрических оболочек рассмотрены в многочисленных работах [1-18,21-25]. В этих работах исследуются пустые и заполненные различными жидкими продуктами оболочки под действием различных нагрузок. В работах [18-20,26,28] выполнены теоретические и экспери-

ментальные исследования устойчивости тонкостенных цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом, при изгибе. Оказалось, что устойчивость оболочек, заполненных сыпучим материалом, при изгибе возрастает. Автоцистернами перевозятся различные сыпучие грузы (мука, песок, сельхозпродукты и т.д.). При перевозке цистерны, представляющие собой тонкостенную цилиндрическую оболочку, испытывают действие изгибающих и крутящих моментов.

Устойчивость тонкостенных оболочек, заполненных сыпучим материалом, при кручении мало исследовано [4,27], поэтому исследование этой проблемы весьма актуально. Не разработана методика оперативного, приближенного их расчета на устойчивость.

Цель работы. Выполнение экспериментальных исследований устойчивости тонкостенных цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом, при кручении, разработка приближенного метода расчета их на устойчивость.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для определения давления сыпучей среды на внутреннюю поверхность образца воспользуемся методикой [1], принимая для заполнителя условия идеально сыпучей среды.

Рассечем образец на две равные части. На рис.1 показана схема действия сил поперечным сечением на середине длины образца.

Обозначим геометрические размеры образца L – длина, r – радиус средней поверхности.

Сила гидростатического давления на сечение ABC равна:

$$F_x = \gamma \cdot H \cdot L \cdot h_c, \quad (1)$$

где γ – удельный вес сыпучей среды, H – расстояние от верхнего уровня заполнителя до нижней точки, h_c – расстояние от верхнего уровня заполнителя до центра давления.

Сила собственного веса заштрихованного объема G равна:

$$G = \gamma \cdot V \quad (2)$$

где V – объем, занимаемый сыпучей средой.

Реакцию оболочки на действие сыпучей среды обозначим R . Спроектируем силу R на X и Z , получим R_x и R_z .

Составим уравнения равновесия:

$$\sum x = 0; F_x - R_x = 0 \text{ откуда } R_x = F_x$$

$$\sum z = 0; R_z - G = 0 \text{ откуда } R_z = G$$

Реакция цилиндрической поверхности:

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_z^2} = \sqrt{(\gamma \cdot V)^2 + (\gamma \cdot S_x \cdot h_c)^2}, \quad (3)$$

где $S_x = HL$.

Суммарное давление сыпучей среды P на внутреннюю поверхность отсеченной части образца (рис.1):

$$P = R \quad (4)$$

Сила трения между поверхностями заполнителя и внутренней стенкой образца F_T равна:

$$F_T = 2 \cdot P \cdot k, \quad (5)$$

где k – коэффициент внешнего трения, коэффициент два учитывает две одинаковые отсеченные части образца.

Крутящий момент от силы трения M_T равен:

$$M_T = F_T \cdot r \quad (6)$$

Крутящий момент от силы трения противодействует внешнему крутящему моменту и увеличивает критический крутящий момент. Зависимость (6) позволяет исследовать влияние сыпучего заполнителя на величину критического крутящего момента.

Если известно опытное значение критического крутящего момента для пустых образцов M_{cr}^{01} , тогда величина крутящего момента для заполненных сыпучим материалом образцов M_{cr}^0 равен:

$$M_{cr}^0 = M_{cr}^{01} + M_T \quad (7)$$

Если неизвестно M_{cr}^{01} , то можно рассчитать величину критического крутящего момента для заполненных сыпучим материалом образцов M_{cr}^0 следующим образом:

В работе [2] верхнее касательное напряжение для пустых оболочек рассчитывается по формуле 13.120:

$$S_B = 0,78 \cdot E \cdot \frac{h}{R} \cdot \sqrt[4]{\frac{R \cdot h}{L^2}} \quad (8)$$

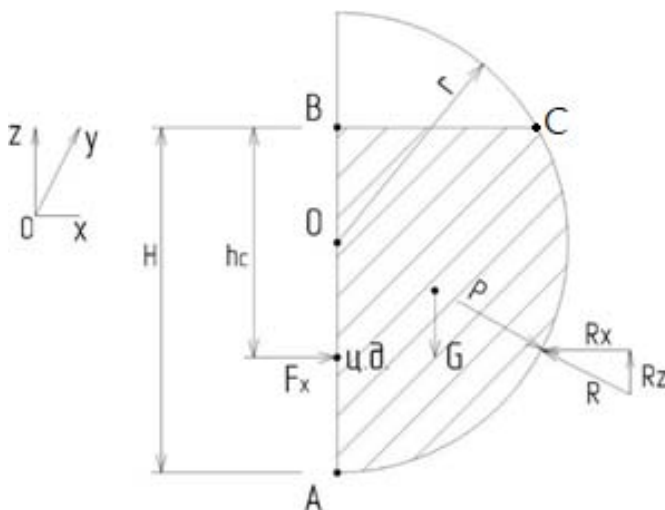


Рис .1. Схема действия сил в поперечном сечении на середине длины образца

Для практических расчетов рекомендуется вычислять критическое касательное напряжение:

$$S_{cr} = 0,8 \cdot S_B \quad (9)$$

Критический крутящий момент M'_{cr} равен:

$$M'_{cr} = S_{cr} \cdot 2\pi R^2 h \quad (10)$$

Тогда расчетное значение критического крутящего момента M_{cr}^P для заполненных оболочек равно:

$$M_{cr}^P = M'_{cr} + M_T \quad (11)$$

В расчетных формулах неизвестно расстояние от верхнего уровня заполнителя до нижней точки H , которое зависит от процента заполнения сыпучим материалом.

Площадь поперечного сечения, занимаемого заполнителем равен:

$$S = \frac{\pi \cdot s_1}{100}, \quad (12)$$

где $S_1 = \pi \cdot r^2$ – площадь поперечного сечения образца;

π – процент заполнения образца.

Площадь поперечного сечения сегмента кругового, не занятого заполнителем равен:

$$S_c = S_1 - S \quad (13)$$

Для расчёта геометрических размеров сегмента воспользуемся таблицей 1.1.1.15 [3]

Табличное значение площади сегмента равен

$$S_T = \frac{S_c}{r^2} \quad (14)$$

По значению S_T определяем стрелку сегмента h_T

Стрелка сегмента заполненного образца:

$$h = h_T \cdot r \quad (15)$$

Расстояние от верхнего уровня заполнителя до нижней точки равен:

$$H = 2r - h \quad (16)$$

Расстояние от верхнего уровня, сыпучей среды до центра давления, примем как для идеально сыпучей среды:

$$h_c = \frac{2}{3} \cdot H \quad (17)$$

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Для проверки методики расчета выполнены экспериментальные исследования.

Эксперименты выполнялись на экспериментальной установке, описанные в работе [4]. Один конец образцов жестко закреплялся, к другому концу прикладывался крутящий момент. Размеры образцов приведены в таблице 1.

Таб. 1 Размеры образцов

№ серии	Радиус r, мм	Толщина стенки h, мм	Длина L, мм	L/R
1	31,5	0,1	140	4,45
2	31,5	0,1	90	2,86
3	31,5	0,1	25	0,79

Результаты испытаний и расчетов приведены в таблице 2.

Таб. 2. Результаты испытаний

серия образцов	M_{cr}^{01} , Н·см	M_{cr}^0 , Н·см	M'_{cr} , Н·см	M_T , Н·см	M_{cr}^P , Н·см	$\frac{M_{cr}^0 - M_{cr}^P}{M_{cr}^0} \cdot 100\%$
1	1094	1154	1094	47,15	1141	7,7
2	1103	1290	1207	30,7	1238	4
3	1745	1986	2294	8,41	2302,41	16

Как пример результаты испытаний образцов второй серии приведены на рис. 2.

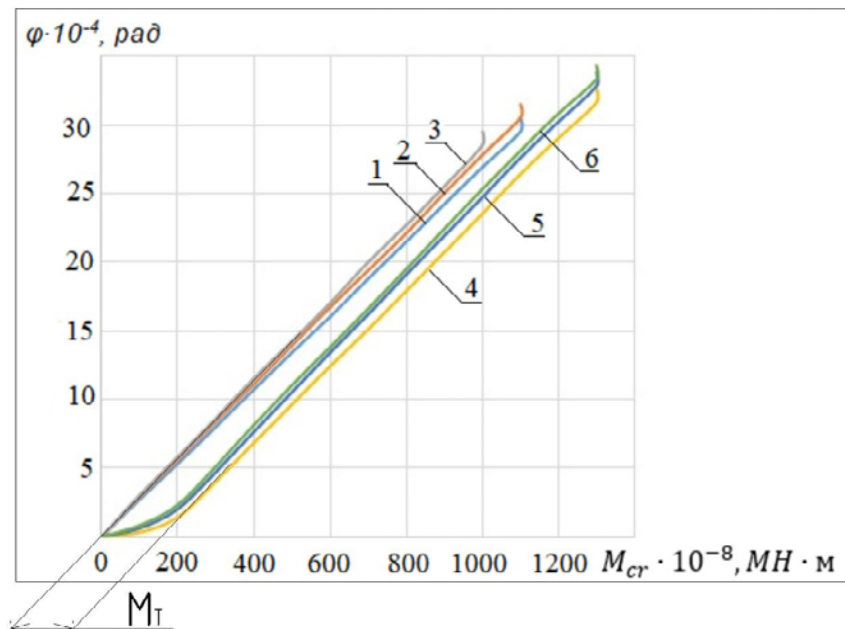


Рис 2. Результаты испытаний образцов второй серии: графики 1,2,3 для пустых образцов, графики 4,5,6 для заполненных на 90% объема образцов

На рис 2. ϕ -означает угол закручивания образца при соответственном крутящем моменте.

Графики линейные, потеря устойчивости происходило в упругости. Для пустых и заполненных, железным порошком образцов, графики параллельные кроме начальных участков, где происходило влияние силы трения между порошком и внутренней стенкой образцов. Графики 4,5,6 смещены на M_T по отношению к графикам 1,2,3. Для третьей серии коротких образцов образцов получено большое расхождение до 16 % критического крутящего момента (табл. 2), потому что формула (8) выведена для оболочек средней длины.

Чтобы убедиться в правильности предположении о влиянии силы трения на крутящий момент были выполнены опыты с обмазкой внутренней стенки образцов смазочным материалом. В этом случае для обмазанных образцов критический крутящий момент совпадал с критическим крутящим моментом для пустых образцов.

Результаты расчетов критических крутящих моментов удовлетворительно совпадают с результатами экспериментов (табл.2). Следовательно, разработанную методику расчетов можно использовать для практических расчетов критического крутящего момента тонкостенных цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим наполнителем, при кручении.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработана приближённая методика расчета на устойчивость при кручении цилиндрических тонкостенных оболочек, заполненных сыпучим материалом.
2. Для заполненных сыпучим материалом оболочек при кручении на критический крутящий момент влияет сила трения между наполнителем и внутренней стенкой оболочки.
3. Сыпучий наполнитель увеличивает значение критического крутящего момента.

ЛИТЕРАТУРА

1. Зверева В.Н., Земляная Н.В., Земляной В.В., Бочаров С.В., Якушкина О.И., Кучерова Л.В., и др. Гидравлика, Учебно-методический комплекс. Дальневосточный федеральный университет. 2015, 277 с.
2. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М.: Физматгиз, 1967. – 984 с.
3. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике. М.: Наука, 1964.-607с
4. Петров М.В., Михайлов Б.В., Гоник Е.Г., Иванов В.А. Экспериментальное исследование потери устойчивости тонкостенных цилиндрических оболочек с сыпучим наполнителем при кручении // Современные вопросы механики 2021 : Сборник статей по материалам III Международной сплошных сред конференции (Чебоксары , 23-24 ноября 2021 г.). С. 71-78.
5. Ильющин А.А., Огибалов П.М. Упругопластические деформации полых цилиндров – М., МГУ, 1960. – 227 с.
6. Моссаковский В. И., Маневич Л.И., Мильцын А.М. Моделирование несущей способности цилиндрических оболочек – Киев : Наукова Думка, 1977. 141 с.

7. Бойко Д.В. Исследование нелинейного деформирования и устойчивости некруговых цилиндрических оболочек при поперечном изгибе / Д.В. Бойко, Л.П. Железнов, В.В. Кабанов. М.: Механика твердого тела, 2012. – №2. – С. 59-67.

8. Бойко Д.В. Исследование нелинейного деформирования и устойчивости подкрепленных овальных цилиндрических оболочек при комбинированном нагружении изгибающим моментом и краевой поперечной силой / Д.В. Бойко, Л.П. Железнов, В.В. Кабанов // Механика твердого тела. – 2012. – № 3. – С. 47-53.

9. Щербakov В.Т. Устойчивость цилиндрической оболочки при кручении в условиях ползучести. Ученые записки ЦАГИ, т. 9, №3, 1978.

10. Власов В.В. Устойчивость цилиндрических оболочек с заполнителем при осевом сжатии и внешнем давлении // Прикл. мех. – 1973. – Т. 9. – № 1. – С. 117-121.

11. Григолюк Э.И. Устойчивость оболочек / Э.И. Григолюк, В.В. Кабанов. – М.: Наука, 1978. – 360 с.

12. Иванов В.А. Исследования по теории оболочек с заполнителем. Диссертация д-ра физико – математических наук. 1983. Казань.

13. Зарипов Р.М., Иванов В.А. Приближенный расчет изгиба оболочки заполнителем. Сб.: Механика деформируемых сред. Куйбышев. – 1977. – № 2. С. 94-99.

14. Ильгамов М.А., Иванов В.А., Гулин Б.В. Расчет оболочек с упругим заполнителем. – М.: Наука, 1987. – 260 с.

15. Кабанов В.В. Нелинейное деформирование и устойчивость круговой цилиндрической оболочки, заполненной жидкостью / В.В. Кабанов, Л.П. Железнов // Пространственные конструкции в Красноярском крае. – Красноярск, 1989. С. 89-98.

16. Зубчанинов В.Г. Устойчивость и пластичность. В 2 т. Т. 1. Устойчивость – М.: Физматлит, 2007. – 448 с.

17. Ильгамов М.А. Прочность, устойчивость и динамика оболочек с упругим заполнителем / М.А. Ильгамов, В.А. Иванов, В. Гулин. – М.: Наука, 1977. – 331 с.

18. Сафиуллин Ф.Х. К изгибу цилиндрических оболочек с заполнителем при локальных нагрузках. Сб.: Исследования по теории оболочек. Тр.семинара КФТИ КФАН СССР, Казань, 1978. – Вып. 10. – С. 97-103.

19. Баженов В.Г., Гоник Е.Г., Кибец А.И., Петров М.В., Федорова Т.Г., Фролова И.А. Экспериментальное упругопластического и теоретическое исследование выпучивания цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом, под действием поперечной силы // Ученые записки Казанского университета. Серия: Математические науки. 2017. Т. 159, кн. 3. С. 282-295.

20. Петров М.В., Федорова Т.Г., Михайлов Б.В., Гоник Е.Г., Пфаненштиль Н.Г. Влияние несовершенств геометрии тонкостенных цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом, на их устойчивость при изгибе В сборнике : Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции. Материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции. 2018. С. 148-156

20. Баженов В.Г., Кибец А.И., Петров М.В., Шошин Д.В. Численный анализ деформирования, потери устойчивости и закритического

поведения большегабаритных емкостей для автомобильной транспортировки сыпучих грузов // Проблемы прочности и пластичности. 2008. № 70. С. 89-97.

21. Cerik, B.C. A comparative study on damage assessment of tubular members subjected to mass impact / B.C. Cerik, H.K. Shi, S.-R. Cho // Marine Structures. – 2016. – V. 46. – P. 1-29.

22. Dou, Y. Computational investigation of lateral impact behavior of pressurized pipelines and influence of internal pressure / Y. Dou, Y. Liu // Thin – Walled Structures. – 2015. V. 95. – P. 40-47.

23. Houliara S., Karamanos S.A. Stability of long transversely isotropic elastic cylindrical shells under bending // International Journal of Solids and Structures. – 2010. – Т. 47. №1. – С.10-24.

24. Arbocz J., Babcock Experimental investigation of the effect of general imperfections on the buckling of cylindrical shells. NASA CR – 1163. – 1968.

25. Chong, J., Gao, F.Y., Li, X.H. Dynamic buckling behaviors of steel cylindrical shell subjected to conventional explosion impact loading / J. Chong, F.Y. Gao, X.H. Li // Advanced Materials Research. – 2013. – V. 800. – P. 196-200.

26. Петров, М. В. Влияние начальных несовершенств тонкостенных цилиндрических оболочек с сыпучим наполнителем на их устойчивость при изгибе / М. В. Петров, Е. Г. Гоник, Б. В. Михайлов // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2020. – № 4(46). – С. 47-53.

27. Петров, М. В. Устойчивость тонкостенных цилиндрических оболочек при кручении, заполненных сыпучим наполнителем / М. В. Петров, Б. В. Михайлов, Е. Г. Гоник // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2021. – № 2(48). – С. 40-47.

28. Численное моделирование изгиба густо перфорированных пластин / А. А. Антипов, М. Н. Жестков, В. А. Иванов, И. А. Фролова // Проблемы прочности и пластичности. – 2015. – Т. 77. – № 4. – С. 360-368.

Сведения об авторах

Петров Михаил Васильевич, доктор технических наук, профессор, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия e-mail: 21pmv@mail.ru

Кибец Александр Иванович доктор физико-математических наук, профессор, главный научный сотрудник, Научно-исследовательский институт механики Национального исследовательского Нижегородского государственного университета им. Н.И. Лобачевского, Нижний Новгород, Россия. e-mail: kibec@mech.unn.ru

Михайлов Борис Васильевич, кандидат технических наук, доцент, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия. e-mail: boris.mihaylov.63@mail.ru

Гоник Екатерина Григорьевна, кандидат технических наук, доцент, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия. e-mail: katya.gonik@mail.ru

Иванов Виктор Анатольевич, старший преподаватель, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия. e-mail: 2605victor@mail.ru

Petrov Mikhail Vasilyevich, Doctor of Technical Sciences, Professor, Chuvash State University. I.N. Ulyanova, Cheboksary, Russia, e-mail: 21pmv@mail.ru

Kibets Alexander Ivanovich Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor, Chief Researcher, Research Institute of Mechanics, N.I. Lobachevsky State University of Nizhny Novgorod, Nizhny Novgorod, Russia. e-mail: kibec@mech.unn.ru

Mikhailov Boris Vasilyevich, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Chuvash State University. I.N. Ulyanova, Cheboksary, Russia, e-mail: boris.mihaylov.63@mail.ru

Gonik Ekaterina Grigorievna, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Chuvash State University. I.N. Ulyanova, Cheboksary, Russia, e-mail: katya.gonik@mail.ru

Ivanov Victor Anatolyevich, senior lecturer, Chuvash State University. I.N. Ulyanova, Cheboksary, Russia, e-mail: 2605victor@mail.ru

Для цитирования:

Петров М.В. Приближенный метод расчета на устойчивость тонкостенных цилиндрических оболочек средней длины, заполненных сыпучим материалом, при кручении / М.В. Петров, А.И. Кибец, Б.В. Михайлов, Е.Г. Гоник, В.А. Иванов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 94–103.

Citation:

Petrov M.V. Approximate method for calculating the stability of thin-walled cylindrical shells of medium length filled with bulk material during torsion / M.V. Petrov, A.I. Kibets, B.V. Mikhailov, E.G. Gonik, V.A. Ivanov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 94–103.

УДК 624.012.4

ПРИЗМА УЗЛА ПЕРЕСЕКАЮЩИХСЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАК СВЯЗЬ ВЛИЯНИЯ НА УСИЛИЯ В СИСТЕМЕ

*А.Н. Плотников,
Н.Н. Аринина,
М.Ю. Иванов*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье рассмотрена методика расчета систем, основанных на пересекающихся железобетонных балочных элементах в области нелинейной работы. Показана роль узла пересечения элементов, представляющим собой бетонную призму, находящуюся в условиях неравномерного сжатия-растяжения как между направлениями, так и по высоте. Констатируется, что не учет взаимного влияния элементов направлений приводит к ошибочным значениям усилий с отличием в 1,6 раза. Свою роль играет коэффициент Пуассона, который при больших уровнях нагрузки может отличаться от начальных значений почти в два раза. Приводится аналитическая запись интегральной суммы значений этюор напряжений в сжатой зоне с учетом взаимного влияния направлений. Дан способ определения усилий в растянутой арматуре как следствие взаимного влияния. Нелинейность работы железобетона выражается в применении диаграммы деформирования бетона и изменения коэффициента неравномерности напряжений растянутой арматуры.

Ключевые слова: пересекающиеся железобетонные элементы, объемное напряженное состояние, коэффициент Пуассона, перераспределение усилий, нелинейная жесткость, сжатая зона

PRISM OF A NODE OF INTERCEPTING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS AS A CONNECTION OF INFLUENCE ON FORCES IN THE SYSTEM

Abstract: the article considers a method for calculating systems based on intersecting reinforced concrete beam elements in the field of non-linear operation. The role of the intersection node of the elements is shown, which is a concrete prism, which is in conditions of uneven compression-tension both between directions and in height. It is stated that not taking into account the mutual influence of the direction elements leads to erroneous values of efforts with a difference of 1.6 times. Poisson's ratio plays its role, which at high load levels can differ from the initial values by almost two times. An analytical record of the integral sum of the values of stress diagrams in the compressed zone is given, taking into account the mutual influence of directions. A method is given for determining forces in tensile reinforcement as a result of mutual influence.

The non-linearity of the work of reinforced concrete is expressed in the application of the concrete deformation diagram and the change in the stress unevenness coefficient of the tensile reinforcement.

Keywords: *intersecting reinforced concrete elements, volumetric stress state, Poisson's ratio, stress redistribution, nonlinear rigidity, a compressed zone*

ВВЕДЕНИЕ

Усилия в системе пересекающихся расположенных в одной горизонтальной плоскости железобетонных элементов зависят от жесткостных характеристик этих элементов. Значения усилий в них необходимы для оценки несущей способности, деформаций и трещиностойкости всей системы. Проблема оценки усилий связана с физически нелинейной работой железобетона. Однако реализация известных алгоритмов нелинейных расчетов, применяемых для статически определимых или неопределимых, но шарнирно связанных, элементов, приводит к неадекватным результатам. Распределение усилий между направлениями может при этом иметь соотношение до 1:3 и более. По проводимым ранее испытаниям это соотношение не превышало 1:1,6 на всех ступенях нелинейной работы вплоть до разрушения.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Пересекающиеся балки в пролете связаны только жестким общим узлом, следовательно, их взаимное влияние происходит в этом объеме. Геометрически этот узел можно представить в виде бетонной призмы, нагруженной по граням неравномерной нагрузкой как между ортогональными гранями, так и в плоскости грани. Узел-призма представляют собой неравномерно нагруженное твердое тело. Верхняя часть узла находится в состоянии объемного сжатия. При этом в общем случае напряжения в одном направлении больше, чем в другом $\sigma_y > \sigma_x$.

В стадии до образования трещин напряженно-деформированного состояния (НДС) влияние разных направлений друг на друга незначительно, соотношение усилий в этом случае зависит от приведенного момента инерции сечений сходящихся в узле балок. Однако в стадии эксплуатации железобетон должен иметь трещины, ограниченные по ширине раскрытия. В этом случае жесткости балок двух направлений отличаются, иногда значительно. Это зависит от количества арматуры направлений, их соотношения.

Объемное напряженное состояние во многом обуславливает влияние элементов двух направлений друг на друга. Главным влияющим фактором является коэффициент Пуассона бетона, который в соответствии с нормами проектирования допускается принимать 0,2. Как свидетельствуют исследования многих авторов [1,2,5,15,17] объемное, а в этом случае, двухосное, напряженное состояние положительно влияет на прочность бетона. Узел пересекающихся элементов находится в благоприятных условиях по прочности на сжатие. Прочность бетона на сжатие при двухосном сжатии больше в 1,4 – 2 раза. Подобные сведения приводятся, например, в работах Н.И. Карпенко [3] и Jan G.M. van Mier [15]. Вместе с тем известно, в частности по работам О.Я. Берга [5], что его величина

переменна в зависимости от уровня нагружения элементов. Эта величина может изменяться при одноосном сжатии от 0,2 до 0,4 с увеличением уровня напряжения. Экспериментально это установлено В.В. Бобровым [1], аналитически этот диапазон хорошо описывается формулой Н.И. Карпенко для объемного напряженного состояния [3]:

$$\mu_{23} = \mu_{32} = \hat{\mu}_{23} + (\mu_b^0 - \hat{\mu}_{23})\sqrt{1 - \vartheta^2}, \quad (1)$$

где $\hat{\mu}_{23}$ – предельное значение коэффициента Пуассона, μ_b^0 – начальное значение коэффициента Пуассона, ϑ – уровень напряжений от предельного.

По обобщенным сведениям А.К. Samanta and S.Ghosh [18] изменение коэффициента Пуассона незначительно при уровне напряжений до 80 % пикового напряжения сжатия (R_{ci}) на восходящей ветви кривой напряжения-деформации. Затем происходит увеличение этого коэффициента.

Более сложное объемное напряженное состояние проявляется в узле пересечения изгибаемых элементов (рис. 1).

Обжатие неравномерно по высоте образующейся призмы, убывает к нейтральной зоне. В общем случае, при разном армировании направлений, возникает еще и зона «сжатие – растяжение» (рис. 1б). Правда в этом случае, уровень растягивающих напряжений меньше по стороне с большей высотой сжатой зоны, что характерно для еще не развитой трещины.

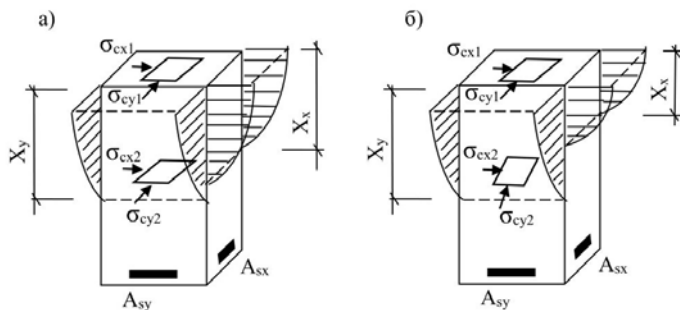


Рис 1. Эпюры в сжатой зоне узла на стадии 2 НДС и направления векторов объемного напряженного состояния:

- а) при равном армировании A_{sy} и A_{sx} ;
- б) при значительно отличающемся армировании A_{sy} и A_{sx} .

Вместе с тем эффект Пуассона, т.е. поперечные деформации, через узел догружает сжатую зону элемента системы с меньшим армированием. Растянутая зона при этом не догружается, напряжения в арматуре через узел непосредственно не зависят от другого направления. Происходит вторичное уравнивание сил сжатой и растянутой зон в сечениях, что объясняется возникновением дополнительной продольной силы вдоль элемента. Это зависит и от принятых граничных условий элементов. Всегда присутствуют неподвижные опоры, в том числе вызванные трением при опирании конструкции. Это явление можно интерпретировать как изгиб и как внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

Это объясняет, что в случае прямой подстановки исходных данных и рекомендуемых нормами физических параметров железобетонного элемента с трещинами распределение долей нагрузки по стержням двух направлений g_x/g_y может составить значительные величины – 2,52 – 3,06, что физически невозможно [2,9].

Через призму узла совершается неравномерное взаимное воздействие на пересекающиеся элементы. Основную сложность составляет неравномерность по высоте призмы и соответствующих элементов.

Влияют зоны сжатия и зоны растяжения, причем они разные по высоте для пересекающихся направлений. Определение суммарных напряжений или усилий возможно интегральным методом, как, например, для простых балок, что показано Häussler-Combe U. [17]:

$$N = A_{s1}\sigma_{s1} + A_{s2}\sigma_{s2} + \int_{z_{c1}}^{z_{c2}} \sigma_c b dz \quad (2)$$

Это выражение записано для изгибаемого элемента с двойным армированием. Распределение напряжений в многокомпонентном сечении можно посмотреть, например, у K. Zilch, R. Niedermeier, W. Finckh [16].

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Для пересекающихся элементов с учетом их взаимного влияния запись можно представить в виде суммы интегральной эпюр напряжений в сжатой зоне. В общем случае картина напряженного состояния показана на рис. 2.

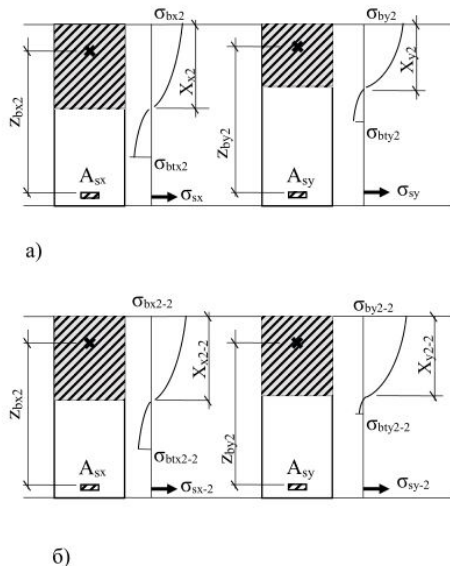


Рис. 2. Распределение напряжений в нормальном сечении
 а) в предположении раздельной работы балок двух направлений;
 б) в предположении взаимного влияния балок двух направлений.

В предположении раздельной работы балок двух направлений (а) по направлению «X» высота сжатой зоны больше, что может быть обусловлено как большим значением площади сечения арматуры в растянутой зоне, так и отсутствием нормальных трещин в растянутой зоне. Соответственно, по направлению «Y» параметры арматуры меньше и раскрытие трещин больше. От этих аспектов зависит и плечо пары сил z_b в сечении.

Интегральная сумма напряжений (не только первоначальной сжатой зоны) в этом случае аналогично работе автора [7]:

$$N_{bx} = A_{bx} \int_0^h \widetilde{\sigma}_{bx} dz = A_{bx} \left(\int_0^h \sigma_{bx} dz + \int_0^h \Delta\sigma_{bx} dz \right) \quad (3)$$

$$N_{by} = A_{by} \int_0^h \widetilde{\sigma}_{by} dz = A_{by} \left(\int_0^h \sigma_{by} dz + \int_0^h \Delta\sigma_{by} dz \right)$$

Дополнительный компонент суммы определяется по перпендикулярному направлению с действием обобщенного для призмы-узла коэффициента Пуассона μ , который является переменной величиной.

$$\int_0^h \Delta\sigma_{bx} = \mu \int_0^h \sigma_{by} dz \quad (4)$$

$$\int_0^h \Delta\sigma_{by} = \mu \int_0^h \sigma_{bx} dz$$

Вышеприведенные выражения описывают напряженное состояние в объеме бетона. На растянутую арматуру попадает часть напряжений другого направления, но значимое значение растягивающих напряжений не может быть передано на арматуру через объем бетона вследствие его низкой прочности на растяжение. Для обеспечения совместной работы арматуры с сжатым бетоном имеются распределенные связи сдвига, заключенные в объеме бетона каждого направления системы.

Это позволяет записать выражения равновесия сил в сечениях элементов с учетом влияния другого направления.

$$N_{bx} = N_{sx}; \quad N_{by} = N_{sy} \quad (5)$$

Как правило, равнодействующая сил, пришедшая с другого, даже более нагруженного направления, ниже первичной равнодействующей этого направления. Она увеличивает площадь зоны сжатия, соответственно увеличивается сила в растянутой арматуре. В итоге повышается интенсивность усилий этого направления.

Характер взаимодействия на разных уровнях нагрузки, разным соотношении по проценту армирования между направлениями и, как следствие, разных стадиях работы железобетона, разный по очертанию эпюр напряжений, цельности тела элемента, уровню напряжений в растянутой арматуре, ширине раскрытия трещин.

Если для анализа принять разницу по площади сечения арматуры в два раза, при одинаковой высоте сжатой зоны и равной площади сечения элемента, в момент образования трещин без учета взаимного влияния в

сжатой зоне соотношение усилий между направлениями составит 0,95. В растянутой зоне принята трапециевидная эпюра напряжений, построено уравнение равновесия сил в сечении при образовании трещины по методике, разработанной Э.Н. Кодышем, Н.Н. Трекиным, В.С. Федоровым, И.А. Тереховым [4].

С учетом взаимного влияния сил по формулам (3),(4),(5), считая, что коэффициент Пуассона $\mu=0,2$, соотношение усилий начинает отличаться больше и составляет 0,9. Этот эффект отмечался ранее в работах авторов [6].

После образования трещин и их росте и увеличения доли пластических деформаций в бетоне сжатой зоны (снижение модуля деформаций) изгибная жесткость элемента определяется выражением по СП 63.13330.2018:

$$D = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m), \quad (6)$$

где $E_{s,red} = E_s / \psi_s$, плечо сил в сечении принято $z = h_0 - \frac{1}{3} x_m$.

При увеличении ширины раскрытия трещин продольные силы в элементе и высота сжатой зоны нормальных сечений отличаются значительно. Более нагруженное, с большей изгибной жесткостью, направление через сжатую область узла влияет на менее нагруженное направление.

При сопоставимых числовых параметрах пересекающихся элементов высота сжатой зоны в зависимости от коэффициента неравномерности напряжений между трещинами (Мурашева) [12] $\psi_s = 0,3 - 1$ уменьшается в 1,42 раза. Имеет место нелинейный расчет железобетона, при увеличении нагрузки поэтапно корректируется изгибная жесткость исходя из усилий на предыдущем этапе.

В общем случае при моделировании нелинейного расчета железобетона, основной задачей является создание перехода от стадии образования трещин к работе элемента с трещинами. Базой такого перехода по К. Маскава, А. Римапмас, Н. Окамюра [14] может быть средняя нормальная деформация в нормальном и параллельном направлении к трещине, средняя деформация сдвига вдоль поверхности трещины и параметры деформации, представляющие траекторию истории нагружения. Однако, неразрывных функций, описывающих деформации растянутой арматуры до образования трещин и после еще не получено, что следует как из этого источника, так и работы Н.И. Карпенко [3,13,15,19].

По результатам определения изгибной жесткости распределение усилий между направлениями для двух пересекающихся элементов определяется по:

$$g_1 = \frac{G}{\left(\frac{B_1+B_2}{B_1}\right)l}, \quad (7)$$

где B_1 и B_2 – соответственно изгибные жесткости элементов направлений 1 и 2, l – длина (пролет) пересекающихся элементов.

В выражениях (3) площадь сжатой зоны бетона A_{bx} , A_{by} также является нелинейной величиной, зависящей от уровня нагрузки [10,11].

На стадии I высота сжатой зоны определяются по методике СП 63.13330.2018 с учетом рекомендаций [4].

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = Y - \sqrt{Y^2 - \frac{0.733 + \alpha_s(1 - \delta_s)}{0.733 - 0.5r}} \quad (8)$$

параметры материалов заключены в выражениях

$$r = \frac{R_{bn}}{10R_{bt,n}}, \alpha_s = \frac{30A_s}{R_{bt,n}bh},$$

где R_{bn} – нормативная прочность бетона на сжатие, $R_{bt,n}$ – нормативная прочность бетона на растяжение, A_s – площадь сечения растянутой арматуры, b и h – ширина и высота прямоугольного сечения. Условное обозначение Y , принятое для сокращения записи также содержит названные параметры.

На стадии II, после образования трещин, относительная высота сжатой зоны бетона от уровня нагрузки, величины неравномерности напряжений по длине арматурного стержня, также зависящего от уровня нагрузки:

$$\xi = \left[\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \alpha_{s2}} - \mu_s \alpha_{s2} \right], \quad (9)$$

$$\text{где } \alpha_{s2} = \frac{E_s}{E_{b,red}\psi_s}$$

Так как в растянутой зоне призм-узлов также проявляется объемное напряженное состояние и локальное увеличение жесткости, трещины около узлов не образуются или раскрываются меньше, чем у далее расположенных. Тогда среднее расстояние между трещинами l_{crc} становится меньше, чем у обычных балок. Максимальное снижение усилий около узлов происходит при $M_x = M_y$. Векторы растягивающих усилий N_{α} направлены под углом 45^0 к осям ребер (рис. 3).

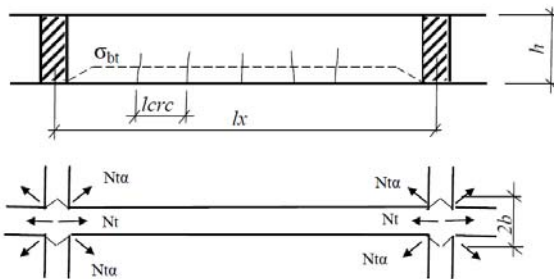


Рис. 3. Схема усилий и распределение растягивающих напряжений в зоне узлов

В результате, в зоне около узла на участке $2b$ напряжения снижаются до величины $\sigma_t^I = \cos 45^0 \sigma_{tx}$, т.е., максимально на 30%. Для этой ситуации должен быть введен начальный коэффициент неравномерности напряжений по длине арматуры $\psi_{sr} = 0,7 \psi_s$. Это указывалось ранее в работе автора [8].

Необходимо учитывать увеличение коэффициента Пуассона при дилатации бетона сжатой зоны. Характер зависимости коэффициента Пуассона неравномерно сжатой призмы узла пересечения элементов от уровня напряжений требует специального изучения, предварительно его можно принимать линейным. Принятие величины коэффициента Пуассона 0,3 приводит к изменению соотношения усилий до 10%.

При тестовых параметрах пересекающихся элементов с отличием площади сечения арматуры в растянутой зоне в 2,5 раза, высоте элементов 400 мм, коэффициенте Пуассона $\mu=0,2$, без учета взаимного влияния элементов соотношение по изгибающим моментам составило 2,7; с учетом взаимного влияния 1,7, что близко к экспериментальным данным, приведенным в [2,7].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Применение принципа взаимного влияния пересекающихся элементов через узел-призму с использованием коэффициента Пуассона позволит получить более адекватное распределение усилий в системе при нелинейной работе железобетона в стадии эксплуатации при больших уровнях нагрузки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бобров В.В. Методы оценки влияния различных факторов на процесс микроразрушений бетона под нагрузкой: дис. ... канд.техн.наук: 05.23.01. / Бобров Владимир Викторович. – Москва, 2015. – 128 с.
2. Головин Н.Г., Плотников А.Н. Расчет перекрестно-ребристых перекрытий с учетом физической нелинейности / Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т.1. Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и проектирование. Москва: МГСУ, 2014, с. 234 – 244.
3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
4. Кодыш Э.Н, Трекин Н.Н., Федоров В.С., Терехов И.А. Железобетонные конструкции. В 2-х частях. Часть 1. Расчет конструкций / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, В.С. Федоров, И.А. Терехов. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2022. – 388 с.
5. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Гостройиздат, 1962. – 96 с.
6. Порфирьева Е.Н., Иванов М.Ю., Плотников А.Н. Влияние изменения коэффициента Пуассона бетона при росте напряжений на прочность и деформативность пластин / Инженерные кадры – будущее инновационной экономики России. Материалы Всероссийской студенческой конференции: в 8 частях. Изд-во: Поволжский государственный технологический университет (г. Йошкар-Ола), 2015. – С. 144- 145.
7. Плотников А.Н. Прочность и деформативность перекрестно-ребристого перекрытия с учетом перераспределения усилий: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. / Плотников Алексей Николаевич. – Москва, 2013. – 268 с.
8. Плотников А.Н. Несущая способность железобетонных кессонных перекрытий с учетом пластических деформаций ребер // Современные

проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Сборник Международной научной конференции, посвященной 85-летию кафедры железобетонных и каменных конструкций и 100-летию со дня рождения Н.Н. Попова. Москва, 19-20 апреля 2016 г. Издательство: Нац. исследоват. Моск. гос. строит. ун-т.). С. 348 – 353.

9. Плотников А.Н. Усилия пересекающихся изгибаемых железобетонных элементов при нелинейном изменении жесткости / «Лолейтовские чтения – 150». Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям: сборник докладов Международной научно-практической конференции, посвященной 150-летию со дня рождения профессора, автора методики расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения, основоположника советской научной школы теории железобетона, основателя и первого заведующего кафедрой железобетонных конструкций Московского инженерно-строительного института (МИСИ) А.Ф. Лолейта. М: Издательство МИСИ-МГСУ. 2018. С. 346 – 350.

10. Плотников А.Н. Плечо пары сил в сечении железобетонного изгибаемого элемента на всех стадиях напряженного состояния / А.Н. Плотников, Н.В. Иванова // Современные вопросы механики сплошных сред – 2019. Сборник статей по материалам конференции с международным участием. – 2019. – С. 52–60.

11. Максимова Л.А., Плотников А.Н., Кузнецов А.В. Деформации шарнирно опертых железобетонных балок при нелинейной работе материалов для назначения параметров мониторинга / Л.А. Максимова, А.Н. Плотников, А.В. Кузнецов // Современные вопросы механики сплошных сред – 2021: сб. ст. по материалам III Международной конференции (23–24 ноября 2021 г., г. Чебоксары). – Чебоксары: ИД «Среда», 2021. – 17 – 30 с.

12. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. – М., 1950.

13. Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования: метод. пособ. / под рук. Н.И. Карпенко. – М., 2017.

14. Maekawa, K., Pimanmas, A., Okamura, H. Nonlinear mechanics of reinforced concrete. Spon press. London. 2003. – 721 p.

15. Mier, J. G. M. van. Fracture processes of concrete: assessment of material parameters for fracture models / by Jan G.M. van Mier. CRC Press. 2000. – 449 p.

16. K. Zilch, R. Niedermeier, W. Finckh. Strengthening of Concrete Structures with Adhesively Bonded Reinforcement. Design and Dimensioning of CFRP Laminates and Steel Plates. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany. 2014. – 148 p.

17. Häussler-Combe U. Computational Methods for Reinforced Concrete Structures. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany. 2015. – 338 p.

18. A.K. Samanta and S.Ghosh. Bond-Slip Effects on the Behaviour of RC Beam under Monotonic Loading – An Integrated 3D Computational Model using EAS Approach / Tech Science Press. CMC, vol.12, no.1, pp.1-37, 2009.

19. Несущая способность повреждённых опертых по контуру железобетонных перекрытий / А. Н. Плотников, А. В. Ежов, А. И. Сабанов, В. А. Иванов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции : материалы VIII Всероссийской (II Между-

народной) конференции, Чебоксары, 20–21 ноября 2014 года / Редакционная коллегия: Н.С. Соколов (отв. редактор), Д.Л. Кузьмин (отв. секретарь), А.Н. Плотников, Л.А. Сакмарова, А.Г. Лукин, В.Ф. Богданов, В.И. Тарасов. – Чебоксары: Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, 2014. – С. 307-317.

Плотников Алексей Николаевич, доцент кафедры строительных конструкций, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 34 70.

Аринина Надежда Николаевна, старший преподаватель кафедры строительных конструкций, аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; mirontik@mail.ru; +7 (8352) 62 34 70.

Иванов Михаил Юрьевич, старший преподаватель кафедры строительных конструкций, аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Сведения об авторах

Plotnikov Alexey Nikolaevich, Associate Professor of the Department of Building Structures, Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru, +7 (8352) 62 34 70.

Arinina Nadezhda Nikolaevna, Senior Lecturer of the Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: mirontik@mail.ru; +7 (8352) 62 34 70.

Ivanov Mikhail Yurievich, Senior Lecturer of the Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 34 70.

Для цитирования:

Плотников А.Н. Призма узла пересекающихся железобетонных элементов как связь влияния на усилия в системе/ А.Н. Плотников, Н.Н. Аринина, М.Ю. Иванов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 104–113.

Citation:

Plotnikov A.N. Prism of a node of intercepting reinforced concrete elements as a connection of influence on forces in the system/ A.N. Plotnikov, N.N. Arinina, M. Yu. Ivanov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 104–113.

УДК 69.07

ЗАДАНИЕ НАГРУЗКИ ОТ ПОЖАРНЫХ МАШИН НА КРОВЛЮ ПОДЗЕМНЫХ АВТОСТОЯНОК ПРИ РАСЧЕТЕ

*А.Н. Плотников,
А.Г. Николаева,
М.Ю. Иванов*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье приведены случаи из практики задания нагрузки от пожарных машин в расчетной схеме подземной автостоянки. А также проблематика связанная со способом ее приложения.

Ключевые слова: КЭ-элемент, оболочка, нагрузка

SETTING THE LOAD FROM FIRE TRUCKS ON THE ROOF OF UNDERGROUND PARKING LOTS WHEN CALCULATING

Abstract: the article presents cases from the practice of setting the load from fire trucks in the design scheme of an underground parking lot. As well as problems related to the way it is applied.

Keywords: CE-element, shell, load

ВВЕДЕНИЕ

При выполнении расчета каркаса многоэтажного жилого здания поз.13, 12а в микрорайоне №3 жилого района «Садовый» г. Чебоксары с 2-уровневой подземной автостоянкой, расположенной под территорией внутреннего двора. В данной ситуации было необходимо задать нагрузку от пожарных машин на кровлю автостоянки, т.к. над автостоянкой находится подъезд к дому и парковка (рис.1).

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

При составлении расчетной схемы встал вопрос, каким образом смоделировать данную нагрузку.

По рекомендации п. 9.2.[1] расчетная нагрузка от транспортных средств общей массой свыше 16т, в том числе пожарного автотранспорта, на покрытие подземной части здания следует принимать согласно техническим данным транспортных средств и в соответствии с заданием на проектирование. При отсутствии паспортных данных транспортных средств следует принимать нормативное значение нагрузки от веса пожарных автомобилей не менее 36 кПа (кН/м²)



Рис. 1 Генплан поз.13, 12а МКР №3 жилого района «Садовый» г. Чебоксары

А также в соответствии с п 9.3.[1] Расчетные значения нагрузок от пожарных автомобилей, действующие на покрытие подземной части здания, доступное для их проезда, следует принимать в зависимости от класса автомобилей, но не менее 160 кН на каждую ось, или равными 450 кН, прикладываемыми в наиболее неблагоприятном возможном положении

Размеры площадки для передачи нагрузки от колес пожарного автомобиля на покрытие проезжей части следует принимать равными 0,2x0,6 м, а размеры основания выносной опоры или специальной подкладки – 0,5x0,5 м. п 9.5.[1]

В соответствии с требованиями прил.3[2] количество пожарных машин принимается из расчета их расположения в несколько рядов на расстоянии от здания – 10 м по одной машине на каждые 30 м фасада. При этом количество рядов машин должно быть не менее 2 с расстоянием между ними 15 м. При расчете нагрузок масса от каждого автомобиля принимается равной 46 т, количество осей 4. Распределение нагрузки происходит по осям автомобиля: нагрузка на две передние оси принимается по 75 кН (7,5т), на две задние оси по 155 кН (15,5т)

Как следует из вышеизложенных рекомендаций, нагрузка от пожарных машин задается либо в виде распределенной нагрузки по площади, либо нагрузкой-штампом размером с площадку опирания, либо в виде сосредоточенных нагрузок на каждую ось автомобиля.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

При задании нагрузки в расчетной схеме автостоянки было необходимо определить самое невыгодное расположение нагрузки от пожарных автомобилей, предусмотрев различные ситуации развития событий [3-7]. Также необходимо было определиться со способом задания этой нагрузки, чтобы получить адекватные результаты.

Нагрузка-штамп предназначена для задания нагрузок, распределенных по заданной линии или площади. Нагрузка-штамп задается сосредоточенными силами, регулярно приложенными вдоль заданной линии или внутри заданного контура (рис.2)

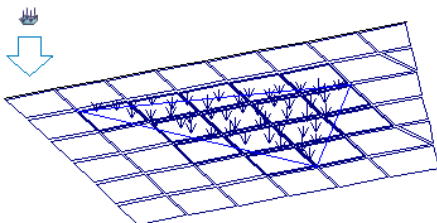


Рис. 2 нагрузка-штамп.

Сосредоточенная сила на пластину – для задания параметров нагрузки необходимо указать величину силы P , ее привязки A и B к первому узлу пластины (координаты точки приложения нагрузки в плоскости $X1OY1$ местной системы координат пластины) (рис. 3,а). Равномерно-распределенная нагрузка – для задания параметров нагрузки указывается величина интенсивности по всей площади пластины (рис. 3,б).

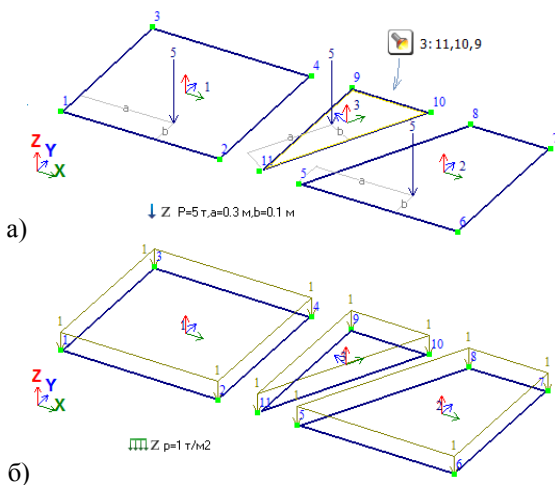


Рис. 3 Виды нагрузок.

В случае моделирования нагрузки от пожарных машин, сосредоточенную нагрузку можно приложить и в узел конечно-элементной сетки. Правда, это может привести к скачку величины напряжений в области приложения узловой нагрузки большого значения.

При расчете модели автостоянки были рассмотрены несколько вариантов приложения нагрузки по рекомендациям [1-2]. Первый вариант – равномерно-распределенная нагрузка не менее 36 кН/м² (рис.4). Второй вариант в виде сосредоточенной нагрузки от колес автомобиля на расстоянии между двумя передними осями – 1,5м, между 2 и 3 осями -3,52м, между 3 и 4 осями – 1,38м со значением 75 кН на передние оси и по 155кН на задние оси (рис.5). Третий вариант в виде нагрузки-штампа размером 0,2*0,6м (рис.6). Все нагрузки были заданы с учетом коэффициента надежности 1,2.

По результатам расчета плиты покрытия автостоянки было подобрано армирование для всех трех вариантов приложения нагрузки:

№ варианта нагрузки	Нижнее армирование по Y, см ² /1м	Нижнее армирование по X, см ² /1м	Верхнее армирование по Y, см ² /1м	Верхнее армирование по X, см ² /1м
1	21,37	13,35	36,44	36,44
2	15,71	11,31	30,2	18,38
3	24,66	15,71	30,2	24,66

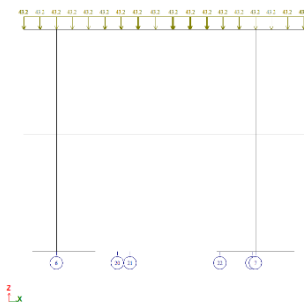


Рис. 4 Схемы загрузки покрытия автостоянки равномерно-распределенной нагрузкой от пожарных машин (фрагмент)

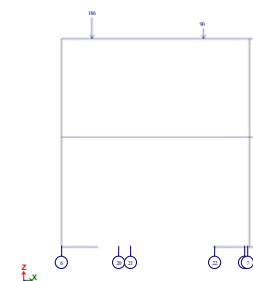


Рис. 5 Схемы загрузки покрытия автостоянки сосредоточенной нагрузкой от пожарных машин (фрагмент)

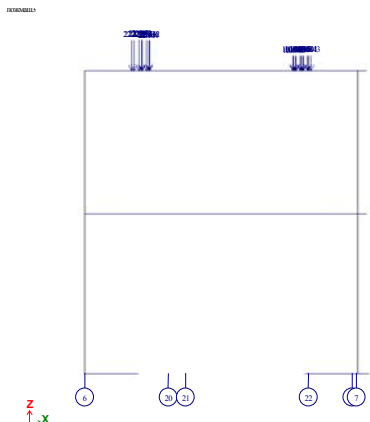


Рис. 6 Схемы загрузки покрытия автостоянки нагрузкой-штамп от пожарных машин (фрагмент)

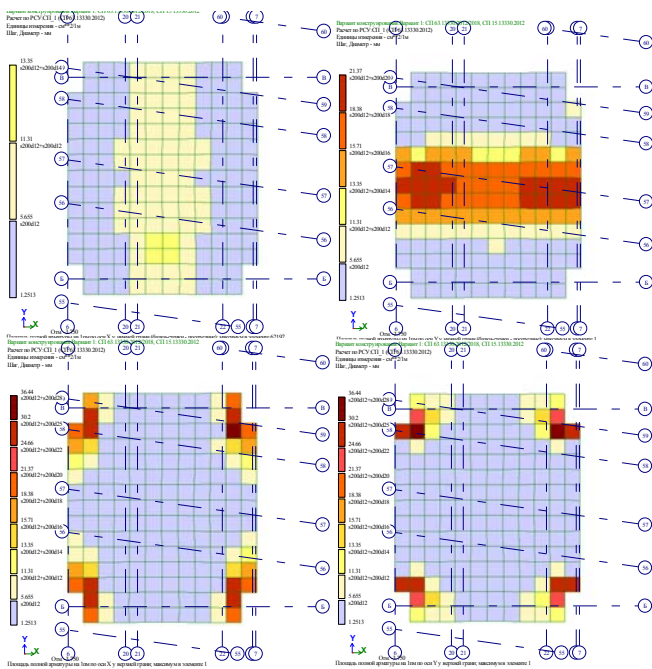


Рис. 7 Схемы армирования покрытия автостоянки от первого варианта нагрузки (фрагмент)

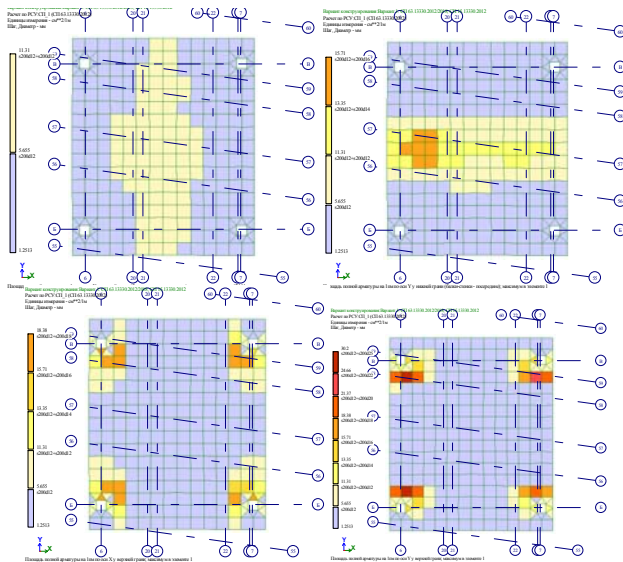


Рис. 8 Схемы армирования покрытия автостоянки от второго варианта нагрузки (фрагмент)

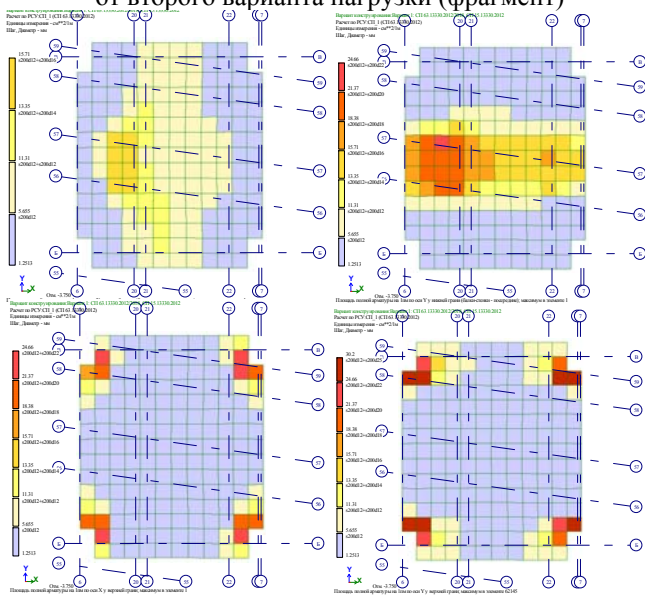


Рис. 9 Схемы армирования покрытия автостоянки от третьего варианта нагрузки (фрагмент)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При анализе результатов расчета и подбора армирования плиты перекрытия автостоянки, было принято решение: рассматривать приложение нагрузки от пожарных машин в виде равномерно-распределенной нагрузки; предусмотреть ее расположение по всей вероятной площади их расположения, а именно, по площади дорог, парковок и тротуаров, согласно генплану.

Так как при задании нагрузки от пожарных машин в виде сосредоточенных сил и нагрузки-штампа сложно предусмотреть вероятное их расположение.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия.
2. МГСН 3.01-01 Жилые здания.
3. Плотников А.Н. Методы предельного равновесия и главных напряжений для опертых по контуру перекрытий из конструкционного керамзитобетона/ Порфирьева Е.Н., Иванов М.Ю., Плотников А.Н. // В сборнике: Строительство – формирование среды жизнедеятельности. XXI Международная научная конференция: сборник материалов семинара «Молодежные инновации». 2018. С. 276-282.
4. Иванов, В. А. Конечно-элементная методика решения трехмерной задачи динамики конструкций, подкрепленных системой армирующих элементов / В. А. Иванов, А. И. Кибец, Ю. И. Кибец // Проблемы прочности и пластичности. – 2019. – Т. 81. – № 2. – С. 191-201.
5. Плотников, А. Н. Расчет многоэтажных зданий с железобетонным каркасом, учитывающий распределение усилий в эксплуатационной стадии / А. Н. Плотников, А. Г. Николаева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции : материалы III Международной (IX Всероссийской) конференции, Чебоксары, 23–24 ноября 2016 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, 2016. – С. 109-118.
6. Иванова, Н. В. Влияние процента армирования на НДС элементов рамных каркасов многоэтажных зданий при расчете с учетом возведения / Н. В. Иванова, А. Г. Николаева // Современные вопросы механики сплошных сред 2017 : Сборник статей по материалам конференции (круглого стола) с международным участием, Чебоксары, 14–15 сентября 2017 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, 2017. – С. 38-42.
7. Плотников, А. Н. Проектирование железобетонного многоэтажного рамного каркаса : по укрупненной группе специальностей и направлений подготовки 08.00.00 Техника и технологии строительства в качестве учебного пособия для обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство (уровень бакалавриата) и специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений / А. Н. Плотников, Н. Н. Арина, О. С. Яковлева. – Чебоксары : Общество с ограниченной ответственностью «Издательский дом «Среда», 2021. – 132 с.

Сведения об авторах

Плотников Алексей Николаевич, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Николаева Анастасия Георгиевна – ст. преподаватель ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н.Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: nag_sf@mail.ru

Иванов Михаил Юрьевич, ст. преподаватель кафедры строительных конструкций, аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Plotnikov Alexey Nikolaevich – Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Nikolaeva Anastasia Georgievna – senior lecturer of the "Chuvash state University named I. N. Ulyanov", Cheboksary, Russia, e-mail: nag_sf@mail.ru

Ivanov Mikhail Yurievich, senior lecturer of the Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:

Плотников А.Н. Задание нагрузки от пожарных машин на кровлю подземных автостоянок при расчете/А.Н. Плотников, А.Г. Николаева, М.Ю. Иванов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 114–121.

Citation:

Plotnikov A.N. Setting the load from fire trucks on the roof of underground parking lots when calculating / A.N. Plotnikov, A. G. Nikolaeva, M.Y. Ivanov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 114–121.

УДК 624.046.2

УЧЕТ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ПРИ РАСЧЕТЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

Д.С. Попов

Московский государственный
строительный университет,
г. Москва, Россия

Аннотация: в статье предложен метод определения понижающих коэффициентов жесткости при расчете монолитных железобетонных перекрытий на основании фактического армирования и значения изгибающего момента.

Ключевые слова: железобетон, физическая нелинейность, численные исследования, жесткостные характеристики, модуль упругости.

CONSIDERATION OF PHYSICAL NONLINEARITY IN THE CALCULATION OF MONOLITHIC REIN- FORCED CONCRETE STRUCTURES OF BUILDINGS

Abstract: the article proposes a method for determining the reducing stiffness coefficients in the calculation of monolithic reinforced concrete floors based on the actual reinforcement and the value of the bending moment.

Keywords: reinforced concrete, physical nonlinearity, numerical studies, stiffness characteristics, modulus of elasticity.

ВВЕДЕНИЕ

Для всех железобетонных конструкций характерна физическая нелинейность, обусловленная образованием и развитием трещин, разупрочнением бетона при нагружении и пластическими деформациями арматуры [1, 3, 4, 6]. Как результат в зависимости от уровня напряженного состояния жесткость железобетонных элементов оказывается переменной по длине, что необходимо учитывать для достоверной оценки деформаций и силового сопротивления конструкций [5, 7].

На современном этапе расчет и проектирование железобетонных конструкций выполняется с помощью программных комплексов, способных анализировать работу элементов в нелинейной постановке, что позволяет выявлять дополнительные резервы несущей способности, а также учитывать изменение жесткостных характеристик в процессе нагружения конструкций эксплуатационными нагрузками [2].

В практике, проектирование железобетонных конструкций выполняется в два этапа. На первом этапе в расчетной модели здания используются упругие конечные элементы, а нелинейная работа железобетонных

элементов учитывается путем умножения модуля упругости бетона на условные понижающие коэффициенты, что приводит к уменьшению жесткости элементов имитируя образования и развитие трещин. В нормативных документах [8] данные поправочные коэффициенты принимаются: 0,6 – для вертикальных несущих элементов; 0,2 – для горизонтальных несущих элементов при наличии трещин; 0,3 – для горизонтальных несущих элементов при отсутствии трещин.

После определения конкретного армирования конструкций с учетом условных понижающих коэффициентов, выполняется второй этап расчета используя нелинейные свойства бетона и арматуры на предмет деформаций конструкций.

Стоит отметить, что выполнение нелинейных расчетов многоэтажных жилых и промышленных зданий с учетом грунтов оснований в программных комплексах является достаточно трудо- и ресурсозатратной задачей, а также требует значительных вычислительных мощностей компьютеров. Как результат выполнение нелинейных расчетов (учитывающие нелинейные свойства бетона и арматуры) не производят, ограничиваясь учетом условных понижающих коэффициентов, имитирующих уменьшение жесткостных характеристик.

Использование условных понижающих коэффициентов приведет к иному перераспределению возникающих усилий в конструкциях, так же стоит отметить, что изменение деформаций (прогибов) напрямую зависит от изменения жесткости элементов. Тем самым корректное назначение данных коэффициентов железобетонным конструкциям является актуальным вопросом, требующий дополнительных исследований.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Необходимостью исследования понижающих коэффициентов обуславливается отсутствием в нормативной или научной литературе разрешающих уравнений или подходов для определения их конкретного значения.

Целью численного исследования является, нахождение понижающих коэффициентов к модулю упругости бетона, позволяющих моделировать нелинейную работу железобетонных конструкций.

Идея метода заключается в нахождении понижающих коэффициентов в зависимости от армирования и действующего изгибающего момента в конечном элементе линейной расчетной модели.

Для достижения поставленной цели в программном комплексе Лира моделировалось трехпролетное монолитное перекрытие толщиной 200мм с шагом колонн 6000мм (Рис. 1), бетон класса В25, арматура класса А500.

Для полноценного сравнительного анализа исследуемых параметров создавалось четыре расчетных моделей с различными жесткостными характеристиками: схема 1 – с начальным модулем упругости бетона; схема 2 – с учетом условных понижающих коэффициентов согласно [8]; схема 3 – с учетом понижающих коэффициентов, определенных в зависимости от армирования и действующего изгибающего момента; схема 4 – модель с нелинейными свойствами бетона и арматуры.

Для схемы 4 (Таб. 1) приведены значение $\sigma - \epsilon$ нелинейных законов деформирования бетона и арматуры (Рис. 2).

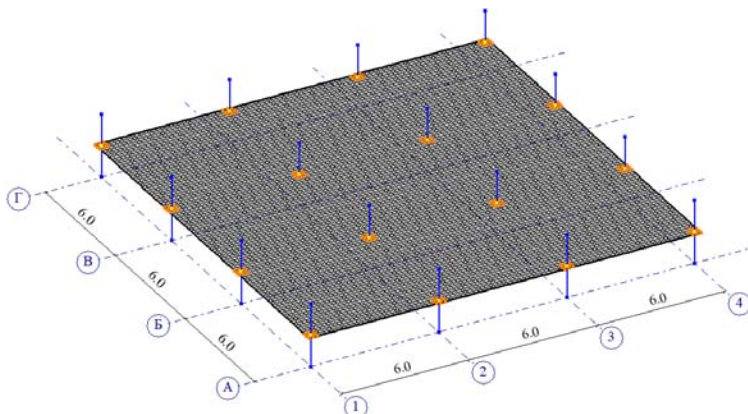


Рис. 1 – Расчетная схема монолитного перекрытия

Таб. 1 – Экспоненциальные законы деформирования бетона и арматуры

№	$E_0(-)$, т/м ²	$E_0(+)$, т/м ²	Sig (-), т/м ²	Sig (+), т/м ²	Eps (-)	Eps (+)
Экспоненциальный закон деформирования арматуры (№11)						
1	20000000.0	20000000.0	-40000.0	43500.0	-0.02	0.025
Экспоненциальный закон деформирования для железобетона (№35)						
2	3060000.0	3060000.0	1890.0	163.0	-0.0035	0.0002

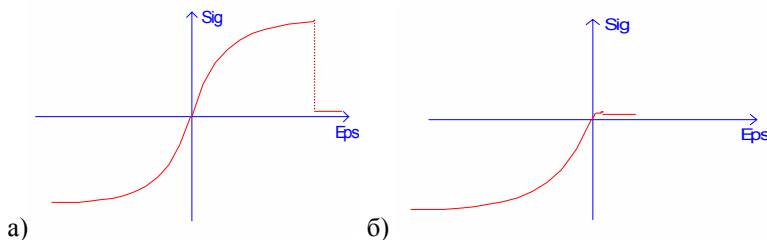


Рис. 2 – Экспоненциальный закон деформирования арматуры (а) и бетона (б)

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

На первом этапе выполним расчет и конструирование монолитной плиты перекрытия для схемы 1 (с начальным модулем упругости бетона) при действии сочетания нагрузок от постоянной, длительной и кратковременной нагрузок. Результатом подбора является следующее армирование: основное армирование – Ø8 шагом 200мм; дополнительное нижнее армирование в пролете – Ø6 шагом 200мм; дополнительное верхнее армирование в опорной части плиты – Ø18 шагом 200мм.

Определим момент трещинообразования M_{cr} и предельный изгибающий момент M_{ult} для каждой зоны армирования плиты перекрытия согласно [11], полученные значения представлены в таблице 2.

Таб. 2 – M_{crc} и M_{ult} для каждой зоны армирования плиты

Зона армирования	Армирование	Момент трещ., M_{crc} , тм	Предельный момент, M_{ult} , тм
Основное	Ø8 шагом 200мм	1,4	1,59
Пролетная часть	Ø8 + Ø6 шагом 200мм	1,42	2,64
Опорная часть	Ø8 + Ø18 шагом 200мм	1,52	10,07

При определении понижающих коэффициентов будем обуславливаться следующими критериями:

$$\text{при } M < M_{crc} \quad k = \frac{E_i}{E_0} = 1,0; \quad (1)$$

$$\text{при } M = M_{ult} \quad k = \frac{E_i}{E_0} = 0,2; \quad (2)$$

$$\text{при } M_{crc} \leq M \leq M_{ult} \quad k = \frac{E_i}{E_0} = 1,0 \dots 0,2 \quad (3)$$

где M – внешний изгибающий момент.

Коэффициент (1) принимается равным 1,0 из условия отсутствия трещин в растянутой зоне бетона, следовательно, жесткость элемента не изменяется. Коэффициент (2) принимается 0,2 из условия достижения предельного изгибающего момента и минимального значения условного понижающего коэффициента согласно действующих норм [8]. Для определения промежуточных значений понижающих коэффициентов (3) построены графические зависимости $k = E_i/E_0$ от изгибаемого момента относительно каждой зоны армирования плиты перекрытия (Таб. 2) и представлены на рисунках Рис. 3, Рис. 5.

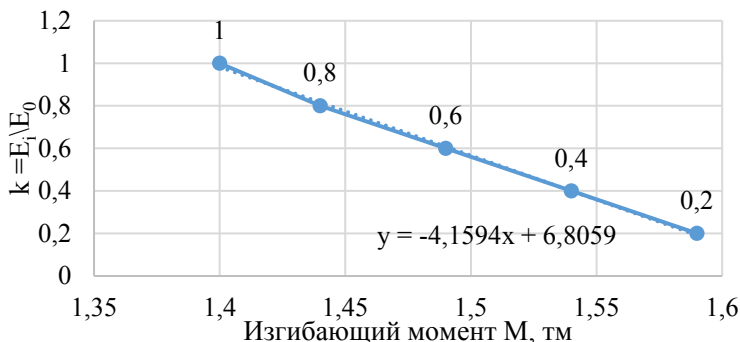


Рис. 3 – Зависимость понижающего коэффициента от изгибающего момента для зон плиты перекрытия с основным армированием

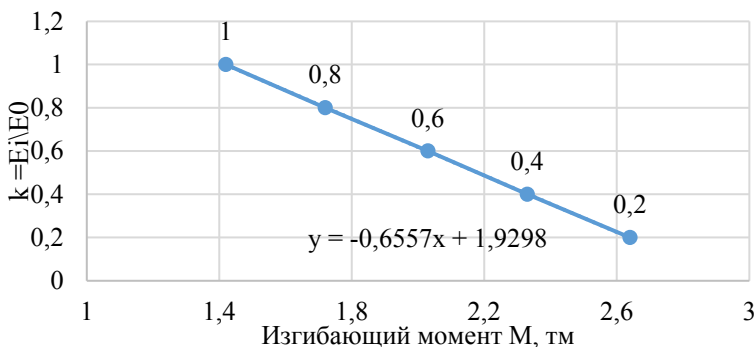


Рис. 4 – Зависимость понижающего коэффициента от изгибающего момента для зон плиты с дополнительным нижним армированием

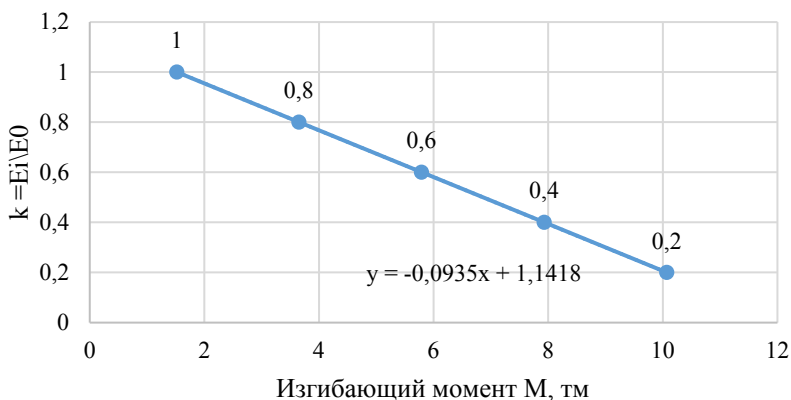


Рис. 5 – Зависимость понижающего коэффициента от изгибающего момента для зон плиты с дополнительным верхним армированием

На рисунках Рис. 3 Рис. 5 показаны линейные функции, с помощью которых можно определить значение коэффициентов, понижающих жесткость элемента в зависимости от его армирования и действующего изгибающего момента. Для задания новых жесткостей конечным элементам в расчетной модели (схема 3) использовалось несколько интервалов коэффициентов: 0.2-0.4; 0.4-0.6; 0.6-0.8 и 0.8-1.0 (Рис. 6).

После назначения новых жесткостных характеристик КЭ плиты перекрытия, расчет выполнялся повторно и сравнивался с эталонными значениями изгибающих моментов и перемещений, определенных в модели с нелинейными свойствами бетона и арматуры (схема 4).

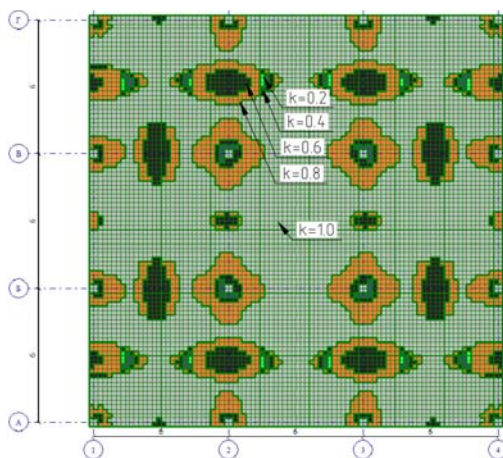


Рис. 1 – Мозаика новых назначенных жесткостей КЭ перекрытия (схема 3)

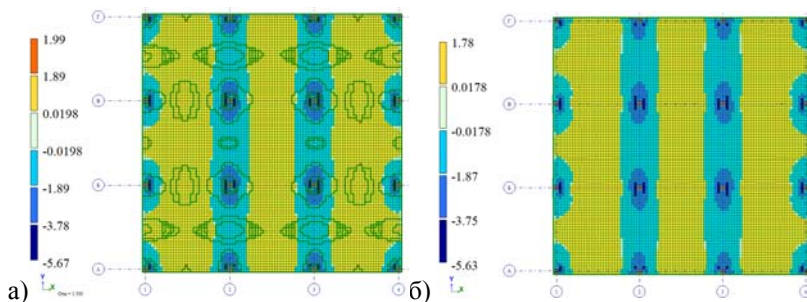


Рис. 2 – Возникающие изгибающие моменты в плите перекрытия ($M_x=M_y$) в схеме 3 (а) и схеме 4 (б)

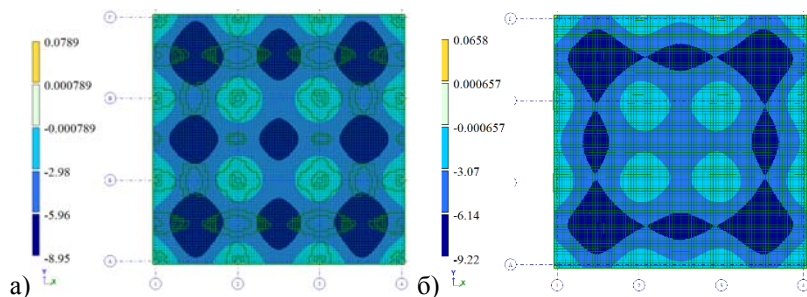


Рис. 3 – Возникающие прогибы в плите перекрытия в схеме 3 (а) и схеме 4 (б)

На основании выполненных расчетов четырех расчетных моделей с различными жесткостными характеристиками в таблице Таб. 1 выполнено сопоставление изгибаемых моментов и перемещений монолитной плиты перекрытия.

Таб. 1 – Сравнение изгибаемых моментов и перемещений монолитной плиты перекрытия в исследуемых схемах

Параметр	Схема 1	Схема 2	Схема 3	Схема 4
Изгибающий момент в пролете	2,01	1,99	1,99	1,78
Изгибающий момент на опоре	-6,42	-5,92	-5,67	-5,63
Максимальное перемещение	-3,73	-12,8	-8,95	-9,22

Согласно сравнительных результатов, представленных в таблице 3 наибольшую сходимость с эталонными значениями изгибающих моментов и перемещений полученных в нелинейном расчете (схема 4) имеют значения в схеме 3 полученных с учетом понижающих коэффициентов, определенных в зависимости от армирования и действующего изгибающего момента (

Рис. ,Рис.), так расхождения составляют для изгибающего момента в пролете 11%, изгибающего момента на опоре 1%, максимальных вертикальных перемещений 3%.

Стоит отметить, что значения изгибающих моментов при расчете по действующим нормам [8] имеют достаточно сопоставимые значения (схема 2), при этом максимальные значения перемещений значительно превышают перемещений нелинейного расчета на 38%, что показывает необходимость корректировки и адаптации условных понижающих коэффициентов.

Достаточно закономерными являются завышенные значения изгибающих моментов и заниженное значение максимального перемещения (схема 1) при начальных жесткостных характеристиках (без трещин) железобетонного перекрытия.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенного численного исследования монолитных железобетонных перекрытий с различными жесткостными характеристиками можно сделать следующие выводы:

1. Полученные достаточно сопоставимые расхождения изгибающих моментов 1-11% и максимальных перемещений 3% с результатами нелинейного расчета показывают, что подход с использованием понижающих коэффициентов для жесткостных характеристик, определенных в зависимости от армирования и действующего изгибающего момента можно использовать, при этом выполняя только линейные расчеты.

2. При использовании условных понижающих коэффициентов 0.2, 0.3 и 0.6 определенных действующими нормами, значения изгибающих моментов имеют сопоставимые значения относительно нелинейного расчета 5-11%, при этом вертикальные деформации значительно отличаются и составляют 38%, что указывает на необходимость выполнения второго этапа расчета конструкций с нелинейными свойствами бетона и арматуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Галустов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций. М.: Физматгиз, 2006. 248 с.
2. Городецкий А. С., Барабаш М.С. Учет нелинейной работы железобетона в ПК ЛИРА-САПР. Метод «Инженерная нелинейность» // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2016. – № 2 (12). – С. 92-98.
3. Залесов А. С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е. А. Учет физической нелинейности при расчете железобетонных монолитных конструкций высотных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. – 2005. – № 1. – С. 4-8.
4. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 413 с.
5. Семенов Д.А. Влияние диаграммы бетона ($\sigma - \epsilon$) на результаты расчета нормального сечения железобетонного элемента по нелинейной деформационной модели // Бетон и железобетон. – 2015. – №3. – С. 23–26.
6. Тамразян А.Г., Есаян С.Г. Механика ползучести бетона. – М.: МГСУ, 2012. – 524 с.
7. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Трекин Д.Н. Совершенствование метода оценки трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов // Бетон и железобетон. – 2020. – №1. – С. 61-64.
8. Dolny P, Kamiński K. (2017). Research in Redistribution of Bending Moments in the Beams of Reinforced Concrete Early Loaded. Procedia Engineering, 172. 883-890. 10.1016/j.proeng.2017.02.096.
9. Visintin P, Ali M, Xie T, Sturm A. (2018). Experimental investigation of moment redistribution in ultra-high performance fibre reinforced concrete beams. Construction and Building Materials. 166. 433-444. 10.1016/j.conbuildmat.2018.01.156.
10. СП 430.1325800.2018. Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования. – М.: Минстрой России, 2018. – 67 с.
11. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Минстрой России, 2018. – 168 с.

Сведения об авторах

Попов Дмитрий Сергеевич, к.т.н., доцент, Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

Popov Dmitry S. Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Для цитирования:

Попов Д.С. Учет физической нелинейности при расчете монолитных железобетонных конструкций зданий/ Д.С. Попов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 122–129.

Citation:

Popov D.S. Consideration of physical nonlinearity in the calculation of monolithic reinforced concrete structures of buildings / D.S. Popov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 122–129.

УДК 624.046.2

ПРИМЕНЕНИЕ АВТОРСКОЙ ТЕОРИИ И ДИАГРАММНОГО МЕТОДА В РАСЧЕТАХ КАМЕННЫХ КЛАДОК С СЕТЧАТЫМ АРМИРОВАНИЕМ

**Б.С. Соколов,
А.Б. Антаков,
К.А. Фабричная**

Казанский государственный
архитектурно-строительный университет
г. Казань, Россия

Аннотация: современное состояние в области применения каменных кладок характеризуется множеством конструктивных и технических решений, многообразием характеристик применяемых материалов и изделий. При этом проектирование каменных, армокаменных конструкций и их усиления выполняется на основе эмпирических методик и зависимостей, полученных в XX веке. Проведены комплексные исследования, включающие компьютерное моделирование и физические эксперименты. Установлено, что использование нормативных методик приводит к занижению величин несущей способности. Авторами напряженно-деформированное состояние рассматривается с позиций теории силового сопротивления анизотропных материалов при сжатии. Разработана новая методика расчета кладок с сетчатым армированием.

Ключевые слова: строительство, конструкции, каменная кладка, прочность, сетчатое армирование, сжатие.

APPLICATION OF AUTHOR'S THEORY AND DIAGRAM METHOD IN CALCULATIONS OF MASONRY WITH MESH REINFORCEMENT

Abstract: the current state in the field of use of masonry is characterized by a variety of structural and technical solutions, a variety of characteristics of the materials and products used. At the same time, the design of stone, reinforced stone structures and their reinforcement is carried out on the basis of empirical methods and dependencies obtained in the twentieth century. Comprehensive studies were carried out, including computer modeling and physical experiments. It has been found that the use of regulatory techniques leads to an underestimation of the load-bearing capacity. The authors consider the stressed-deformed state from the standpoint of the theory of force resistance of anisotropic materials during compression. A new method for calculating masonry with mesh reinforcement has been developed.

Keywords: construction, structures, masonry, strength, mesh reinforcement, compression.

ВВЕДЕНИЕ

Современное состояние в области применения каменных кладок характеризуется множеством конструктивных и технических решений, многообразием характеристик применяемых материалов и изделий. При этом проектирование каменных, армокаменных конструкций и их усиления выполняется на основе эмпирических методик и зависимостей, полученных в XX веке. Анализ работ отечественных и зарубежных ученых: Л.И. Онищика, Г.А. Гениева, Л.Д. Проскуракова, И.П. Прокофьева, Г.П. Передерий, Н.Н. Аистова, В.А. Гастева, Н.А. Попова, В.П. Некрасова, А.А. Гвоздева, И.А. П.Л. Рохлина, С.А. Семенцова, А.А. Шишкина, И.Т. Котова, В.А. Камейко, Н.И. Кравчени, Г.Н. Бруснецова, В.Э. Будрейко, Б.С. Соколова, Т.И. Барановой, Н.Н. Ласькова, В.В. Пангаева, П.Г. Комохова, Ю.А. Беленцова, Г.Г. Кашеваровой, А.В. Грановского, А.И. Бедова, О.В. Кабанцева, В.Н. Деркач, С.Ю. Лихачевой, В.С. Плевкова, Тонких Г.П., Хаткевич А.М., Поздеева В.М., Плотникова А.Н. и других [8-16], не смотря на некоторые полемические разногласия в подходах, терминах и трактовках явлений, позволили выявить и сформулировать понятия, определяющие направление дальнейших исследований и особенности расчетных предпосылок:

- каменная кладка – композитный материал с регулярной структурой и разномодульными включениями, проявляющий анизотропные свойства под нагрузкой;

- кирпич или камень в составе кладки находится в условиях сложного напряженного состояния, зависящего от внешних действующих усилий и конструктивных несовершенств – вариативность физико-механических свойств растворных швов и собственные дефекты кирпича;

- в сжатых элементах кирпич/камень воспринимает вторичные растягивающие напряжения в поперечных направлениях, тогда как раствор постельных швов сжат;

- при определении прочности конструкций из каменной кладки на сжатие должны учитываться сопротивления составляющих материалов на растяжение и сдвиг;

- наиболее достоверно НДС элементов и конструкций из каменных кладок описывается экспериментальными диаграммами деформирования. Теоретические построения с использованием методик СП (СНиП), Еврокод 6 относительно достоверны в пределах упругой стадии работы кладки.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Авторы занимаются данной проблематикой с позиций теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию. Теория сопротивления анизотропных материалов при сжатии разработана проф. Соколовым Б.С. в 1980-е годы и представляет собой подход к оценке прочности бетонных и железобетонных конструкций и элементов на основе физической модели, методики расчета, учитывающие все возможные схемы и механизмы разрушения, в том числе при местном действии нагрузки, двух- и трехосном сжатии с построением соответствующих критериев прочности [1]. На данном этапе развитие теории, как инструмента научного познания и практического проектирования, заключается в разра-

ботке методик расчета каменных и армокаменных кладок с использованием диаграмм деформирования материалов, позволяющих выполнять комплексную оценку НДС сжатых конструкций в диапазоне внешних нагрузок от 0 до разрушающей, в том числе в условиях сложного напряженного состояния [2-7].

Условие прочности теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию описывает механизмы разрушения материала напряженных зон при достижении предельного состояния:

$$N_{ult} \leq (N_t \cos \alpha + N_{sh}) / \sin \alpha + N_{ef}, \quad (1)$$

где N_{ult} – предельное значение сжимающего усилия, действующего на конструкцию или элемент;

$N_t = R_t A_t$ – растягивающее усилие, действующее по площади поверхности/поверхностей отрыва в средней сжато-растянутой области;

$N_{sh} = R_{sh} A_{sh}$ – усилие сдвига, действующего по поверхностям клиновидных приопорных зон;

$N_{ef} = R_{ef} A_{ef}$ – сжимающее усилие, действующее в пределах ядра сжатия;

R_t , R_{sh} , R_{ef} – соответственно сопротивления кладки растяжению, сдвигу и раздавливанию, а A_t , A_{sh} , A_{ef} – площади растяжения, сдвига и ядра сжатия:

$$A_t = (h - l \sin \alpha \cos \alpha) b, \quad (2)$$

$$A_{sq} = l(1 + \sin^2 \alpha) \cos \alpha, \quad (3)$$

$$A_{ef} = l^2 \sin^4 \alpha, \quad (4)$$

$$\alpha = \arctg(0,25 R / R_t - 1,56), \quad (5)$$

где α – угол наклона граней клина к поверхности грузовой площадки, определяемый в зависимости от соотношения нормативных сопротивлений материала сжатию и растяжению.

Прочность материала на сжатие из (1) выражается через соответствующие сопротивления растяжению и сдвигу при $R \approx R_{ef}$:

$$R = k_1 R_t \operatorname{ctg} \alpha + k_2 R_{sh} / \sin \alpha, \quad (6)$$

где $k_1 = A_t / (A - A_{ef})$, $k_2 = 2A_{sh} / (A - A_{ef})$.

В работе [7] описан алгоритм построения диаграмм деформирования материалов сжатого элемента из каменной кладки в характерных напряженных зонах с учетом особенностей стадий НДС, последовательно протекающих по мере увеличения внешней нагрузки. Совмещенные в части приведения величин относительных деформаций диаграммы деформирования приведены на рис. 1.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для анализа НДС сжатых элементов с сетчатым армированием и формирования аналитических зависимостей рассматриваются характерные стадии: упругая работа, появление и развитие трещин, разрушение (рис. 2).

В диапазоне величин внешних нагрузок от 0 до N_{cr} в сжато-растянутой зоне значения напряжений с учетом совместности работы равны $\sigma_t = \sigma_s$. Достижение предела прочности материала кладки характеризуется наличием поверхности площадью A_t с равномерным распределением

напряжений R_t . При этом напряжения в стержнях сеток снижают интенсивность растяжения и, соответственно, повышают приведенное сопротивление материала R_t^* (рис. 3):

$$\sigma_t^* = (N_t - \Sigma N_s) / A_t \rightarrow R_t^* \quad (7)$$

$N_t = \sigma_t A_t$ – растягивающее усилие, как следствие поперечного расширения сжатого элемента;

ΣN_s – суммарное усилие в стержнях сеток, расположенных в пределах высоты сжато-растянутой зоны h_t с шагом S :

$$\Sigma N_s = \sigma_s A_s (h_t / S). \quad (8)$$

Приведенное сопротивление материала растяжению будет равно:

$$R_t^* = R_t + \sigma_s (A_s / A_t) \quad (9)$$

С учетом совместности работы до образования трещины $\sigma_t = \sigma_s$:

$$R_t^* = R_t + R_t \mu = R_t (1 + \mu), \quad (10)$$

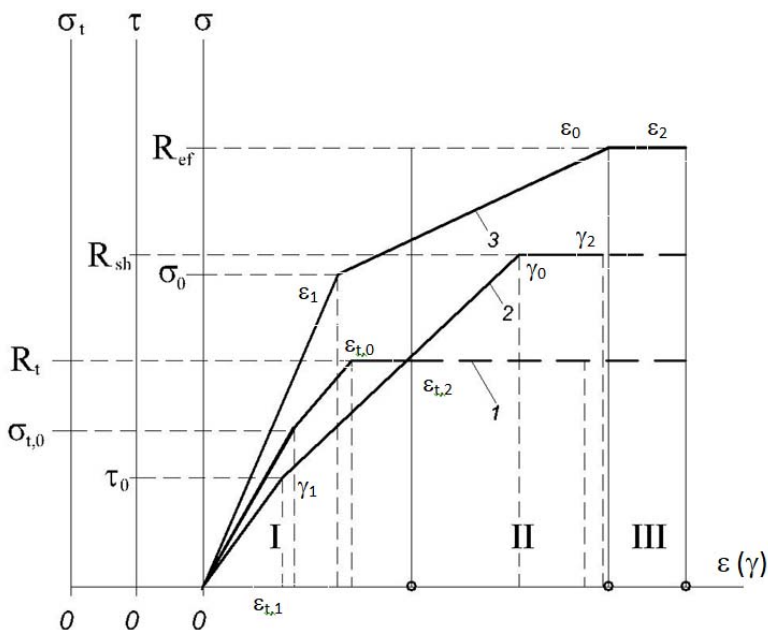


Рис. 1. Диаграммы деформирования:

1, 2, 3 – теоретические зависимости « $\sigma_t - \varepsilon_t$ », « $\tau - \gamma$ », « $\sigma - \varepsilon$ »;

I, II, III – области характерной работы сжатого элемента на различных этапах нагружения

где $\mu = A_s^z / A_t$ – соотношение площадей сечения растянутой зоны и стержней сеток в пределах ее высоты.

Приведенные зависимости описывают эффект повышения прочности и трещиностойкости вертикальных сечений сжатых конструкций с сетчатым армированием постельных швов.

Диапазон значений σ_t от 0 до R_t при отсутствии армирования характеризуется приращением деформаций $\varepsilon_t = [0 \dots \varepsilon_{t,1} \dots \varepsilon_{t,2}]$, где $\varepsilon_{t,1}$, $\varepsilon_{t,2}$ – деформации предела упругости и прочности. Для армированных кладок с учетом совместности деформирования до момента образования трещины: $\sigma_t = \sigma_s$, $\varepsilon_t = \varepsilon_s$.

При $\sigma_t^* = R_t$ образуется трещина и материал кладки в этом сечении выключается из работы. Напряжения в сечении стержней сеток получают приращения:

$$\Delta\sigma_s = R_t / \mu. \quad (11)$$

При увеличении внешних нагрузок от $N_{\text{ср}} до N_{ult} в сжато-растянутой зоне превосходят процессы перераспределения напряжений с образованием новых трещин в сечениях, где σ_t^* достигает R_t (рис. 2г). На этой стадии целостность массива материала обеспечивается исключительно сетками армирования, напряжения в стержнях которых могут быть определены следующим образом:$

$$\sigma_s = (\sigma - \tau k_2 / \sin\alpha) / \mu k_1 \text{ctg}\alpha, \quad (12)$$

где $\sigma_s \rightarrow R_{s,n}$, $\sigma \rightarrow R_{ct}^*$, $\tau \rightarrow R_{sh}^*$.

Критерием прочности данной зоны будет являться условие: $\sigma_s < R_{s,n}$. Поперечные деформации элемента будут соответствовать $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$.

На рис. 2 приведены построения физической модели, соответствующие стадии разрушения, которое возможно с реализацией двух вариантов: – разрыв стержней сеток, сдвиг по поверхностям клиновидных трехосносжатых областей в приопорных зонах и компрессионное разрушение материала в пределах ядра сжатия (рис. 2д);

– компрессионное разрушение материала кладки, как минимум, одного участка между сетками (рис. 2е).

Первый из указанных механизмов разрушения характерен для конструкций с относительно не высокой интенсивностью сетчатого армирования. Напряжения в стержнях сеток сжато-растянутой зоны достигают значений предела прочности и разрываются. При этом величина усилия N_t равна:

$$N_t = R_{s,n} A_s (h_t / S). \quad (13)$$

Касательные напряжения τ в зонах сдвига соответствуют значению R_{sh}^* (рис. 4). $R_{sh}^* > R_{sh}$ из-за влияния стержней сеток, повышающих величину сопротивления сдвигу за счет нагельного эффекта. Данный эффект может реализоваться в двух вариантах (рис. 4б) в зависимости от физико-механических характеристик раствора кладки:

– в низкомарочных растворах стержень изгибается и в повышении сопротивления сдвигу участвует вектор продольного растягивающего усилия N_s :

$$R_{sh}^* = R_{sh} + \sigma_s (A_s / A_{sh}), \quad (14)$$

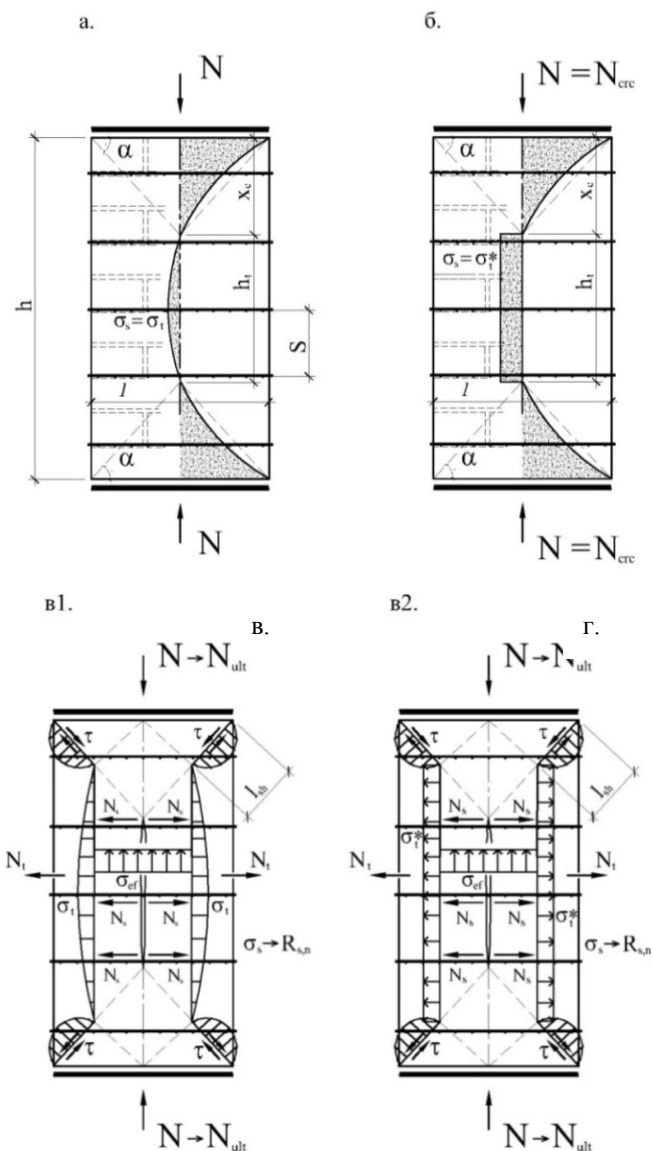


Рис. 2. Стадии НДС кирпичной кладки сетчатым армированием: стадия 1 – упругая работа (а), стадия 1а – достижение предела упругости (б); стадия 2 – появление (в) и развитие трещин (г)

– высокомарочные, жесткие растворы

$$R_{sh}^* = R_{sh} + Q_s \sin \alpha, \quad (15)$$

где Q_s – может быть определено с определенными допущениями по формуле Журавского

$$Q_s = R_{sh} d J / S. \quad (16)$$

При этом следует учитывать еще один критерий – прочность раствора при местном действии нагрузки под стержнями сетки в зоне среза:

$$Q_s \leq R_{p,loc} d^2 (2 \dots 3) \quad (17)$$

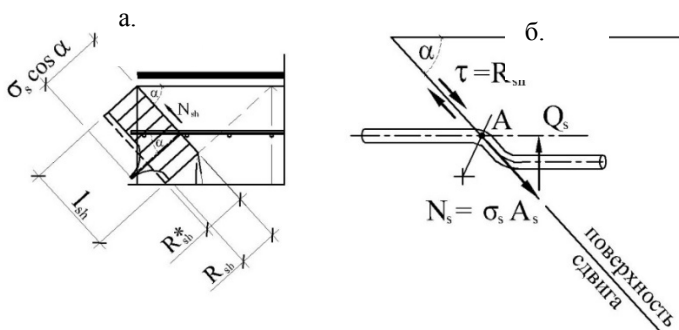


Рис. 4. К определению величины сопротивления сдвигу

В ходе вычислений сопротивления материала сжатию в пределах площади ядра сжатия следует учитывать влияние усилий в стержнях сеток, стесняющих поперечные деформации и создающих обжимающие и консолидирующие массив сжато-растянутой области поля напряжений – так называемый «обойменный» эффект. Для оценки величины сопротивления материала сжатию в условиях трехосного напряженного состояния может быть использовано выражение, полученное Гвоздевым А.А.:

$$R_{ef}^* = R + 4 \sigma_{об}, \quad (18)$$

где $\sigma_{об} = N_s / S$ – отношение усилия в стержнях сетки к шагу сеток в швах кладки.

Описание механизмов компрессионного разрушения материала кладки в трехосножатых областях между сетками возможно с использованием ранее разработанной модели для случаев местного действия нагрузки при малых размерах грузовых площадок. Математический аппарат позволяет выполнить оценку прочности материала с построением соответствующих критериев при плоском и объемном напряженном состоянии.

Рассмотренные особенности НДС каменной кладки с сетчатым армированием постельных швов могут быть выражены математически с использованием диаграмм деформирования. Работа материала в сжато-растянутой зоне:

– трещинообразование при достижении предела прочности кладки по перевязанному шву на растяжение. Выражение (6) может быть записано в виде:

$$\sigma = k_1 R_t (1 + \mu) \operatorname{ctg} \alpha + k_2 \tau / \sin \alpha. \quad (19)$$

– достижение предельного состояния с разрывом стержней сеток, описываемого рис. 2д. Выражение (6) будет иметь вид:

$$R_{cf}^* = k_1 R_{s,n} (h_t/S) \operatorname{ctg} \alpha + k_2 R_{sh}^* / \sin \alpha. \quad (20)$$

Совмещенные диаграммы деформирования материала кладки и стали сеток в сжато-растянутой зоне приведены на рис.5.

Область I соответствует диапазону внешних нагрузок от 0 до $N_{сгс}$. Материал сжато-растянутой зоны и стержни сеток деформируются совместно до величины $\varepsilon_{t,0}$, соответствующих пределу упругости. Далее развиваются неупругие деформации до значения $\varepsilon_{t,2}^*$ и предела прочности R_t^* , зависящих от интенсивности армирования – μ .

Процессы, описываемые диаграммами в области II, связаны с появлением и развитием трещин. Пунктирная линия диаграммы « $\sigma_t - \varepsilon_t$ » после значения $\varepsilon_{t,2}^*$ характеризует процесс последовательного образования трещин в сжато-растянутой зоне вплоть до разрушения элемента в целом с выравниванием эпюры σ_s вдоль стержней сеток, изначально имеющей экстремумы в сечениях, совпадающих с поверхностями отрыва.

При наступлении стадии III в зонах сдвига и ядра сжатия, сечения стержней сеток под влиянием соответствующих напряжений, достигших пределов прочности сдвигу, сжатию и растяжению развиваются неупругие деформации: $\gamma_0, \varepsilon_0, \varepsilon_{s,0} \rightarrow \gamma_2, \varepsilon_2, \varepsilon_{s,2}$.

Граничное условие, характеризующее механизм разрушения элемента с разрывом стержней сеток либо от компрессионного сжатия материала между ними записывается в виде:

- $\sigma_1 = N/A_{сеч.} > R_{cf}^*$ – компрессионное разрушение,
- $\sigma_1 = N/A_{сеч.} < R_{cf}^*$ – разрыв стержней сеток,
- где N – внешнее сжимающее усилие;
- $A_{сеч.}$ – площадь поперечного сечения элемента.

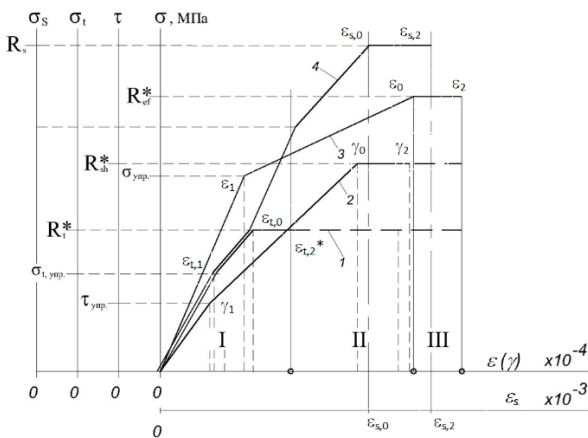


Рис. 5. Диаграммы деформирования:

1, 2, 3, 4 – теоретические зависимости « $\sigma_t - \varepsilon_t$ », « $\tau - \gamma$ », « $\sigma_s - \varepsilon_s$ »; I, II, III – области характерной работы сжатого элемента с сетчатым армированием на различных этапах нагружения от $N=[0 \div N_{ult}]$.

Оценка величин R_{ef}^* производится с использованием выражения (20), графическая интерпретация которого является критерием прочности. На рис. 6 приведены зависимости для плоского и объемного напряженных состояний, которые могут быть построены с применением выведенных выражений:

- точка 1 – напряжение $\sigma_1 = R$, определяемое по формуле (6);
- точка 2 – напряжение σ_2 , соответствующее прочности кладки на растяжение по перевязанному шву с возможными вариантами разрушения по контакту между кирпичом и раствором, по кирпичу или раствору;
- точка 3 – напряжение σ_1 , соответствующее прочности кладки на растяжение по непереязанному шву с возможными вариантами разрушения по контакту между кирпичом и раствором, по кирпичу или раствору;
- точка 4 – напряжение σ_2 , соответствующее прочности кладки на сжатие вдоль ложковых швов. Может быть определено по формуле (6) с использованием в качестве R_1 сопротивления растяжению раствора;
- точка 5 – линейные зависимости между точками 1-5 и 4-5 определяются с использованием выражения (19) в зависимости от интенсивности сетчатого армирования, создающего «обойменный» эффект.

Необходимо отметить, что величины сопротивлений материала кладки сжатию с учетом влияния сеток в постельных швах, создающих обжимающие элемент поля напряжений и стесняющих его поперечные деформации, имеют большие значения относительно неармированных элементов. Таким образом, на основе моделей каменных кладок с сетчатым армированием, соответствующих стадиям НДС (рис. 2), выведены зависимости, аналитически и теоретически обоснованно описывающие повышение степени трещиностойкости и несущей способности таких конструкций.

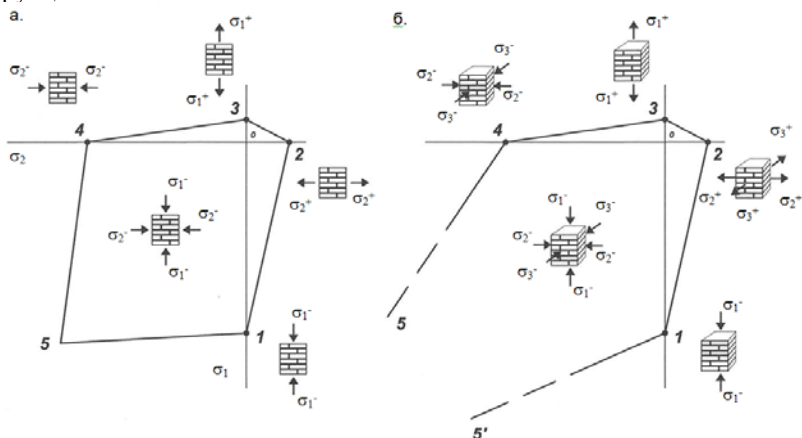


Рис. 6. Критерии прочности кладки при двухосном (а) и объемном (б) напряженных состояниях

С целью проверки достоверности описанных теоретических построений и уточнения параметров выведенных зависимостей проведены экспериментальные исследования, включающие испытания опытных образцов из различных материалов: силикатные, керамические полнотелые и пустотные кирпичи и камни с размерностями от 1НФ до 2НФ, традиционные сварные и просечно-вытяжные стальные сетки, кладочные сетки из стекло- и базальтопластиковых стержней. Результаты этих исследований, опубликованные в периодических изданиях и монографиях [2-7], позволили разработать методику расчета каменных, армокаменных и, усиленных различными обоймами, конструкций.

Для описания НДС сжатых армокаменных элементов используются выражения, полученные в ходе теоретических исследований и учитывающие влияние сеток армирования постельных швов. Переходы от стадии упругой работы и неупругих деформаций к трещинообразованию и далее к разрушению, описываются следующими зависимостями:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{t,0} \rightarrow \sigma_{сrc} = k_1 (R_t + \sigma_s \mu) \operatorname{ctg} \alpha + k_2 \tau / \sin \alpha, \quad (21)$$

где $\sigma_{сrc} = N_{сrc} / A_{сеч}$ – напряжения, соответствующие началу стадии трещинообразования;

$\alpha = 45^\circ$ – по данным компьютерного моделирования упругой работы кладок;

k_1, k_2 – из формулы (6);

σ_s – напряжения в стержнях сеток. На стадии начала трещинообразования $\sigma_s = R_t$;

τ – касательные напряжения, ориентированные в соответствии с углом наклона площадок главных напряжений в приопорных зонах.

$$\varepsilon = \varepsilon_2 \rightarrow R_{ef}^* = k_1^* R_{s,n} (h_t / S) \operatorname{ctg} \alpha + k_2 R_{sh}^* / \sin \alpha, \quad (22)$$

$$k_1^* = A_s / (A_{сеч} - A_{ef}); \quad (23)$$

$$R_{sh}^* = R_{sh} + \sigma_s A_s / A_{sh}. \quad (24)$$

Повышение сопротивления кладки растяжению по перевязанному шву введением армирующих элементов-сеток или действием обжимающих усилий от обойм усиления, компенсирующих влияние вторичных растягивающих напряжений σ_t , учитывается введением соответствующего слагаемого в знаменателе отношения:

$$\alpha = \operatorname{arctg} 0,25 (R / (R_t + 0,35 \sigma_{об}) - 1,56), \quad (25)$$

где $\sigma_{об}$ – обойменное напряжение.

Вычисление значений $\sigma_{об}$ производится из условия, что в предельном состоянии происходит разрыв стержней сеток:

$$\sigma_{об} = R_{s,n} A_s / (l_{x(y)} S), \quad (26)$$

где $R_{s,n}$ – нормативное сопротивление стали стержней сеток;

A_s – площадь сечения стержней сеток;

$l_{x(y)}, S$ – размер сечения сжатого элемента и шаг сеток в кладке по выоте.

Соответствующие описанным выражениями (21), (22) напряжениям деформации материалов сжато-растянутой зоны определяются в следующей последовательности:

– по уточненной логарифмической формуле Ошищика Л.И. вычисляется диапазон значений ε , в том числе ε_{cre} , ε_{ult} :

$$\varepsilon = k_i [1,1/\alpha \ln(1-\sigma/1,1R_{\text{ult}})]. \quad (27)$$

– значения коэффициента Пуассона ν_{sk} в диапазоне $[0 \div 0,5]$ в зависимости от величин μ и $-\sigma_i/\sigma_{\text{ult}}$.

– деформации поперечного расширения элемента в уровне сжато-растянутой зоны до образования трещин:

$$\varepsilon_t = \nu_{\text{sk}} \varepsilon, \quad (28)$$

После образования возникновения трещины деформации металла сеток равны:

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s, \quad (29)$$

где $\sigma_s = R_t (1+\mu)$.

При наступлении предельного состояния, описываемого (22), сопровождаемого выравниванием эпюры растягивающих напряжений по длине стержней сеток и их разрывом, деформации стали равны

$$\varepsilon_{s,2} = R_{s,n} E_s. \quad (30)$$

В зонах сдвига величины деформаций γ могут быть вычислены из условия равновесия физической модели:

$$\gamma = \sqrt{\varepsilon_t^2 + \varepsilon_s^2}. \quad (31)$$

При наступлении предельного состояния и изгибе стержней сеток, попадающих в зону сдвига:

$$\gamma = \varepsilon_s.$$

На рис. 7 приведены диаграммы деформирования материалов опытного образца, полученные с использованием описанных выражений.

Выражения (22), (32)-(35) позволяют выполнять оценку прочности материала сжатых элементов из каменной кладки с построением критериев прочности.

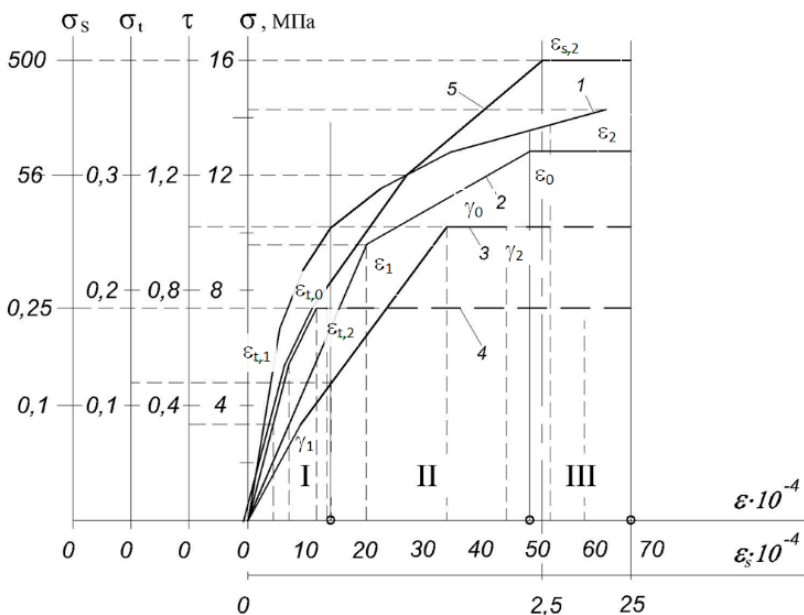


Рис. 7. Диаграммы деформирования опытного образца из полнотелого керамического кирпича марки М100 и раствора марки М70, армированного стальной сеткой ($\mu=0,35$):

- 1 – экспериментальная зависимость деформирования опытного образца;
- 2, 3, 4, 5 – теоретические зависимости « σ - ϵ », « τ – γ », « σ_t – ϵ_t », « σ_s – ϵ_s »;
- I, II, III – области характерной работы элемента на различных этапах нагружения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Приведенные сравнения результатов расчетов опытных образцов, в том числе других авторов, показывают удовлетворительную степень совпадения с экспериментальными данными.

Актуальность и практическая значимость работы состоит в необходимости достоверной оценки прочности и деформативности проектируемых и возводимых конструкций, а также элементов существующих зданий, в том числе объектов культурного наследия.

Научная новизна результатов исследований автора заключается в построении и обосновании теоретических основ методики расчета сжатых каменных, армокаменных элементов на основе физической модели, описывающей специфические особенности НДС этих разномодульных сред в диапазоне внешних нагрузок от 0 до разрушающих с использованием диаграмм деформирования материалов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соколов Б.С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатия и ее практическое применение: Монография/ Издательство АСВ. – М.: 2011. – 160 с.
2. Соколов Б.С., Антаков А.Б. Прочность, жесткость и трещиностойкость сжатых каменных и армокаменных кладок. – Казань: Центр инновационных технологий, 2018. – 169 с.
3. Антаков А.Б., Плотников А.Н., Поздеев В.М. Несущая способность каменной кладки, армированной сетками из базальтопластиковой арматуры. В сборнике: **СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА АВАРИЙНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ** Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копанцы. 2016. С. 15-21.
4. Соколов Б.С., Антаков А.Б. Результаты исследований каменных и армокаменных кладок. Вестник МГСУ. 2014. № 3. С. 99-106.
5. Антаков А.Б. Прочность каменных кладок, армированных композитными сетками. Успехи современного естествознания. 2014. № 7. С. 116-120.
6. Соколов Б.С., Антаков А.Б. Теоретические основы усиления каменных кладок. Жилищное строительство. 2017. № 10. С. 50-55.
7. Соколов Б.С., Антаков А.Б. Аналитическая оценка напряженно-деформированного состояния каменных кладок при сжатии на основе авторской теории. Жилищное строительство. 2019. № 9. С. 51-55.
8. Кашеварова, Г.Г. Натурные и численные эксперименты, направленные на построение зависимости напряжения от деформации кирпичной кладки/Г.Г. Кашеварова, М.Л. Иванов//Приволжск.науч. вестн.-2012.-№8(12).-С. 10-15.
9. Дегтев И.А., Донченко О.М., Тарасенко В.Н. Прочность и деформативность каменной кладки при силовом сжатии. Белгород, 2015.
10. Хаткевич А.М. Метод расчета прочности нормальных к продольной оси сечений конструкций из каменной кладки с учетом диаграмм деформирования. Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F: Строительство. Прикладные науки. 2014. № 8. С. 45-53.
11. Кабанцев О.В. Деформационные свойства каменной кладки как разномодульной кусочно-однородной среды. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 4. С. 36-40.
12. Кабанцев О.В. Пластическое деформирование и разрушение каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния. Вестник МГСУ. 2016. № 2. С. 34-48.
13. Аргюшин Д.В., Шумихина В.А. Экспериментально-аналитические исследования каменных кладок сжатия. Региональная архитектура и строительство. №3. 2015. С. 62-67.
14. Лихачева С.Ю., Кожанов Д.А. Моделирование процессов деформирования каменных кладок с применением ПК Ansys. В сборнике: Труды научного конгресса 13-го Российского архитектурно-строительного форума Ответственный редактор: А. А. Лапшин. 2016. С. 68-71.
15. Ласьков Н.Н., Подогова В.И. Схемы разрушения каменной кладки и условия их наступления // Эффективные строительные конструкции:

теория и практика: сборник статей XVI Международной научно-технической конференции / под редакцией Н.Н. Ласькова. 2016. С. 3-8.

16. Грановский А.В. Каменная кладка: хрупкий или пластичный материал? Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 3. С. 22-28.

Сведения об авторах

Соколов Борис Сергеевич, доктор технических наук, профессор, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Фабричная Ксения Александровна кандидат технических наук, доцент, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Антаков Алексей Борисович, кандидат технических наук Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Sokolov Boris Sergeevich, Doctor of Technical Sciences, Professor, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Kazan, Russia
Kazan State University of Architecture and Civil Engineering

Fabrichnaya Kseniya Alexandrovna Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Kazan, Russia

Antakov Aleksey Borisovich, Candidate of Technical Sciences Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Kazan, Russia

Для цитирования:

Соколов Б.С. Применение авторской теории и диаграммного метода в расчетах каменных кладок с сетчатым армированием / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков, К.А. Фабричная // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 130–144.

Citation:

Sokolov B.S. Application of author's theory and diagram method in calculations of masonry with mesh reinforcement/ B.S. Sokolov, A.B. Antakov, K.A. Fabrichnaya // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 130–144.

УДК 539.3: 624.073

НЕЛИНЕЙНЫЕ УРАВНЕНИЯ СОСТОЯНИЯ ДЛЯ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ С УЧЕТОМ СТРУКТУРНОЙ ОРТОТРОПИИ И НАВЕДЕННОЙ НЕОДНОРОДНОСТИ

*А.А. Трещев,
Н.С. Ющенко*

Тулский государственный университет
г. Тула, Россия

Аннотация: *проведено постулирование нелинейных уравнений состояния ортотропных материалов по структуре, которые обнаруживают деформационную неоднородность или анизотропию. Наводимая механическая неоднородность проявляется как зависимость жесткости и прочности материалов от вида напряженного состояния. Предложенные уравнения сформулированы в рамках пространства нормированных напряжений в главных осях ортотропии. Разработана методика определения констант этих уравнений из простейших экспериментов и оценки их энергетической непротиворечивости.*

Ключевые слова: *материальные нелинейные функции, метод наименьших квадратов, главные оси ортотропии, деформационная неоднородность, ортотропная структура, уравнения состояния.*

NONLINEAR EQUATIONS OF STATE FOR COMPOSITE MATERIALS TAKING INTO ACCOUNT STRUCTURAL ORTHOTROPY AND INDUCED INHOMOGENEITY

Abstract: *the postulation of nonlinear equations of state of orthotropic materials by structure, which reveal deformation inhomogeneity or anisotropy, is carried out. Induced mechanical inhomogeneity manifests itself as a dependence of the stiffness and strength of materials on the type of stress state. The proposed equations are formulated within the space of normalized stresses in the main axes of orthotropy. A method has been developed for determining the constants of these equations from the simplest experiments and evaluating their energy consistency.*

Keywords: *material nonlinear functions, least squares method, main axes of orthotropy, deformation inhomogeneity, orthotropic structure, equations of state.*

ВВЕДЕНИЕ

Уникальные здания и сооружения, возводимые по индивидуальным проектам, в настоящее время широко распространены, а технологии их проектирования и строительства непрерывно совершенствуются. Это вызывает потребность в создании более эффективных легких материалов,

имеющих повышенные жесткость и прочность. При этом, подобные материалы зачастую обладают новыми весьма уникальными физико-механическими характеристиками, отличающимися от известных [1 – 13]. Часто среди них встречаются волокнистые структуры, хаотически наполненные наноэлементами или фибрами композиты плёночные изделия, углепластики, стеклопластики, боропластики и др.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Особенность новых, да и традиционно используемых в строительстве материалов, таких как бетон и железобетон [14], фторопласт [15, 16], полиметилметакрилат [17 – 19], карбоны [3 – 5, 7, 11, 12, 14, 20, 21], заключается в зависимости их физико-механических свойств от вида нагружения. Отдельные из них имеют начальную структурную изотропию [14 – 18, 20], а другие – анизотропны [1 – 19, 21]. Изотропные материалы проще поддаются физико-математическому описанию их НДС и поэтому за предыдущие 50 лет для них было предложено достаточно большое разнообразие определяющих уравнений разного уровня точности. При этом в работе [14] показано, что все они имеют ряд недостатков и противоречий. К универсальным и не имеющим модельных ограничений, пожалуй, можно отнести энергетически непротиворечивые уравнения состояния, представленные в работах [14, 21 – 23] и сформулированные в нормированных пространствах напряжений. Для описания механического поведения структурно ортотропных материалов имеется небольшое количество не связанных между собой исследований в направлении построения определяющих соотношений [1 – 13, 21, 24, 25].

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Авторами [24, 27] рассмотрены варианты использования нормированного тензорного пространства для разработки нелинейных деформационных моделей ортотропных материалов, чувствительных к виду напряженного состояния, разной степени нелинейности, с соблюдением всех правил построения формы энергетических функций, связывающих тензоры деформаций и напряжений [28, 29]. Показано [14, 26, 27], что в нелинейных уравнениях высокой точности, даже при квазилинейной интерпретации, определение всех фигурирующих в модели констант, требует привлечение широкого спектра испытаний, в котором должны учитываться сложные напряженно-деформированные состояния. В частности, необходимо использовать данные широкого набора экспериментов по плоским напряженным состояниям и пространственным. Эти испытания должны проводиться в главных плоскостях ортотропии и включать как растяжение, сжатие, так и сдвиги, но это не самое сложное и традиционно проводится при исследовании даже классических ортотропных материалов, каковым является, например, древесина. Значительные сложности возникают при проведении испытаний на совместные сдвиги в двух-трех главных материальных плоскостях. Подобные испытания весьма сложны как по их постановке, так и по технической реализации и даже при современном уровне развития экспериментальной базы практически не реализуемы. Во всяком случае, в литературных источниках научной направленности отсутствуют какие-либо сведения о выполнении указанных опытов.

С привлечением методики тензорных пространств нормированных напряжений в работе [30] полностью построен потенциал деформаций ортотропных композитов, проявляющих в процессе деформирования неоднородность квазилинейного уровня. При этом предложена программа и методика вычисления констант потенциала по данным экспериментально найденных технических характеристик с одновременным определением энергетических ограничений. Дальнейшее совершенствование расчетных моделей конструкций из композитных материалов должно развиваться путем перехода от квазилинейных уравнений состояния к нелинейным, более точно определяющих связи между деформациями и напряжениями для ортотропных тел с деформационной анизотропией и при минимальном отличии их от экспериментальных зависимостей. Однако при этом сложность экспериментального определения технических констант не исчезает. Тогда предлагается формулировать нелинейные уравнения связи между компонентами деформаций и напряжениями для композитных ортотропных материалов с неклассической упругостью в гибридной форме. Эта форма близка к обобщенному закону Гука, но преобразована по типу теории малых упругопластических деформаций и с учетом зависимости тензора податливостей от вида напряженного состояния.

Разрабатываемая модель должна обладать универсальностью, устанавливать взаимно-однозначные связи между деформациями и напряжениями с привлечением системы технически реализуемых экспериментов, достаточных для определения нелинейных материальных функций, вводимых в уравнения состояния и учитывающих механические свойства структурно ортотропных материалов, обладающих деформационной неоднородностью.

Предлагаемая нелинейная форма уравнений связи деформаций с напряжениями для ортотропного материала имеет вид:

$$\begin{aligned} e_{11} &= [A_{111}(\sigma_i) + B_{111}(\sigma_i) \alpha_{11}] \sigma_{11} + [A_{112}(\sigma_i) + B_{112}(\sigma_i) (\alpha_{11} + \alpha_{22})] \sigma_{22} + \\ &\quad + [A_{113}(\sigma_i) + B_{113}(\sigma_i) (\alpha_{11} + \alpha_{33})] \sigma_{33}; \\ e_{22} &= [A_{112}(\sigma_i) + B_{112}(\sigma_i) (\alpha_{11} + \alpha_{22})] \sigma_{11} + [A_{222}(\sigma_i) + B_{222}(\sigma_i) \alpha_{22}] \sigma_{22} + \\ &\quad + [A_{223}(\sigma_i) + B_{223}(\sigma_i) (\alpha_{22} + \alpha_{33})] \sigma_{33}; \\ e_{33} &= [A_{113}(\sigma_i) + B_{113}(\sigma_i) (\alpha_{11} + \alpha_{33})] \sigma_{11} + \\ &\quad + [A_{223}(\sigma_i) + B_{223}(\sigma_i) (\alpha_{22} + \alpha_{33})] \sigma_{22} + (1) \\ &\quad + [A_{333}(\sigma_i) + B_{333}(\sigma_i) \alpha_{33}] \sigma_{33}; \end{aligned}$$

$$\gamma_{12} = C_{1212}(\sigma_i) \tau_{12}; \quad \gamma_{23} = C_{2323}(\sigma_i) \tau_{23}; \quad \gamma_{13} = C_{1313}(\sigma_i) \tau_{13},$$

где $A_{ijkm}(\sigma_i)$, $B_{ijkm}(\sigma_i)$ и $C_{ijkm}(\sigma_i)$ – нелинейные материальные функции, зависящие от интенсивности напряжений и определяемые характеристиками деформирования ортотропного материала; $\alpha_j = \sigma_j / S$ – компоненты нормированных напряжений ($i, j = 1, 2, 3$); $\sigma_i = \sqrt{[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\tau_{12}^2 + \tau_{13}^2 + \tau_{32}^2)]} / 2$ – интенсивность напряжений; $S = \sqrt{\sigma_{ij} \sigma_{ij}}$ – норма тензорного пространства напряжений.

Нелинейные материальные функции, фигурирующие в уравнениях состояния (1), целесообразно представить в виде алгебраических полиномов, описывающих диаграммы состояний материала, полученные при испытании на одноосные растяжение и сжатие вдоль главных осей ортотропии и на сдвиги во всех трех главных материальных плоскостях. Обработка имеющихся эмпирических данных проводилась с привлечением программного пакета Microcal OriginPro 8.0 (Microcal SoftwareInc.). Используя методики вычисления констант уравнений состояния, приведенные в работах [26, 27], для нелинейных композитов, обладающих ортотропией и деформационной неоднородностью, материальные функции можно определить совокупностью параметров, полученных из экспериментов:

$$\begin{aligned} A_{kkkk}(\sigma_i) &= 0,5 \left[1 / E_k^+(\sigma_i) + 1 / E_k^-(\sigma_i) \right]; \\ B_{kkkk}(\sigma_i) &= 0,5 \left[1 / E_k^+(\sigma_i) - 1 / E_k^-(\sigma_i) \right]; \\ A_{kkmm}(\sigma_i) &= -0,5 \left[v_{km}^+(\sigma_i) / E_m^+(\sigma_i) + v_{km}^-(\sigma_i) / E_m^-(\sigma_i) \right]; \\ B_{kkmm}(\sigma_i) &= -0,5 \left[v_{km}^+(\sigma_i) / E_m^+(\sigma_i) - v_{km}^-(\sigma_i) / E_m^-(\sigma_i) \right]; \\ C_{kmmk}(\sigma_i) &= 1 / G_{km}(\sigma_i); \quad k, m = 1, 2, 3, \end{aligned}$$

где $E_k^\pm(\sigma_i) = a_k^\pm + m_k^\pm \sigma_i + n_k^\pm \sigma_i^2$; $v_{km}^\pm(\sigma_i) = \lambda_{km}^\pm + \beta_{km}^\pm \sigma_i + \mu_{km}^\pm \sigma_i^2$;

$G_{km}(\sigma_i) = g_{km} + p_{km} \sigma_i + q_{km} \sigma_i^2$; $E_k^\pm(\sigma_i)$, $v_{km}^\pm(\sigma_i)$, $G_{km}(\sigma_i)$ – нелинейные функциональные зависимости от интенсивности напряжений, интерпретирующие аналоги модулей упругости, коэффициентов поперечной деформации и модулей сдвига ортотропного материала в направлениях главных материальных осей и плоскостей (знак «+» соответствует характеристикам, полученным из опытов на осевое растяжение, а знак «-» – на осевое сжатие); a_k^\pm , m_k^\pm , n_k^\pm , λ_{km}^\pm , β_{km}^\pm , μ_{km}^\pm , g_{km} , p_{km} , q_{km} – константы степенных полиномов, вычисляемые путем аппроксимации экспериментальных данных по деформированию материалов с привлечением метода наименьших квадратов.

В процесс определения материальных функций их необходимо корректировать в рамках приближенных ограничений, вытекающих из условий симметрии тензора податливостей четвертого ранга, традиционных для ортотропных материалов [28]:

$$v_{km}^+(\sigma_i) / E_m^+(\sigma_i) = v_{mk}^+(\sigma_i) / E_k^+(\sigma_i); \quad v_{km}^-(\sigma_i) / E_m^-(\sigma_i) = v_{mk}^-(\sigma_i) / E_k^-(\sigma_i). \quad (3)$$

Для анализа выбран ортотропный материал с зависимостью механических свойств от вида напряженного состояния, каковым является композит «углеродное волокно-углерод AVCOMod 3а», а процесс его деформирования и проведенные эксперименты описаны в работах [11, 21]. Там же представлены результаты механических испытаний опытных образцов на осевые растяжение и сжатие вдоль главных осей ортотропии и на сдвиг. Математическая обработка экспериментальных данных по деформированию композита AVCOMod 3а позволила получить коэффициенты материальных полиномов, которые сведены в табл. 1, а диаграммы и их теоретические представления, вытекающие из модели (1) показаны на рис. 1 – 4.

Для квазилинейной формы потенциала деформаций, который устанавливает приближенные связи деформаций и напряжений для композитных ортотропных материалов, обладающих деформационной анизотропией в работе [30] проведено доказательство теоремы существования и единственности решений.

Таб. 1. Константы композитного материала AVCOMod 3a [11, 21]

Вид испытания	Технический параметр	Константы полиномов материальных функций		
Одноосное растяжение вдоль главных осей ортотропии	$E_k^+ (\sigma_i)$ Па	$a_1^+ = 1,058 \cdot 10^{10}$	$m_1^+ = 62,829$	$n_1^+ = 1,535 \cdot 10^{-6}$
		$a_2^+ = 2,864 \cdot 10^{10}$	$m_2^+ = -105,476$	$n_2^+ = 5,893 \cdot 10^{-7}$
		$a_3^+ = 2,301 \cdot 10^{10}$	$m_3^+ = 88,349$	$n_3^+ = 3,711 \cdot 10^{-6}$
	$\nu_{km}^+ (\sigma_i)$	$\lambda_{12}^+ = 0,158$	$\beta_{12}^+ = -3,1 \cdot 10^{-9}$	$\mu_{12}^+ = 2,19 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{21}^+ = 0,103$	$\beta_{21}^+ = -1,79 \cdot 10^{-9}$	$\mu_{21}^+ = 9,1 \cdot 10^{-18}$
		$\lambda_{13}^+ = 0,203$	$\beta_{13}^+ = 2,15 \cdot 10^{-9}$	$\mu_{13}^+ = 6,15 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{23}^+ = 0,104$	$\beta_{23}^+ = 0,87 \cdot 10^{-10}$	$\mu_{23}^+ = 6,74 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{31}^+ = 0,146$	$\beta_{31}^+ = -0,15 \cdot 10^{-10}$	$\mu_{31}^+ = 6,97 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{32}^+ = 0,1884$	$\beta_{32}^+ = -1,153 \cdot 10^{-2}$	$\mu_{32}^+ = 1,91 \cdot 10^{-4}$
	Одноосное сжатие вдоль главных осей ортотропии	$E_k^- (\sigma_i)$ Па	$a_1^- = 9,988 \cdot 10^9$	$m_1^- = -12,943$
$a_2^- = 2,326 \cdot 10^{10}$			$m_2^- = -436,81$	$n_2^- = -6,08 \cdot 10^{-7}$
$a_3^- = 5,14 \cdot 10^9$			$m_3^- = -129,15$	$n_3^- = -78,3 \cdot 10^{-6}$
$\nu_{km}^- (\sigma_i)$		$\lambda_{12}^- = 0,118$	$\beta_{12}^- = -1,457 \cdot 10^{-9}$	$\mu_{12}^- = 2,14 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{21}^- = 0,06$	$\beta_{21}^- = 1,77 \cdot 10^{-9}$	$\mu_{21}^- = 2,95 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{13}^- = 0,264$	$\beta_{13}^- = -1,118 \cdot 10^{-9}$	$\mu_{13}^- = 3,01 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{23}^- = 0,189$	$\beta_{23}^- = 2,156 \cdot 10^{-9}$	$\mu_{23}^- = 2,1 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{31}^- = 0,134$	$\beta_{31}^- = -0,46 \cdot 10^{-10}$	$\mu_{31}^- = 5,82 \cdot 10^{-17}$
		$\lambda_{32}^- = 0,07793$	$\beta_{32}^- = -0,465 \cdot 10^{-2}$	$\mu_{32}^- = 9,02 \cdot 10^{-5}$
Сдвиг в главных плоскостях,		$G_{km} (\sigma_i)$ Па	$g_{12} = 4,07 \cdot 10^9$	$p_{12} = -1,6$
	$g_{23} = 1,723 \cdot 10^9$		$p_{23} = 16,899$	$q_{23} = -1,1 \cdot 10^{-5}$
	$g_{31} = 2,43 \cdot 10^9$		$p_{31} = -54,455$	$q_{31} = -1,97 \cdot 10^{-5}$

а) б)

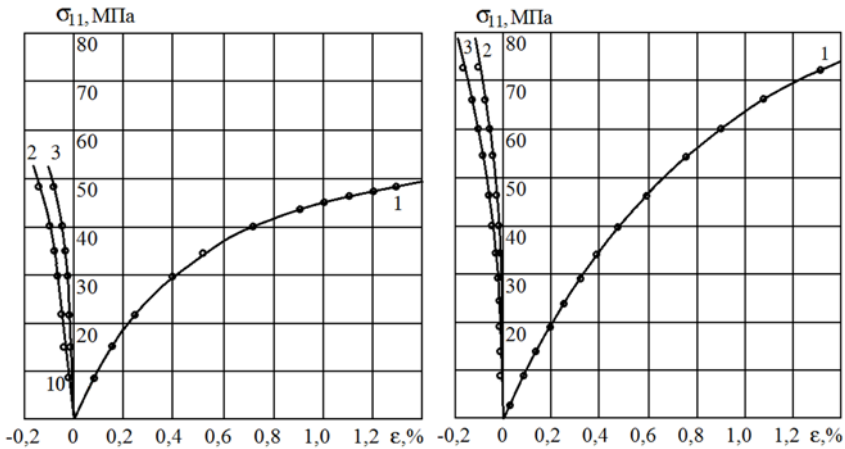


Рис. 1. Диаграммы деформирования вдоль оси x_1 : а) растяжение; б) сжатие; 1 – продольная деформация ϵ_{11} ; 2, 3 – поперечные деформации ϵ_{22} и ϵ_{33} ; ● – экспериментальные данные; — — нелинейные аппроксимации

а) б)

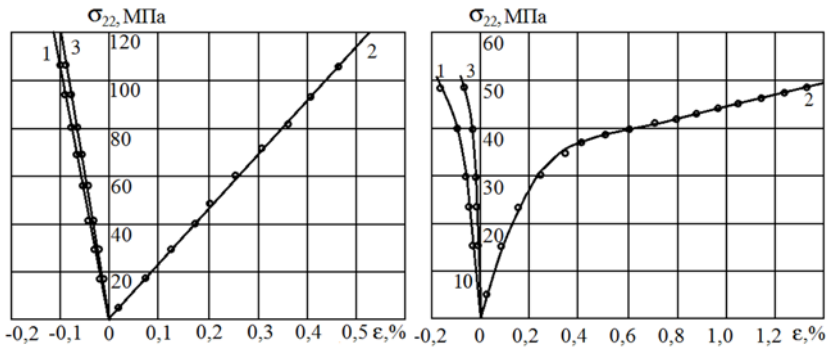


Рис. 2. Диаграммы деформирования вдоль оси x_2 : а) растяжение; б) сжатие; 1, 3 – поперечные деформации ϵ_{11} и ϵ_{33} ; 2 – продольная деформация ϵ_{22} ; ● – экспериментальные данные; — — нелинейные аппроксимации

а) б)

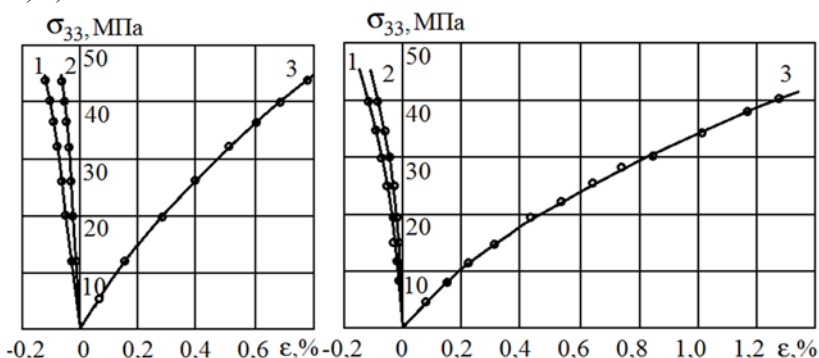


Рис. 3. Диаграммы деформирования вдоль оси x_3 : а) растяжение; б) сжатие; 1, 2 – поперечная деформация ϵ_{11} и ϵ_{22} ; 3 – продольная деформация ϵ_{33} ; ● – экспериментальные данные; — — нелинейные аппроксимации

а) б) в)

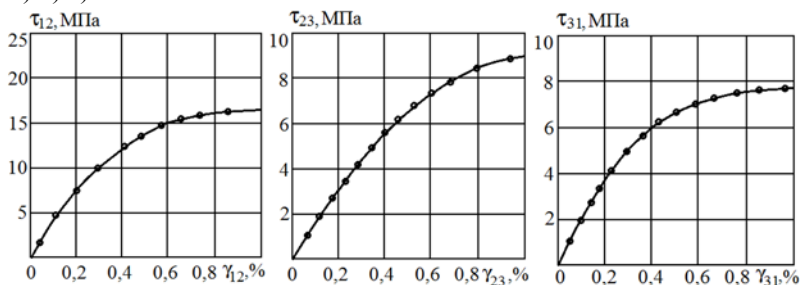


Рис. 4. Диаграммы деформирования на чистый сдвиг в главных плоскостях ортотропии: а) в плоскости x_1x_2 ; б) в плоскости x_2x_3 ; в) в плоскости x_1x_3 ; ● – экспериментальные данные; — — нелинейные аппроксимации

В работах [14, 26, 27, 31] показано, что доказательство теоремы единственности решений для определяющих соотношений любой сложности сводится к проверке их устойчивости в соответствии с постулатом Друкера

$$\delta e_{ij} \delta \sigma_{ij} \geq 0, \quad (4)$$

область выполнения, которого определяет ограничения, накладываемые на материальные функции. Для предложенной нелинейной модели уравнений состояния (1) эти ограничения как и для квазилинейного потенциала [30] устанавливаются положительной определенностью квадратичной формы по критерию Сильвестра. Компоненты симметричной

матрицы Сильвестра для предложенных нелинейных зависимостей (1) определяются следующим образом:

$$\begin{aligned}
 D_{11} &= \frac{\partial e_{11}}{\partial \sigma_{11}}; D_{12} = \frac{\partial e_{11}}{\partial \sigma_{22}}; D_{13} = \frac{\partial e_{11}}{\partial \sigma_{33}}; D_{14} = \frac{\partial e_{11}}{\partial \tau_{13}}; D_{15} = \frac{\partial e_{11}}{\partial \tau_{23}}; \\
 D_{16} &= \frac{\partial e_{11}}{\partial \tau_{12}}; D_{22} = \frac{\partial e_{22}}{\partial \sigma_{22}}; D_{23} = \frac{\partial e_{22}}{\partial \sigma_{33}}; D_{24} = \frac{\partial e_{22}}{\partial \tau_{13}}; D_{25} = \frac{\partial e_{22}}{\partial \tau_{23}}; \\
 D_{26} &= \frac{\partial e_{22}}{\partial \tau_{12}}; D_{33} = \frac{\partial e_{33}}{\partial \sigma_{33}}; D_{34} = \frac{\partial e_{33}}{\partial \tau_{13}}; D_{35} = \frac{\partial e_{33}}{\partial \tau_{23}}; D_{36} = \frac{\partial e_{33}}{\partial \tau_{12}}; \\
 D_{44} &= \frac{\partial \gamma_{13}}{\partial \tau_{13}}; D_{45} = \frac{\partial \gamma_{13}}{\partial \tau_{23}}; \\
 D_{46} &= \frac{\partial \gamma_{13}}{\partial \tau_{12}}; D_{55} = \frac{\partial \gamma_{23}}{\partial \tau_{23}}; D_{56} = \frac{\partial \gamma_{23}}{\partial \tau_{12}}; D_{66} = \frac{\partial \gamma_{12}}{\partial \tau_{12}}; D_{ij} = D_{ji}. \quad (5)
 \end{aligned}$$

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проверкой установлено, что коэффициенты материальных полиномов для композита AVCOMod 3a [11, 21], приведенные в табл. 1 с учетом квадратичных форм (5) удовлетворяют критерию Сильвестра [14, 26, 27, 31].

Рис. 1 – 4 демонстрируют адекватность предложенных уравнений состояния (1) диаграммам, построенным по данным экспериментов, проведенных при растяжениях, сжатиях в главных осях ортотропии и сдвигах в соответствующих плоскостях для эталонных образцов композита AVCOMod 3a [11, 21]. Наряду с этим отметим, что нелинейная модель (1) имеет ряд преимуществ по сравнению с известными уравнениями, сформулированными другими авторами, такими как С.А.Амбарцумян [31], С.В.Берт и Л.Н.Редди [2, 21], Р.М.Джонс и Д.А.Р.Нелсон [3 – 5, 11, 12], А.А.Золочевский [13] для ортотропного композита AVCOMod 3a [11, 21]. Очевидно, что модель (1) свободна от неоправданных ограничений, накладываемых на коэффициенты материальных полиномов и налицо отсутствие кусочности уравнений состояния. При этом погрешность теоретических аппроксимаций (1) эталонных экспериментальных диаграмм, судя по рис. 1 – 4, минимальна.

ЛИТЕРАТУРА

- Schmueser, D.W. Nonlinear Stress-Strain and Strength Response of Axisymmetric Bimodulus Composite Material Shells / D.W.Schmueser // AIAA Journal. – 1983. – Vol. 21. – №12. – Pp. 1742 – 1747.
- Reddy, L.N. On the Behavior of Plates Laminated of Bimodulus Composite Materials / L.N.Reddy, C.W.Bert // ZAMM. – 1982. – Vol. 62. – № 6. – Pp. 213 – 219.
- Jones, R.M. A Nonsymmetric Compliance Matrix Approach to Nonlinear MultimodulusOrtotropic Materials / R.M.Jones // AIAA Journal. – 1977. – Vol. 15. – № 10. – Pp. 1436 – 1443.
- Jones, R.M. Modeling Nonlinear Deformation of Carbon-Carbon Composite Material / R.M.Jones // AIAA Journal. – 1980. – Vol. 18. – № 8. – Pp. 995 – 1001.

5. Jones, R.M. Bucling of Stiffened Multilayered Circular Shells with Different Ortotropic Moduli in Tension and Compression / R.M. Jones // *AIAA Journal*. – 1971. – Vol. 9. – № 5. – Pp. 917 – 923.

6. Крегерс, А.Ф. Нелинейная ползучесть тканевого стеклопластика при некоторых видах сложного напряженного состояния / А.Ф. Крегерс, Р.Д. Максимов, Р.П. Турциныш // *Механика полимеров*. – 1973. – №2. – С. 212 – 218.

7. Амелина, Е.В. О нелинейном деформировании углепластиков: эксперимент, модель, расчет / Е.В.Амелина [и др.] // ИВТ СО РАН: Вычислительные технологии. – 2015. – Т. 20. – №5. – С. 27–52.

8. Каюмов, Р.А. Идентификация механических характеристик армированных волокнами композитов / Р.А.Каюмов, С.А.Луканкин, В.Н.Паймушин, С.А.Холмгородов // *Ученые записки Казанского университета. Физико-математические науки*. – 2015. – Т. 157. – кн. 4. – С. 112–132.

9. Shafigullin, L.N. Development of the recommendations on selection of glass-fiber reinforced polyurethanes for vehicle parts / L.N.Shafigullin, A.A.Bozrishev, V.T.Erofeev, A.A.Treshchev, A.N.Shafigullina // *International Journal of Applied Engineering Research*. – 2015. – Vol. 10. – №23. – Pp. 43758-43762.

10. Розе, А.В. Трехармированные тканые материалы / А.В. Розе, И.Г. Жигун, М.Н. Душин // *Механика полимеров*. – 1970. – №3. – С. 471–476.

11. Jones, R.M. Theoretical-experimental correlation of material models for non-linear deformation of graphite / R.M.Jones, D.A.R.Nelson // *AIAA Journal*. – 1976. – Vol. 14 – №10. – Pp. 1427–1435.

12. Jones, R.M. Stress-Strain Relations for Materials with Different Moduli in Tension and Compression / R.M.Jones // *AIAA Journal*. – 1977. – Vol. 15. – №1. – Pp. 16–25.

13. Золочевский, А.А. Расчет анизотропных оболочек из разномодульных материалов при неосесимметричном нагружении / А.А. Золочевский, В.Н.Кузнецов // *Динамика и прочность тяжелых машин*. – Днепропетровск: ДГУ, 1989. – С. 84–92.

14. Трещев, А.А. Теория деформирования и прочности разносопротивляющихся материалов / А.А. Трещев // Тула: ТулГУ, 2020. – 359 с.

15. Елсуфьев, С.А. Исследование деформирования фторопласта-4 при линейном и плоском напряженном состояниях / С.А. Елсуфьев // *Механика полимеров*. – 1968. – №4. – С. 742–746.

16. Елсуфьев, С.А. Изучение деформирования фторопласта в условиях плоского напряженного состояния / С.А. Елсуфьев, В.М. Чебанов // *Исследования по упругости и пластичности*. – Л.: Изд-во ЛГУ, 1971. – Вып. 8. – С. 209–213.

17. Айнбиндер, С.Б. Влияние гидростатического давления на механические свойства полимерных материалов / С.Б. Айнбиндер, М.Г. Лака, И.Ю. Майорс // *Механика полимеров*. – 1965. – № 1. – С. 65 – 75.

18. Айнбиндер, С.Б. Свойства полимеров при высоких давлениях / С.Б. Айнбиндер, К.И. Алксне, Э.Л. Тюпина, М.Г. Лака. – М.: Наука, 1973. – 118 с.

19. Деревянко, Н.И. Свойства армированного полистирола при кратковременном растяжении, сжатии и изгибе / Н.И. Деревянко // Механика полимеров. – 1968. – №6. – С. 1059–1064.

20. Божанов, П.В. Определение прочностных критериев при возникновении пластических деформаций в поликарбонате / П.В.Божанов, А.А.Трещев // Инновации и инвестиции. – 2018. – №12. – С. 323-326.

21. Bert, C.W. Models for Fibrous Composite with Different Properties in Tension and Compression / C.W.Bert // Transaction of the ASME. – 1977. – Vol. 99 N. – Ser. D. – No. 4. – Pp. 344–349.

22. Матченко, Н.М. Определяющие соотношения изотропных разносопротивляющихся сред. Ч. 2. Нелинейные соотношения / Н.М.Матченко, Л.А.Толоконников, А.А.Трещев // Изв. РАН. МТТ. – 1999. – №4. – С. 87–95.

23. Treshchev, A.A. Constitutive relations for isotropic materials allowing quasilinear approximation of the deformation law / A.A.Treshchev, A.A.Bobrishev, L.N.Shafigullin // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Vol. 481 (2019) UNSP012014. – Pp. 1 – 7.

24. Амбарцумян, С.А. Основные уравнения и соотношения разномодульной теории упругости анизотропного тела / С.А. Амбарцумян // Изв. АН СССР. МТТ. – 1969. – №3. – С. 51–61.

25. Ломакин, Е.В. Соотношения теории упругости для анизотропного тела, деформационные характеристики которых зависят от вида напряженного состояния / Е.В.Ломакин // Изв. АН СССР. МТТ. – 1983. – №3. – С. 63–69.

26. Трещев, А.А. Потенциальная зависимость между деформациями и напряжениями для ортотропных физически нелинейных материалов / А.А.Трещев // Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии. – 2017. – № 4-1 (324). – С. 71 – 74.

27. Трещев, А.А. Вариант модели деформирования ортотропных композитных материалов / А.А.Трещев, Ю.А.Завьялова, М.А.Лапшина // Эксперт: Теория и практика. – Тольятти: АНО «Институт судебной строительно-технической экспертизы» – 2020. – №3(6). – С. 62 – 68.

28. Грин, А. Большие упругие деформации и нелинейная механика сплошной среды / А.Грин, Дж.Адкинс. – М.: Мир, 1965. – 456 с.

29. Каудерер, Г. Нелинейная механика / Г.Каудерер. – М.: Изд-во иностр. лит., 1961. – 779 с.

30. Treshchev, A.A. Defining equations of deformation of materials with double anisotropy / A.A. Treshchev, Yu.A. Zavyalova, M.A. Lapshina, A.E. Gvozdev, O.V. Kuzovleva, E.S. Krupitsyn // Chebyshevskiiisbornik. – 2021. – Vol. 22. – No. 4. – Pp. 369 – 383.

31. Турсунов, Б.С. О свойствах потенциала напряжений упругих тел / Б.С. Турсунов // ПММ. – 1970. – Т. 34. – Вып. 1. – С. 15–22.

Сведения об авторах

Трещев Александр Анатольевич, член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительство, строительные материалы и конструкции» ФГБОУ ВО Тульский государственный университет, г. Тула Россия, e-mail: taa58@yandex.ru

Материалы VI Международной (XII Всероссийской) конференции

Ющенко Никита Сергеевич, ФГБОУ ВО Тульский государственный университет, г. Тула, Россия, e-mail: yushenko_1972@bk.ru

Treshchev Alexander Anatolyevich, Corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department "Construction, Building Materials and Structures", Tula State University, Tula, Russia, e-mail: taa58@yandex.ru.

Yushchenko Nikita Sergeevich, Postgraduate Student, Tula State University, Tula, Russia, e-mail: yushenko_1972@bk.ru.

Для цитирования:

Трещев А.А. Нелинейные уравнения состояния для композитных материалов с учетом структурной ортотропии и наведенной неоднородности / А.А. Трещев, Н.С. Ющенко // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 145–155.

Treshchev A.A. Nonlinear equations of state for composite materials taking into account structural orthotropy and induced inhomogeneity / A.A. Treshchev, N.S. Yushchenko // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 145–155.

УДК 624.012.45

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ В ЗОНЕ ПРОДАВЛИВАНИЯ ПЛИТЫ ПИЛОНОМ

В. Б. Филатов,

З. Ш. Галяутдинов

ФГБОУ ВО «Самарский государственный
технический университет»,
Академия строительства
и архитектуры,
г. Самара, Россия

***Аннотация:** проведено исследование напряженно-деформированного состояния в зоне продавливания плоской железобетонной плиты при продавливании колонной-пилоном. Численный эксперимент выполнялся на конечно-элементных моделях при наличии и отсутствии поперечной арматуры в зоне продавливания плиты. Представлены результаты численного исследования и выполнен их сравнительный анализ. Результаты исследования показывают, что наличие поперечной арматуры в зоне продавливания плиты не оказывает значимого влияния на характер распределения усилий на сжатой грани плиты по периметру колонны-пилон.*

***Ключевые слова:** продавливание, плоская плита, поперечная арматура.*

NUMERICAL STUDY OF THE WORK OF TRANSVERSE REINFORCEMENT IN THE ZONE OF SLAB PUNCHING BY A PYLON

***Abstract:** a study of the stress-strain state in the punching zone of a flat reinforced concrete slab during punching by a pylon column was carried out. The numerical experiment was carried out on finite element models in the presence and absence of transverse reinforcement in the slab punching zone. The results of a numerical study are presented and their comparative analysis is performed. The results of the study show that the presence of transverse reinforcement in the slab punching zone does not significantly affect on the nature of the distribution of forces on the compressed face of the slab along the perimeter of the pylon column.*

***Keywords:** punching, flat slab, transverse reinforcement.*

ВВЕДЕНИЕ

Экспериментальные исследования по продавливанию железобетонных плит колоннами прямоугольного сечения, проведённые на опытных образцах [1–4], показывают значительное влияние отношения сторон сечения колонны на прочность монолитной плиты при продавливании.

Наибольшее снижение прочности (до 30%) наблюдается при продавливании плит колонной-пилоном. Следует отметить, что в опубликованных исследованиях по продавливанию железобетонных плит колоннами прямоугольного сечения преобладают испытания опытных образцов без поперечной арматуры в плитах.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для проведения численных экспериментов был выбран программный комплекс Simulia Abaqus, в котором имеется возможность учёта реальной нелинейной диаграммы деформирования бетона, в том числе учёт ниспадающей ветви. Так как задача является симметричной, то модель представляла собой четверть образца (рис. 1), реакции отброшенных частей моделировались связями. Принятое армирование моделей представлено на рис. 2.

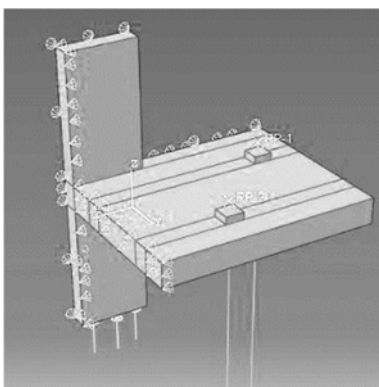


Рис. 1 Общий вид модели

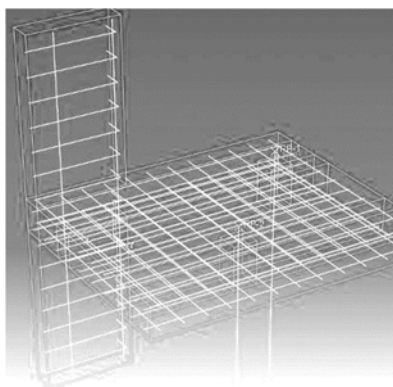


Рис. 2 Армирование модели

Нагружение моделей производилось монотонно возрастающей равномерно-распределённой нагрузкой, приложенной к нижней грани колонны. Расчёт выполнен в динамическом решателе Explicit. Для обеспечения квазистатического нагружения кинетическая энергия системы должна быть минимальной. С этой целью использовался инструмент искусственного «утяжеления» модели «mass scaling» («Target Time Increment» принят равным 0,0004-0,0005, время нагружения – 30 секунд).

Для описания деформирования бетона принята модель пластического разрушения бетона с повреждениями – concrete damage plasticity (CDP). Модель CDP учитывает повреждения бетона на ветви разгрузки посредством уменьшения модуля упругости, что позволяет моделировать процесс трещинообразования в бетоне. Величина уменьшения определяется коэффициентами повреждения бетона при растяжении (d_t) и сжатии (d_c). В модели CDP используется критерий разрушения Люблинера [5] с дополнениями, предложенными Ли и Фенвесом [6]. В данном критерии учитывается увеличение прочности (напряжений при разрушении) при двухосном и трёхосном напряженном состоянии по сравнению с одноосным.

Диаграмма деформирования арматуры принималась двухлинейной согласно СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

Методика проведения численного эксперимента принята в соответствии с работой [7].

Для исследования влияния поперечной арматуры на распределение усилий в бетоне сжатой грани плиты по периметру колонны, а также для исследования характера распределения усилий в стержнях поперечной арматуры были разработаны три конечно-элементных модели с поперечной арматурой и две контрольные модели без поперечной арматуры:

- КСП-1-1,5-КЭ, КСП-4-1-КЭ – конечно-элементная модель без поперечной арматуры;
- КСП-1-1,5-П0,7-КЭ, КСП-4-1-П0,5-КЭ, КСП-4-1-П0,7-КЭ – конечно-элементные модели с поперечной арматурой.

Модель КСП-4-1-П0,5-КЭ отличается от модели КСП-4-1-П0,7-КЭ меньшим количеством стержней поперечной арматуры. Параметры конечно-элементных моделей приведены в табл. 1.

Таб. 1 Параметры конечно-элементных моделей

Марка конечно-элементной модели	Сечение колонны $b \times h$, мм	c_{min}/h_0	Количество стержней первого ряда, шт.	$\frac{F_{sw,ult}}{F_{b,ult}}$
КСП-1-1,5-КЭ	300×300	1,5	–	–
КСП-1-1,5-П0,7-КЭ	300×300	1,5	28	0,67
КСП-4-1-КЭ	200×800	1	–	–
КСП-4-1-П0,5-КЭ	200×800	1	24	0,49
КСП-4-1-П0,7-КЭ	200×800	1	40	0,76

Толщина плит моделей – 240 мм, рабочая высота сечения $h_0 = 200$ мм, поперечная арматура расположена с регулярным шагом 65 мм во взаимоперпендикулярных направлениях, модели содержат 5 рядов стержней поперечной арматуры. Сопротивление поперечной арматуры принято равным $R_{sw,n} = 240$ МПа.

Разрушающая нагрузка конечно-элементной модели P_{fem} (табл. 2) определялась как максимальное значение суммы реакций опор на тягах, удерживающих плиту модели, то есть максимум на графиках рис. 3. Для сравнения определялась несущая способность плит при продавливании P_{norm} согласно методике расчета СП 63.13330.2018.

Таб. 2 Экспериментальная P_{fem} и расчетная P_{norm} несущая способность моделей

Марка конечно-элементной модели	P_{fem} , кН	P_{norm} , кН	$\frac{P_{fem}}{P_{norm}}$
КСП-1-1,5-КЭ	705	710	0,99
КСП-1-1,5-П0,7-КЭ	1114	1185	0,94
КСП-4-1-КЭ	702	1098	0,64
КСП-4-1-П0,5-КЭ	1249	1638	0,76
КСП-4-1-П0,7-КЭ	1244	1929	0,65

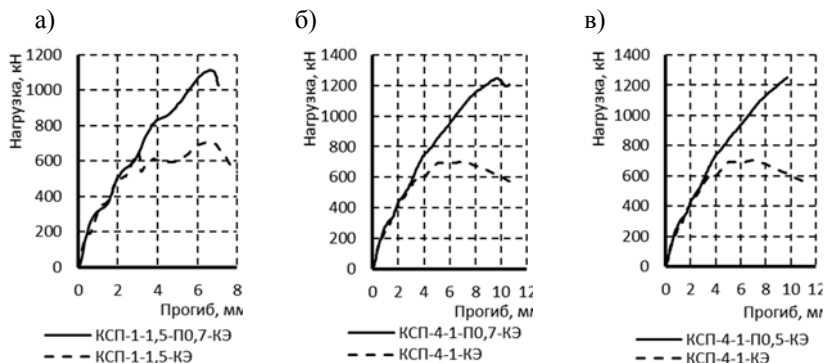


Рис. 3. Графики «нагрузка-прогиб» для моделей: а) КСП-1-1,5-П0,7-КЭ; б) КСП-4-1-П0,7-КЭ; в) КСП-4-1-П0,5-КЭ

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Согласно методике расчета СП 63.13330.2018 прочность плиты при продавливании определяется как сумма двух компонентов – усилия в бетоне $F_{b,ult}$ и усилия в поперечной арматуре $F_{sw,ult}$. Было определено усилие $F_{sw,ult}$ в соответствии с методикой СП 63.13330.2018 и предельное усилие в поперечной арматуре конечно-элементной модели $F_{sw,fem} = P_{fem} - P_{fem,контр.}$, которое определялось как разность разрушающих нагрузок модели с поперечной арматурой и без неё (табл. 3).

Отношение $F_{sw,fem}/F_{sw,ult}$ для модели с квадратной колонной (КСП-1-1,5-П0,7-КЭ) равно 0,86. Это показывает, что прочность поперечной арматуры используется практически полностью, при этом отношение разрушающих нагрузок $P_{fem}/P_{norm.}$, полученных на модели и по методике норм СП 63.13330.2018 равно 0,94 (табл. 2), что говорит о хорошем соответствии экспериментальных и расчетных значений прочности плиты при продавливании.

Таб. 3 Усилия в поперечной арматуре плиты при продавливании

Марка конечно-элементной модели	$F_{sw,ult}$, кН	$F_{sw,fem}$, кН	$\frac{F_{sw,fem}}{F_{sw,ult}}$
КСП-1-1,5-П0,7-КЭ	475	409	0,86
КСП-4-1-П0,5-КЭ	540	547	1,01
КСП-4-1-П0,7-КЭ	831	542	0,65

Для модели с прямоугольной колонной и арматурой, расположенной вдоль всего контура продавливания (КСП-4-1-П0,7-КЭ) отношение $F_{sw,fem}/F_{sw,ult}$ равно 0,65. Это позволяет предположить, что прочность арматуры используется не полностью. Заметим, что отношение $P_{fem}/P_{norm.}$ для соответствующей модели без поперечной арматуры (КСП-4-1-КЭ), равно 0,64 (табл. 2). Другими словами, прочность бетона используется на 64%, а прочность арматуры на 65%. Это позволяет предположить, что в случае продавливания плиты колонной прямоугольного сечения (пилонном) в стержнях поперечной арматуры также присутствует неравномерность в

распределении усилий: максимальные усилия наблюдаются возле углов пилона и вдоль его короткой стороны, у середины длинной стороны пилона усилия в поперечной арматуре снижаются. Этот вывод подтверждается результатами испытаний модели КСП-4-1-П0,5-КЭ, в которой отсутствуют стержни поперечной арматуры в средней части длинной стороны пилона. Отношение разрушающих нагрузок $P_{fem}/P_{norm.}$ равно 1,013. Это показывает, что прочность арматуры используется полностью, так как она установлена в местах концентрации усилий продавливания.

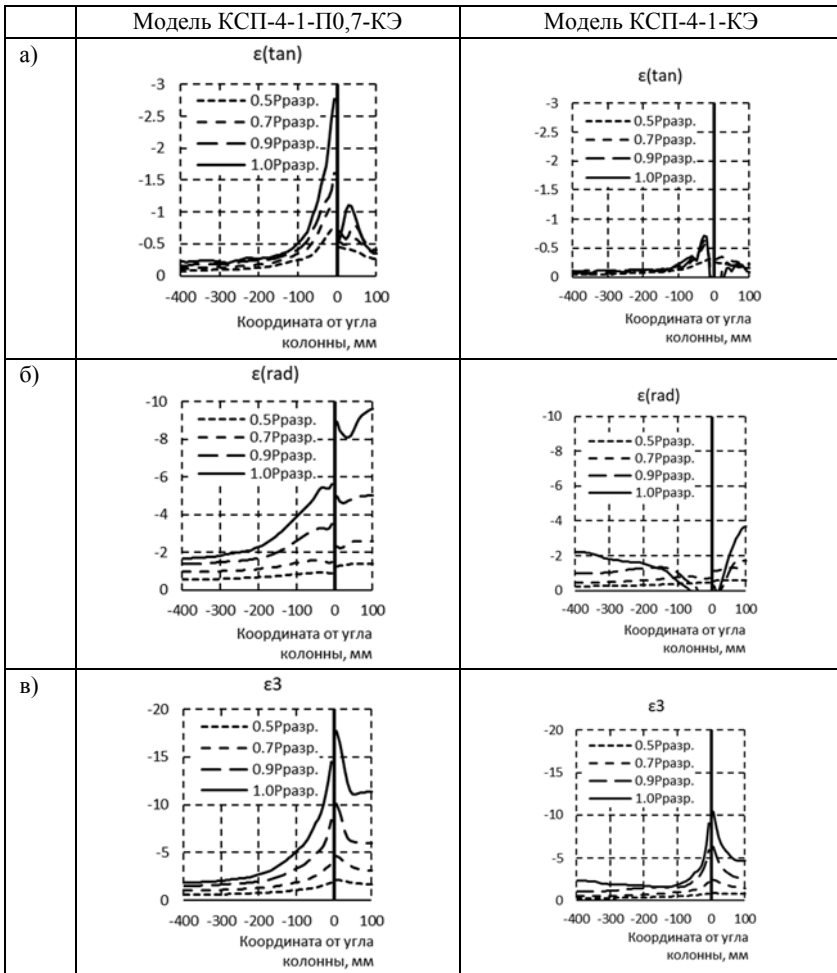


Рис. 4. Деформации сжатой грани плиты вдоль сторон колонны: а) тангенциальные, б) радиальные, в) главные деформации сжатия. Координата «0» соответствует углу колонны. Значения деформаций приведены в $\epsilon \times 10^{-3}$ ЕОД

Максимальные усилия наблюдаются в стержнях поперечной арматуры первого ряда, расположенных возле угла пилона и вдоль его короткой стороны – $0,67 \dots 1,0(R_{sw}A_{sw})$, у середины длинной стороны пилона усилия в поперечной арматуре снижаются до величин $0,19(R_{sw}A_{sw})$, что согласуется с выводами авторов [8], которые отмечают неэффективность установки поперечной арматуры у середины длинной стороны пилона. Усилия в стержнях второго ряда вдоль длинной стороны пилона распределены относительно равномерно и находятся в диапазоне $0,39 \dots 0,56(R_{sw}A_{sw})$.

Для изучения влияния поперечной арматуры на напряжённо-деформированное состояние бетона проведен сравнительный анализ эпюр срезающих, тангенциальных, радиальных и главных деформаций сжатия бетона для моделей КСП-4-1-П0,7-КЭ и КСП-4-1-КЭ (рис. 4, 5).

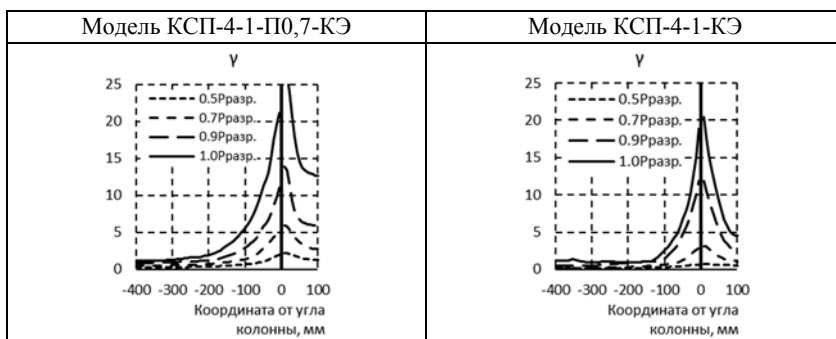


Рис. 5. Деформации среза сжатой грани плиты вдоль сторон колонны.

Анализируя эпюры на рис. 4, 5, отметим, что неравномерность в распределении срезающих, тангенциальных и главных деформации сжатия наблюдается для обеих моделей. Радиальные деформации бетона сжатой грани плиты при наличии поперечной арматуры в зоне продавливания при нагрузке $0,9P_{fem}$ составляли: $3400 \cdot 10^{-6}$ ЕОД возле угла пилона и $1700 \cdot 10^{-6}$ ЕОД у середины длинной стороны пилона. Неравномерность присутствует при всех уровнях нагружения. Из этого можно сделать вывод, что установка поперечной арматуры не устраняет неравномерность распределения усилий в бетоне при продавливании плиты прямоугольной колонной.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Наличие поперечной арматуры не оказывает существенного влияния на характер распределения усилий в бетоне на сжатой грани плиты: неравномерность распределения усилий по периметру колонны в зоне продавливания сохраняется при установке поперечной арматуры.

Усилия в поперечной арматуре в первом ряду стержней вдоль длинной стороны колонны распределены неравномерно: в стержне возле угла колонны усилия растяжения равны $0,84(R_{sw}A_{sw})$, а в стержне у середины длинной стороны колонны – $0,19(R_{sw}A_{sw})$, то есть меньше в 4,4 раза.

ЛИТЕРАТУРА

1. Setiawan, A. / A. Setiawan, R. L. Vollum, L. Macorini, B. A. Izzuddin // Punching of RC slabs without transverse reinforcement supported on elongated columns // Structures. – 2020. – Vol. 27. – Pp. 2048–2068.

2. Teng, S. Punching Shear Strength of Slabs with Openings and Supported on Rectangular Columns / S. Teng, H. K. Cheong, K. L. Kuang, J. Z. Geng // *ACI Structural Journal*. – 2004. – Vol. 101. no. 5. – Pp. 678–687.

3. Sagaseta, J. Punching of flat slabs supported on rectangular columns / J. Sagaseta, L. Tassinari, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni // *Engineering Structures*. – 2014. – no. 77. – P. 17–33.

4. Филатов, В. Б. Экспериментальное исследование и методика расчета прочности железобетонных плит при продавливании / В. Б. Филатов, З. Ш. Галяутдинов // *Градостроительство и архитектура*. – 2021. – Т. 11, № 4. – С. 53–65. DOI: 10.17673/Vestnik.2021.04.7.

5. Lubliner, J. A plastic-damage model for concrete / J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate // *Int. Journal of Solids and Structures*. – 1989. – Vol. 25 (3). – P. 299–326.

6. Lee, J. A Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures / J. Lee, G. L. Fenves // *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. – 1998. – Vol. 124, no. 8. – P. 892–900.

7. Галяутдинов, З. Ш. Численное исследование работы железобетонных плит в зоне продавливания / З. Ш. Галяутдинов // *Градостроительство и архитектура*. – 2021. – Т. 11, № 3. – С. 4–13. DOI: 10.17673/Vestnik.2021.03.01.

8. Tan, C.B. Shear studs in slab-column connections with rectangular column / C.B. Tan, S.C. Lee, S. Teng // *27th Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES*. Singapore. – 2002. – P. 569–574.

Сведения об авторах

Филатов Валерий Борисович, к.т.н., профессор кафедры «Железобетонные конструкции» Академии строительства и архитектуры ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», e-mail: vb_filatov@mail.ru

Галяутдинов Зульфат Шавкатович, к.т.н., ассистент кафедры «Железобетонные конструкции» Академии строительства и архитектуры ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», e-mail: zulfat.sh.g@mail.ru

Filatov Valery Borisovich, PhD in engineering, Professor of the Department “Reinforced Concrete Constructions” of Academy of Civil Engineering and Architecture, Samara State Technical University, e-mail: vb_filatov@mail.ru

Galyautdinov Zulfat Shavkatovich, PhD in engineering, assistant of the Department of “Reinforced Concrete Constructions” of Academy of Civil Engineering and Architecture, Samara State Technical University, e-mail: zulfat.sh.g@mail.ru.

Для цитирования:

Филатов В. Б. Численное исследование работы поперечной арматуры в зоне продавливания плиты пилоном / В. Б. Филатов, З. Ш. Галяутдинов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 156–162.

Citation:

Filatov V.B. Numerical study of the work of transverse reinforcement in the zone of slab punching by a pylon / V.B. Filatov, Z.Sh. Galyautdinov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 156–162.

УДК 691.328.4

ОБЛЕГЧЕННАЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ПЛИТА С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

*А.Х. Шарифов,
Ю.А. Иващенко,*
Южно-Уральский
государственный университет,
г. Челябинск, Россия

А.Дж. Рахмонзода
Таджикский технический
университет
имени акад. М.С. Осими,
г. Душанбе, Таджикистан

***Аннотация:** композитная арматура день за днем становится практичным альтернативным строительным материалом, заменяя стальные арматуры в бетонных конструкциях. Комбинированный армирование – это использование стальной и композитной арматуры, в облегченную плиту, что сделает конструкцию значительно экономичной. Облегченность плиты, нагруженной поперечной нагрузкой, вызывающей изгиб из плоскости, достигается рациональным комбинированием легкого бетона (сборные блоки) и тяжелого (монолитный бетон).*

***Ключевые слова:** облегченная железобетонная плита, сборные блоки, композитная арматура.*

LIGHTWEIGHT REINFORCED CONCRETE PLATE WITH COMBINED REINFORCEMENT

***Abstract:** composite rebar is becoming a practical alternative building material day by day, replacing steel rebar in concrete structures. Combined reinforcement is the use of steel and composite reinforcement in a lightweight slab, which will make the structure much more economical. The lightness of a slab loaded with a transverse load that causes bending out of plane is achieved by a rational combination of lightweight concrete (prefabricated blocks) and heavy concrete (monolithic concrete).*

***Keywords:** lightweight reinforced concrete slab, prefabricated blocks, composite reinforcement.*

ВВЕДЕНИЕ

Нынешнее строительство направлено на повышение эффективности строительного производства, экономное использование материальных ресурсов, использование новых перспективных материалов, в том числе изготовленных с использованием нанотехнологий [9]. В строительном практике применение облегченных конструкций становится все более популярным.

лярными [1,6]. Облегченная монолитная плита с вкладышами в мировой практике показала свою развитию, перспективу, а также преимуществу этой конструкции [2,7,8].

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Облегченные плиты являются высококачественной альтернативой стандартным железобетонным конструкциям. Облегченные плиты перекрытия можно использовать для строительства зданий любого типа, независимо от используемого материала. Облегченные плиты перекрытия помогают возвести крупное здание за небольшой срок. В производстве представленных элементов используется высококачественный тяжелый и легкий бетон, который позволяет сделать конструкцию одновременно легкой и прочной. При этом цементы и другие материалы в элементах конструкции будут намного эффективнее.

Облегченные плиты имеют массу достоинств:

- небольшой вес (нагрузка общей конструкции при этом снижается, поэтому применять элементы можно даже в том случае, если здание строится на слабом грунте);
- возможность увеличения пролета (его можно делать короче или длиннее, кроме того, этаж становится немного выше, ведь толщина плиты уменьшена);
- точные габариты (на производстве изготавливаются элементы многих видов);
- быстрый монтаж (достаточно только нанять кран и опытного специалиста);
- хорошее качество и высокая производительность;
- отличная шумоизоляция (для этого необходимо оставить отверстия внутри плиты пустыми или же заполнить их утеплителем типа минеральной ваты);
- экономия средств, материалов и человеческого труда (в производстве используется меньше компонентов).



Рис. 1. Облегченная плита с вкладышами

Перекрытия в двух- или трехэтажном доме, или коттедже, подвале, цоколе, загородных коттеджах и пентхаусах часто возводятся с использованием облегченных плит перекрытия. Такие элементы каркаса здания полностью выполняют все возложенные на них функции, что обеспечивает

их растущий спрос на рынке индивидуального строительства, подтверждая надежность и удобство возведения прочной опоры здания с помощью облегченных плит.

Учитывая, что этот вид строительного материала только начинает набирать популярность, таких заводов, особенно в центре России и Средней Азии, ориентированных на указанное производство, не так много.

Еще в начале 90-х годов профессор Шмуклер В.С. предложил использовать захороняемые вкладыши из переработанного пенополистирола для снижения расхода материалов для различных железобетонных элементов из тяжелых и легких бетонов. [3-4].

В зарубежных странах такие технологии, как: Airdeck, BubbleDeck, Cobiax, Монофант, широко используется в современных зданиях [5,10].

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Airdeck производит гибкие строительные конструкции для устойчивых зданий. Эти легкие конструкции оптимизируют работу во всех областях строительства и гарантируют долгосрочную гибкость здания. Airdeck использует уникальный подход к строительству, который имеет многочисленные преимущества для всех сторон, участвующих в процессе строительства. С данной конструкции можно полностью отказаться от балок и подпорных стен, большие пролеты с плоскими полами, возможна любая форма здания, меньше колонн, не требуются балки и подпорные стены и т.д.

Airdeck состоит из бетонного элемента, на котором стоят Airboxes. Эти формователи полостей обеспечивают значительную экономию веса полов. Воздушные ящики доступны разной высоты. Доступны полы от 200 мм до 500 мм (и более). Элемент Airdeck состоит из сборного нижнего корпуса диаметром 6 или 7 см, на котором расположены воздушные ящики. Воздушные ящики полностью закреплены в элементе.



Рис. 2. Строительные конструкции с технологиями Airdeck



Рис. 3. Вкладыши Airdeck

Установка очень проста. Элементы могут быть подняты с решетчатых балок и установлены двумя людьми. На месте строительство устанавливается муфта и верхнее армирование. Сетка для верхнего усиления может быть установлена непосредственно на аэробоксы. Заливка бетона может быть выполнена традиционным способом. Это требует гораздо меньше бетона и времени.



Рис. 4. Бетонирование Airdeck

BubbleDeck. Самая большая конструкция BubbleDeck, построенная на сегодняшний день в Великобритании, была завершена на 6 недель раньше запланированного срока. Конструкция состоит из 7800 м² плит перекрытий BubbleDeck между 3 и 6 этажами, опирающихся на монолитные железобетонные колонны. Более 400 000 фунтов стерлингов были сэкономлены в результате включения BubbleDeck в этот проект, что составляет 3% экономии от общей стоимости проекта. Генеральный подрядчик впоследствии обнаружил, что преимущества системы BubbleDeck сохраняются на протяжении всего строительного процесса с более быстрым и дешевым возведением внешних и внутренних стен, а также быстрой и простой установкой коммуникаций под плоскими перекрытиями.



Рис. 5. Строительные конструкции с технологиями BubbleDeck

BubbleDeck – это система плоских плит со структурными пустотами, которая снижает собственный вес плиты перекрытия на 33%, позволяя увеличить пролеты между опорами колонн и получить целый ряд других преимуществ в плане дизайна, стоимости и конструкции. Система устраняет второстепенные несущие конструкции, такие как балки – готовая плита перекрытия пролетает в двух направлениях непосредственно на сборные/монолитные железобетонные колонны или несущие стены. Пластиковые шарики в форме сферы или эллипса расположены между нижней и верхней армирующей сеткой. Размеры шариков выбираются в соответствии с размерами ячеек продольного и поперечного арматурных стержней с учетом толщины плиты таким образом, чтобы шарики жестко фиксировались с помощью армирующих сеток и в то же время обеспечивали нормальные защитные слои бетон [7].



Рис. 6. Вкладыши Airdeck

Cobiax является одной из первых технологий, которая не только теоретически превосходит монолитное строительство, но и неоднократно доказывала свои преимущества в области безопасности, экологичности и экономичности на практике: во всем мире уже создано более 14 миллионов квадратных метров потолков на основе Технология Cobiax. В результате удалось сэкономить два миллиона тонн бетона; окружающая среда освобождается от 180 000 тонн CO² (углекислый газ, диоксид углерода.).



Рис. 7. Строительные конструкции с технологиями BubbleDeck

Технология Sobiax не только экономит ценные строительные материалы и энергию, но также предлагает широкий спектр конструктивных преимуществ: потолки Sobiax позволяют использовать большие пролеты при том же весе, что и сплошные потолки; приходится нести меньшую нагрузку, и вес всего комплекса может быть значительно уменьшен.

Sobiax – включаются в процессе возведения зданий на строительной площадке. Однако они также могут изготавливаться промышленным способом, полностью сборные элементы или в комбинации со сборными элементами. Для плиты толщиной 200-350мм применяются вкладыши в виде эллипса, а для плит 300-600мм – в виде сферы [3,8].



Рис. 8. Вкладыши Sobiax

Конструкции Sobiax с пустотелым сердечником соответствуют самым строгим международным стандартам. Снижая вес плиты, они снижают общую нагрузку здания, более того, повышают сейсмостойкость. Вкладыши Sobiax заменяют до 35% бетонных материалов, используемых в традиционном строительстве: воду, гравий, цемент и песок. Это снижает потребление CO_2 во время производства. Потребность в арматурной стали также снижается.

Экономические преимущества впечатляют: несущие части конструкции, вплоть до фундамента, могут быть спроектированы более изящно и легче благодаря уменьшению собственного веса плит на 35%; это также снижает затраты. За счет более легкой конструкции самой конструкции увеличивается полезная площадь; это приводит к увеличению достигнутой отдачи.

Монофант – широкое применение получил в Украине. В настоящее время применяют пенополистирольные блоки в виде вкладыша. Бетонная смесь наносится методом торкретирования, что позволяет стимулировать процесс строительства. Особенностью предлагаемой системы является использование произвольной (нерегулярной) сетки колонн, различных легких материалов для вставок с целью значительного снижения собственного веса конструкции, а также сложность конфигурации в плане [10].



Рис. 9. Строительные конструкции с технологиями Монофант

Устройство железобетонного перекрытия облегченного типа такими способами позволяет осуществлять наименее материалоемкое (ввиду отсутствия фиксирующих приспособлений) крепление вкладышей за счет сил сцепления бетона нижней полки с поверхностью вкладыша, а также за счет нагружения вкладыша бетонной смесью при бетонировании верхней части перекрытия [10].

- Другими достоинствами данной конструкции являются:
- создаваемые конструкции с произвольной геометрией;
 - практически неограниченная комбинаторика объемно-планировочных решений;
 - свободная внутренняя планировка;
 - использование заданного расхода материалов;
 - высокая несущая способность элементов;
 - ограниченная деформативность;
 - небольшой собственный вес;
 - эффективная технология возведения и многое другое.



Рис. 10. Бетонирование Монофант

Таб. 1 – Техничко-экономические показатели конструкций перекрытия

Название технологии	Конструктивная толщина перекрытия, см	Объем вкладыша, см ³	Шаг вкладышей, см	Количество вкладышей, шт/м ²	Объем вкладышей, м ³ /м ²	Приведенная толщина перекрытия, см
Airdeck	25	4100	30	11	0,045	20,4
BubbleDeck	25	3100	20	25	0,076	17,2
Cobiax	25	9100	35	8,2	0,075	17,5
U-Boot Beton	25	28000	64	2,44	0,068	18,2
Монофант	25	121500	100	1	0,1215	12,85

Таблица 1 показывает, что толщина перекрытия с применением неизвлекаемых вкладышей значительно меньше, в отличие от остальных технологий, что обуславливает минимизацию веса конструкций. Количество вкладышей на 1 м² перекрытия упрощает армирование и процесс бетонирования, одновременно предопределяя рационализацию сечений без привязки к типовой форме вкладышей из полимерных материалов.

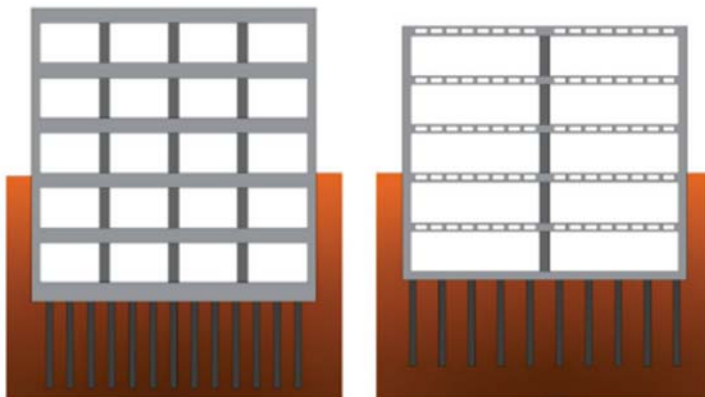


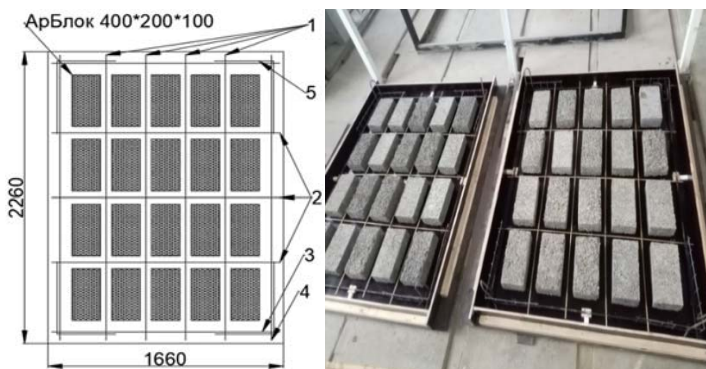
Рис. 11. Оптимизация конструктивной схемы зданий

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Применение облегченных монолитных перекрытий за счет снижения веса конструкций и уменьшения их прогибов позволяет существенно оптимизировать конструктивные схемы зданий. На Рис. 9. показана оптимизация конструктивной схемы зданий за счет применения облегченных многопустотных монолитных плит перекрытия [11].

Все перечисленные способы устройств облегченных железобетонных монолитных плит, значительно уменьшают расход материалов, при этом не теряя прочностные характеристики конструкции. Благодаря, таким способам в монолитных плитах экономится до 40% материалов [1-8], что заметно уменьшает себестоимость монолитных плит перекрытия в целом.

Поэтому цель нашей работы – представить альтернативный вариант облегченных монолитных перекрытий и покрытий с комбинированным армированием (по краям плиты стальная арматура, а по центру – стеклопластиковая, в качестве вкладыша арболитовые блоки).



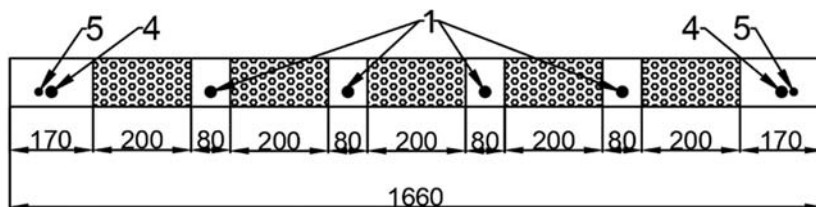


Рис. 12. 1, 2 – Композитная арматура 3, 4 – Стальная арматура; 5 – ребро жесткости

Альтернативный вариант облегченных монолитных плит перекрытий и покрытий с комбинированным армированием на основе теоретических и инженерных подходов позволяет значительно снизить материалоемкость в промышленном и гражданском строительстве. Более того, этот вариант способствует частичному использованию композитной арматуры, так как имеет множество преимуществ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Меньлюк, А.И. Облегченные монолитные перекрытия для зданий с «гибкой планировкой» / А.И. Меньлюк, А.А. Остапчук, В.В. Таран // Будівельне виробництво. – 2012. – № 53. – С. 9–15.
2. Бугаевский, С.А. Применение самоуплотняющегося бетона в технологии устройства облегченных железобетонных перекрытий / С.А. Бугаевский // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – 2015. – № 69. – С. 79–90.
3. А.с. 1738960 СССР, Е 04 С 2/04. Стеновая панель / В.С. Шмуклер. – № 4865060/33; заявл. 10.09.90; опубл. 07.06.92, Бюл. № 21.
4. А.с. 1738962 СССР, Е 04 С 2/26, Е 04 В 5/02. Железобетонный ограждающий элемент / В.С. Шмуклер, В.Д. Бедим, И.В. Шмуклер, Д.В. Бедим. – № 4865059/33; заявл. 10.09.90; опубл. 07.06.92, Бюл. № 21.
5. Аралов, Р.С. Анализ использования облегченных конструкций монолитных плит в российской и зарубежной практике / Р.С. Аралов, В.И. Римшин // Проблемы науки. – 2017. – № 7(20).
6. AirDeck®System. [Electronic resource]. – <http://www.airdeck.com/> (date of access: 11.11.2022).
7. BubbleDeck®System. [Electronic resource]. – <http://www.bubbledeck-uk.com/> (date of access: 11.11.2022).
8. Cobiax®System. [Electronic resource]. – <https://www.cobiax.com/intl/technologie/> (date of access: 11.11.2022).
9. Рахмонов, А.Д. Армобетонные балочные системы и их напряженно-деформированное состояние: моногр. / А.Д. Рахмонов, В.М. Поздеев, Н.П. Соловьев. – Йошкар-Ола: ПГТУ, 2017. – 6 с.
10. Шмуклер В.С. Система «МОНОФАНТ» для возведения монолитных железобетонных каркасов. / В.С. Шмуклер, С.А. Бугаевский, В.Б. Никулин // Вестник ХНАД. – 2015.- № 71.- С. 70-84.
11. Староста, Н. А. Современные технологии получения облегченных железобетонных перекрытий / Н. А. Староста // Актуальные вопросы современной науки : сборник статей по материалам XVII международной

научно-практической конференции, Томск, 19 декабря 2018 года. – Томск: Общество с ограниченной ответственностью Дендра, 2018. – С. 109-120. – EDN ZAOZBZ.].

Сведения об авторах

Шарифов Абубакр Хайдарович, аспирант кафедры «Строительные конструкции и сооружения», Южно-Уральский государственный университет (Челябинск), sharifov.a.h@mail.ru

Ивашенко Юлий Алексеевич, доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции и сооружения», Южно-Уральский государственный университет (Челябинск), ivashenkoia@susu.ru

Рахмонзода Ахмаджон Джамолоддин, кандидат технических наук, доцент кафедры «Промышленное и гражданское строительство», Таджикского технического университета имени акад. М.С. Осими (Душанбе), ahmadjon2903@mail.ru

Sharifov Abubakr Khaidarovich, post-graduate student of the department "Building structures and facilities", South Ural State University (Chelyabinsk), sharifov.a.h@mail.ru

Ivashchenko Yuliy Alekseevich, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Building Structures and Structures, South Ural State University (Chelyabinsk), ivashenkoia@susu.ru

Rahmonzoda Ahmadjon Jamoloddin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Industrial and Civil Engineering, Tajik Technical University named after acad. M.S. Osimi (Dushanbe), ahmadjon2903@mail.ru

Для цитирования:

Шарифов А.Х. Облегченная железобетонная плита с комбинированным армированием/ А.Х. Шарифов, Ю.А. Ивашенко, А.Дж. Рахмонзода // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 163–173.

Citation:

Sharifov A.H. Lightweight reinforced concrete plate with combined reinforcement/ A.H. Sharifov, Yu.A. Ivashchenko, A.J. Rahmonzoda // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 163–173.

НАДЕЖНОСТЬ, ДОЛГОВЕЧНОСТЬ, МОНИТОРИНГ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 621.315.17:621.3.056:69.04:69.07

ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДИК ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, РАБОТАЮЩИХ В КОМБИНИРОВАННЫХ АГРЕССИВНЫХ СРЕДАХ (В ТОМ ЧИСЛЕ ОПОР ЛЭП). ВЗАИМОСВЯЗЬ ПАРАМЕТРОВ ГЛУБИН И СКОРОСТЕЙ КОРРОЗИОННОГО ПОВРЕЖДЕНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ КАК ОСНОВА ПРОГНОЗИРОВАНИЯ

Н.С. Арбузова

СГТУ имени Гагарина Ю.А.,
г. Саратов

Я.С. Степанов

ГАПОУ ЧР «Чебоксарский техникум
строительства и городского хозяйства»,
г. Чебоксары

Аннотация: статья обзорная о сложностях прогнозирования долговечности ответственных, многочисленных железобетонных конструкций, работающих в комбинированных агрессивных средах, к которым относятся и центрифугированные опоры высоковольтных ЛЭП с широким спектром дефектов и повреждений. Обзор нормативной документации и ряда научных исследований, показал, что прогноз долговечности таких конструкций, основанный на результатах традиционного обследования и оценки технического состояния, представляет собой, по оценке многих исследователей, сложную практическую задачу. Нормами такие методики не разработаны, а результаты решения ее по различным авторским методикам бывают достаточно противоречивыми. В основу авторских методик, как правило, положен или вероятностный среднестатистический характер или контролируется распределение по бетону определенного агрессивного агента, а при многокомпонентном агрессивном воздействии картина интерференционно меняется. Авторами предложено в качестве интегрированной оценки коррозионных и силовых воздействий на конструкцию, использовать контролируемый индикатором параметр глубины (L_{pH9}) и скорости продвижения фронта понижённой с $pH=13$ до $pH=9$ щёлочности поровой жидкости бетона в увязке с глубиной (L_s) и скоростью коррозионного износа сечения, вовлеченной в него арматуры.

Ключевые слова: методика моделирования, категория опасности дефекта и повреждения, категория технического состояния, прогнозирование долговечности, глубины и скорости коррозионного фронта бетона и арматуры. снижение щелочности бетона до уровня $pH=9$ депассивации арматуры.

REVIEW OF EXISTING METHODS FOR PREDICTING THE DURABILITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OPERATING IN COMBINED AGGRESSIVE ENVIRONMENTS (INCLUDING POWER TRANSMISSION TOWERS). CORRELATION BETWEEN THE PARAMETERS OF DEPTHS AND RATES OF CORROSION DAMAGE TO CONCRETE AND REINFORCEMENT AS A BASIS FOR FORECASTING

Abstract: a review article about the difficulties of predicting the durability of critical, numerous reinforced concrete structures operating in combined aggressive environments, which include centrifuged supports of high-voltage power lines with a wide range of defects and damage. A review of regulatory documentation and a number of scientific studies showed that the prediction of the durability of such structures, based on the results of a traditional survey and assessment of the technical condition is according to many researchers, a difficult practical task. Such methods have not been developed by the norms, and the results of solving it according to various author's methods are quite contradictory. As a rule, the author's methods are based on either a probabilistic average character or the distribution of a certain aggressive agent over concrete is controlled, and with a multicomponent aggressive effect, the interference pattern changes. The authors proposed, as an integrated assessment of corrosion and force effects on the structure, to use the indicator-controlled depth parameter (L_{pH9}) and the speed of the advance of the front, reduced from $pH=13$ to $pH=9$, the alkalinity of the pore fluid of concrete in relation to the depth (L_s) and the rate of corrosion wear of the section reinforcement involved in it.

Keywords: modeling technique, category of defect and damage hazard, category of technical condition, prediction of durability, depth and speed of concrete and reinforcement corrosion front. reduction of alkalinity of concrete to $pH=9$ depassivation of reinforcement.

ВВЕДЕНИЕ

Проблема корректной оценки, прогнозирования и вытекающих мероприятий по обеспечению долговечности железобетонных конструкций в комбинированных (многокомпонентных) агрессивных средах (в том числе и ЛЭП) в последнее время приобрело особую актуальность. Это связано с тем, что период массового возведения серийных многоэлементных объектов с применением железобетона выпал на 50-80-е годы прошлого столетия. Ввиду малых объемов серийного строительства, доля железобетонных конструктивов, находящихся в эксплуатации более половины нормативного срока (70-80 лет) продолжает расти. В таких конструктивах наблюдается большое количество дефектов и повреждений, различного происхождения.

Одна из главных задач при этом оценка их эксплуатационного состояния и прогнозирование долговечности с учетом деградиационных процессов. И если задача оценки эксплуатационного состояния решается уже давно, то проблема прогнозирования долговечности или остаточного ресурса поврежденных конструкций в настоящее время только начала активно разрабатываться. При этом преобладают достаточно упрощенные методики ослабления по росту концентрации внутри бетона какого-либо одного агрессивного компонента (хлоридов, сульфатов, нитратов и т.п.). Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций, работающих в комбинированных агрессивных средах, – весьма сложная проблема потому, что очень широк спектр систем «среда-защита-конструкция» и условий взаимодействия элементов этих систем.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Попытка на практике перейти от стандартного проверочного расчета соответствия критериям предельного состояния к расчету остаточного ресурса до достижения этого предельного состояния, т.е. от оценки технического состояния к прогнозу долговечности, столкнулась с рядом трудностей методического характера. В требованиях к оценке технического состояния конструкций зданий и сооружений нормативными документами не включены требования по расчету остаточного ресурса, или такие требования носят лишь декларативный или рекомендательный характер. Не предлагается параметрических зависимостей для такого расчета. Соответственно, нет и методик расчета, по-разному трактуются критерии предельного состояния.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

В настоящей статье ставится задача обзора существующих методов оценки, попыток и методик прогнозирования технического состояния. На основании анализа каких параметров поврежденности осуществляются такие попытки и методики. Обзор показал, что в большей степени прогнозные вопросы рассмотрены в приведенном ниже ряде научной и нормативной литературы.

1. По мнению авторов статьи, наиболее практично для целей оценки, прогнозирования и продления долговечности для широкого спектра железобетонных конструкций работающих в агрессивных средах (по большей части однокомпонентных) были в свое время разработаны в нормативном источнике «Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении» 1990 [10], где как нигде, детально с параметрами поврежденности и снижения щелочности даны разделы по железобетону 2 и 4 (ниже дана выборка):

1.1. В разделе 2 [10], «Диагностика коррозионного состояния эксплуатирувавшихся железобетонных конструкций» в п. 2.4 в табл. 2 даны пять Категорий технического состояния с индексами (КТС: I-V, т.е. исправное, работоспособное, ограниченно работоспособное, недопустимое, аварийное) с соответствующими им параметрами поврежденности. Аналогичные пять КТС даны созвучно в ныне действующем РД22-01-97 ([9] Руководящем документе Ростехнадзора КТС: I, II, IIIа, IIIб, IV т.е. исправное, работоспособное, ограниченно

работоспособное до 3 лет, ограниченно работоспособное до 1 года, аварийное), дает возможность технической увязки между собой.

1.2. Такая увязка в КТС позволяет привязать к ним и критериально-параметрически классифицировать также по пяти категориям опасности дефекты и повреждения (КОДП) в достаточной для практического использования мере отраженные в табл. 2, табл. 7 и Рис. 5 [10]:

1.2.1. уменьшение площади сечения рабочей арматуры (до 1, до 5, до 10, до 15, от 15% и выпучивание сжатой или отслоение и разрыв части растянутой арматуры);

1.2.2. коррозионное повреждение распределительной арматуры или хомутов на отдельных участках в местах с малой величиной ЗСБ (нет признаков коррозии, проступают сквозь бетон следы коррозии, образовались коррозионные трещины и отслаивание бетона вне зон с трещинами, выпучивание и разрыв части арматуры в зонах с силовыми трещинами и в сжатых элементах);

1.2.3. рост глубины нейтрализации бетона относительно толщины ЗСБ при значительных сроках эксплуатации (до 0,5, до 1,0, до 1,5, до 2,0, от 2,0 ЗСБ);

1.2.4. снижение прочности бетона в сжатой зоне (до 5, до 10, до 20, до 30, от 30% выкрашивание отслоение отрыв и выкальвание);

1.2.5. рост прогибов изгибаемых элементов (до 1/400, до 1/200, до 1/100, до 1/50, от 1/50);

1.2.6. рост нормальных силовых трещин в центральной растянутой зоне бетона из условия обеспечения сохранности арматуры, при продолжительном раскрытии трещин (до 0,1, до 0,3, до 0,5, до 0,7, от 0,7мм);

1.2.7. появление и рост трещин в прочих зонах бетона (сжатых, переходных, нейтральных), в том числе пересекающих опорную зону анкеровки растянутой арматуры; «хлопающие» трещины в конструкциях, испытывающих знакопеременные воздействия (вызывающие сминание бетона), трещины отрыва сжатой зоны от нейтральной, продольные трещины в сжатых элементах и др.;

1.2.8. завышенное содержание легкорастворимого трехкальцевого алюмината в цементе $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (до 5, до 7, от 7%, далее не нормируется);

1.2.9. занижение ЗСБ,

1.2.10. коррозионное отслоение ЗСБ;

1.2.11. заниженная плотность и водонепроницаемость

1.2.12. завышенная пористость,

1.2.13. заниженная против требований норм и проекта площадь опирания сборных ж-б элементов.

1.2.14. сколы бетона механические;

1.2.15. антикоррозионная защита железобетонных элементов имеет частичные и полные повреждения, на отдельных участках мокрые или масляные пятна, высолы

1.3. Приведенная в п. 1.2 [10], критериально-параметрическая классификация и совпадение в КТС между [9] и [10], позволяют присвоить индексы соответствующие пяти категориям опасности дефектов и повреждений по [9] (КОДП: 0, В, Б, А, АА – т.е. отсутствуют, неопасные, потенциально опасные, опасные, особо опасные, где добавлены индексы 0 и АА). Далее по КОДП выводятся соответствующие им КТС для каждой конструкции по [9]: I, II, IIIа, IIIб, IV – и уже по ним уже вывести КТС для объекта в целом. Следует отметить, что конструкции имеющей более трех

дефектов и повреждений КОДП-Б присваивается КТС-А, и т.д. Необходимо обратить внимание, что присвоение пяти КТС и пяти КОДП, позволяет соответственно выработать пять вариантов корректирующих мероприятий: профилактика, защита, ремонт с восстановлением поврежденного ЗСБ и т.п., усиление, замена. Последние два назначаются для КТС (ШБ, IV) по результатам детального инструментального обследования и проверочного расчета)

1.4. В табл. 3 [10] приведены Условные обозначения дефектов и повреждений, которые наносятся на схематические планы или разрезы объекта или в виде таблиц. Однако на практике приходится использовать более развернутую таблицу с большим вариантов повреждений и корректирующих вариантов.

1.5. В частности, в п. 2.32 [10] описывается, что в процессе обследований глубина нейтрализованного слоя бетона определяется колориметрическим способом, основанным на изменении цвета органических индикаторов в зависимости от величины водородного показателя. Оценка производится путем обработки свежего скола бетона индикаторами рН: 1 % спиртовой раствор фенолфталеина изменяет цвет от бесцветного (рН = 9,3) до малинового (рН = 10,5); 0,1% водный раствор ализариново-красного – от желтого (рН = 10,1) до лимонного (рН = 12,1).

1.6. Относительно подробно описаны в п.п. 2.10 и 2.34 [10] качественный и количественный способы оценки степени коррозии арматуры по характеру продуктов коррозии (тонкий налет ржавчины, отдельные пятна, сплошная равномерная, сплошная неравномерная, слоистая, пластины ржавчины, местная в виде язв, точечная в виде питтингов, площади поражения поверхности в процентах от общей вскрытой поверхности, глубину коррозионных поражений, а также толщину продуктов коррозии. В местах, где продукты коррозии стали хорошо сохраняются, можно по их толщине ориентировочно судить о глубине коррозии по соотношению $tmt = 0,6tpk$, где tmt – средняя глубина сплошной равномерной коррозии; tpk – толщина продуктов коррозии. На основании tmt определяется доля коррозионного износа по потере сечения рабочей арматуры

1.7. В соответствии с таблицей 2, по доле коррозионного износа рабочей арматуры, устанавливается срок дальнейшей эксплуатации или предельная глубина коррозионного износа арматуры до перехода конструкции из I категории в более худшее техническое состояние по состоянию арматуры (II, IIIа, IIIб, IV, здесь и далее будем использовать классификацию КТС по [9]).

1.8. Достаточно подробно в п.п. 2.25 – 2.38 [10] приведены методы прочностного контроля бетона в зонах дефектов (по трещинам, кавернам, зонам ослабленного и поризованного бетона, в зонах заниженной толщины защитного слоя бетона – ЗСБ) с применением механических, ультразвуковых и радиометрических методов и приборов. Прочность бетона следует, как и на стадии предварительных обследований, следует определять в тех местах, где согласно схеме работы конструкции она имеет наибольшее значение с точки зрения несущей способности, а также в ЗСБ сохраняемых конструкций.

1.9. В разделе 4 «Оценка срока службы железобетонных и стальных элементов» [10] справедливо отмечено о необходимости прогнозирования срока службы, для принятия ответственных решений об объемах и сроках выполнения работ по разгрузке, реконструкции, усилению, восстанов-

лению и антикоррозионной защите конструкций; о возможности продления сроков эксплуатации на период замены, и т.д. В Рекомендациях при этом отмечено, что практические способы прогнозирования развития во времени всех признаков, характеризующих состояние железобетонных конструкций (см. табл. 2 и 7 [10]) пока не разработаны и нуждаются в доработке.

1.10. В разделе 4 в п.п. 4.2-4.6 приводятся отдельные формулы, полученные эмпирическим путем, правда, по большей части в лабораторных условиях, по расчету:

– Глубины нейтрализации бетона (определяется фенолфталеином) под действием углекислого газа по формулам:

- для вновь введенной конструкции «нового» бетона, усиливаемых

или восстанавливаемых элементов $x_{CO_2} = \sqrt{2 D' C_0 \tau / m_0}$

- для длительно эксплуатирующийся конструкции $y_2' CO_2 = y_1' CO_2 \sqrt{t_2 / t_1}$

– Глубины проникновения хлорид-ионов (в бетон hcl – определяют по графику распределения хлоридов в бетоне, построенному по данным послыйного химического анализа 1 %-ным раствором азотнокислого серебра.

– Глубины повреждения бетона (хас) при постоянном воздействии комбинированной среды (солей серной, азотной, соляной, органической и других кислот) ведут на основе опытных исследований, проводимых для данного вида цементобетона, в зависимости от количества прореагировавших компонентов цементного камня в пересчете на CaO.

Далее исходя из преобладающего процесса коррозии, если конструкция некоторое время Tсер уже эксплуатировалась в агрессивной среде, определяют среднюю глубину коррозионного поражения хас за прошедший срок службы и вычисляется константа (скорость) коррозии

$k_q = x_{ac} / \sqrt{T_{сер}}$. Подставив в эту формулу заданный срок дальнейшей эксплуатации или предельную глубину коррозионного разрушения бетона, исключаемого при расчете конструкции, устанавливают ожидаемое значение искомой величины с обеспеченностью 0,5 (с обеспеченностью 0,95 вместо величины хас используется величина хас + 1,64σ хас).

1.11. В соответствии с таблицей 2, по доле снижения фактической прочности бетона (по данным послыйного инструментального прочностного контроля) или по доле коррозионного разрушения сжатой зоны бетона (по данным проверочного расчета), устанавливается срок дальнейшей эксплуатации или предельная глубина коррозионного повреждения или разрушения бетона до перехода конструкции из I категории в более худшее техническое состояние по состоянию бетона (II, IIIа, IIIб, IV, классификация КТС по [9]).

1.12. Оценка по приводимой в п. 4.7 [10] методике ожидаемого срока службы железобетонных конструкций, испытывающих многократно повторяющиеся воздействия нагрева и увлажнения грунтовыми или техническими водами, (к коим относятся и приопорные зоны железобетонных опор ВЛ в почвах со щелочной реакцией в которых накапливаются не только карбонаты, но также сульфаты и хлориды, а так же нитраты и фосфаты, в зависимости от применяемых удобрений). производится в случае,

когда ввиду сложности протекающих в бетоне процессов, они не могут быть сведены к одному из видов коррозии (I, II, III по [4]). Область применения методики: содержание анионов до 15 г/л, pH водной среды 6...10 ед.; максимальная температура нагрева 90°C; длительность цикла от 2 ч до 2 сут; бетоны классов В20...В50, марок W4...W10 на цементах с содержанием С3S 39...67 %, С2S – 12...35 %, С3А – 4...9 %. В качестве прогнозируемого срока службы конструкции без вторичной защиты принято время, по истечении которого прочность поверхностного слоя бетона толщиной 25-30 мм уменьшается в 2 раза. При этом, как правило, исчерпываются защитные свойства бетона по отношению к арматуре.

1.13. По п. 4.9. Прогнозируемый срок службы эксплуатирующегося бетона до наступления выбранного предельного состояния T_{cal} определяют

по формуле $T_{cal} = f_1 f_2 f_3 f_4 T_э$, где $T_э$ – срок эксплуатации на момент прогноза, f_1 – коэффициент, учитывающий коррозионное состояние бетона в защитном слое; f_2 – коэффициент, учитывающий толщину защитного слоя; f_3 – коэффициент, учитывающий максимальную температуру эксплуатационной среды (томах); f_4 – коэффициент, учитывающий продолжительность эксплуатации конструкции до обследования.

1.14. По п. 4.10. Уменьшение поперечного сечения стальной арматуры при равномерной коррозии (после исчерпания бетоном защитных свойств) происходит со средней скоростью, приведенной в табл. 1.

Таблица 1

Степень агрессивного воздействия среды	Скорость коррозии, мм/год	Степень агрессивного воздействия среды	Скорость коррозии, мм/год
Неагрессивная	0,025	Среднеагрессивная	0,2
Слабоагрессивная	0,075	Сильноагрессивная	0,5

1.15. В Приложении 4 [10] приведены методы инструментальной оценки пассивирующего действия бетона защитного слоя железобетонных конструкций

1.16. В разделе 5 [10] «Вторичная защита конструкций» грамотно даны защита и усиление железобетонных конструкций с применением спеццементов;

1.17. Выводы по нормативному источнику [10]:

1.17.1. В Рекомендациях отмечено, несмотря на установленные определенные параметрические зависимости категорий технического состояния от вида и степени повреждений, практические способы прогнозирования развития во времени всех признаков, характеризующих состояние железобетонных конструкций, пока не разработаны и нуждаются в доработке;

1.17.2. для конструкций определенное время эксплуатировавшихся в агрессивной среде, средняя глубина коррозионного поражения за прошедший срок службы и вычисляется и при прогнозе используется как константа коррозии.

1.17.3. Однако на практике по данным обследований и исследований длительно эксплуатирующихся конструкций [4], [11], [12], – скорости продвижения фронтов коррозии как бетона, так и арматуры, как правило, являются не постоянными как принято в [10], а экспоненциальными величинами, затухающими во времени в связи с усложняющимся массопереносом. Поэтому для более точного прогнозирования, авторы статьи предложили свои модели коррозионной поврежденности с применением ниже

описанного в [2] более чувствительного индикатора щелочности, чем Фенолфталеин или Метилоранж в увязке с затухающим снижением механических характеристик силовых элементов сечений подвергшихся наибольшему воздействию коррозионных и силовых сред.

1.17.4. Методики, приведенные в Рекомендациях [10], по мнению авторов статьи пока не позволяют оценить развитие во времени процесса потери цементным бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и изменения несущей способности конструкции. Исчерпание бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре с понижением щелочности с уровня «здорового бетона» $pH=13-13,5$ до $pH=9-10$ является определяющим признаком перехода конструкций в процессе эксплуатации из исправной I категории технического состояния на одну из более худших категорий (II, IIIа, IIIб, IV, здесь и далее будем использовать классификацию КТС по [9]).

2. Выводы по научному источнику [2]: В научном источнике [2] «Количественный анализ (изд. 2)» Бабко А.К. при поиске такого более чувствительного к снижению pH индикатора, находим, что индикаторы метиловый оранжевый, метиловый красный и нейтральный красный представляют собой основные азотосоединения мало чувствительные и выявляют только практически полное снижение щелочности поровой жидкости цементобетонов (pH интервал 4,0-6,9). То есть бетон уже утратит не только пассивирующие свойства, коррозионную стойкость, но и структурную прочность (при pH менее 4,5), а индикатор еще не проявит эти зоны. Фенолфталеин и Тимолфталеин – соединения кислотные фталеинового ряда сильно чувствительны к снижению щелочности, при этом более чувствительным, чем фенолфталеин (интервал 8,0—10,0) к снижению щелочности бетона является тимолфталеин – 0,1%-ный раствор в 96%-ном этаноле (интервал 9,3—10,5) [2], с.313).

2.1. Тимолфталеин (нижняя граница $pH=9,3$) на ранней стадии коррозии и раньше, чем фенолфталеин (нижняя граница $pH=8,0$) сигнализирует о снижении щелочности бетона с исходной $pH=13-13,5$ до уровня $pH=9,5$ (нижняя граница депассивации арматуры [4]), что означает, что при $pH=9$ поровой жидкости бетона, коррозия арматуры (Ls) в бетоне происходит устойчиво и поддается математическому описанию, как и сопровождающие коррозионные и силовые структурные изменения в бетоне и арматуре (для основного сочетания: цементобетон/стальная среднеуглеродистая арматура).

2.2. При этом из опыта авторов, следует отметить, что искусство правильно, именно по свежему сколу или вырыву (ни спилу, ни сверлению, ни керну, сопровождающимися перемешиванием и пересушиванием компонентов цементного камня), определить индикаторным методом глубину коррозии бетона (L_{rn9}) достигается в процессе практики. И зависит от правильного выбора зоны опасных деградационных процессов (ЗОДП), пористости, влажности, температуры, электролитических свойств и агрегатного состояния поровой жидкости на момент скола и временного промежутка от скола до нанесения Тимолфталеина.

3. В научных источниках [1] Алексеев С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах – 1990г, [4] Москвин В. М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты – 1983, [5] Овчинников И.Г. Расчет элементов конструкций с наведенной неоднородностью при различных

схемах воздействия хлоридсодержащих сред -2003, [6] Попеско А.И. Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии – 1996, приводятся следующие зависимости:

3.1. Качественный химический метод – определение глубины проникновения различных агрессивных агентов в тело бетона путем обработки образцов срезов бетона соответствующими индикаторами А.И. Попеско [6], В.М. Москвин [4].

3.2. Модель продвижения в бетон агрессивных агентов в виде уравнения диффузии в соответствии с учетом НДС по данным И.Г. Овчинникова

[45] $\frac{\partial C}{\partial t} = \text{div}(D \text{grad} C - gC)$, где $D = D_0 f_{\text{НДС}}(\varepsilon)$, $f_{\text{НДС}}(\varepsilon) = \exp(k_\varepsilon \varepsilon)$ с соответствующими крайними условиями. D – эффективный коэффициент диффузии зависит от НДС, D_0 – коэффициент диффузии при некоторых базовых значениях В/Ц отношения и температуры в ненапряженном бетоне.

3.3. Модель коррозии незащищенной арматуры 35ГС [5] в условиях воздействия хлоридсодержащего 1% раствора соляной кислоты по материалам исследований А.И. Попеско [6]. Глубина коррозионного износа

арматуры времени t описывается $L_s = \varrho \sqrt{Bt}$, где ϱ – константа, B – коэффициент, характеризующий коррозионное сопротивление материала, определяется с применением метода наименьших квадратов по экспериментальным данным в виде степенной функции.

3.4. Модель коррозионного износа открытых стальных пластин марки Ст3 [5] в лабораторных агрессивных средах с рН= 2-6,5 развивается во

времени по закону, близкому к экспоненциальному $L_s = L_0 \cdot \left(1 - e^{-t/\tau}\right)$ за первые 60 суток и далее имеет линейную зависимость.

3.5. Модель коррозионного серповидного износа арматуры в теле бетона в условиях воздействия хлоридсодержащих газувлажностных сред по материалам И.Г. Овчинникова [4,5]. Модель уменьшения рабочего сечения арматуры:

$A(t) = A_0 - \frac{d_0^2}{8} (\alpha - \sin \alpha) + \frac{(d_0 - L_s(t))^2}{2} \left(\frac{\alpha}{2} - \sin \frac{\alpha}{2}\right)$, где A_0 , d_0 – исходные площадь и диаметр сечения, α – сектор поражения арматуры коррозией.

3.6. Влияние трещин на процессы коррозии арматуры железобетонных конструкций приведено в работах В.М. Москвина [4], где делается вывод о первоначальном ускорении износа арматуры при образовании силовых трещин и дальнейшем затухании процесса, степени ускорения и затухания зависят от ширины раскрытия трещины.

3.7. Модель деформируемости $\sigma_b - \varepsilon_b$ для любого волокна корродирующего бетона без учета ползучести по материалам работ А.И. Попеско [6] : $\sigma_b(t) = A_o(t)\varepsilon_b + B_o(t)\varepsilon_b^2 + C_o(t)\varepsilon_b^3$, где $A_o(t)$, $B_o(t)$, $C_o(t)$ – коэффициенты, зависящие от прочностных и деформативных характеристик корродирующего волокна бетона со временем t .

3.8. Модель деформирования арматуры И.Г. Овчинникова [45] : $\sigma_s = \alpha \varepsilon^\beta$, где α, β - коэфф., определяемые из условий наилучшей аппроксимации кривых одноосного деформирования.

3.9. Модели продвижения коррозионного фронта по арматуре в бетоне без трещин по материалам экспериментальных исследований С.Н. Алексеева, Н.А. Шашкиной, Е.А Пучиной и В.И. Новгородского, обобщенных в [6] приведены на Рис. 1 и Рис. 2.

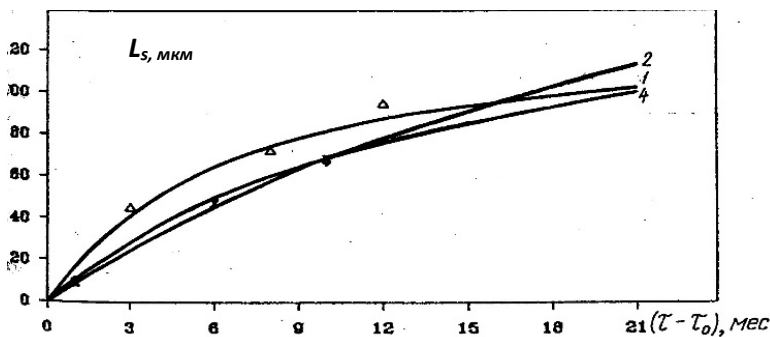


Рис. 1. Модель [6] основанная на формуле $L_s = \frac{L_0 \cdot t}{(T + t)}$

по экспериментальным данным коррозионного износа арматуры железобетонных образцов без трещин в газоздушных средах:

1 – 100 мг/л хлороводорода для стержня Ст5 d 8 мм в бетоне прочностью 15,0 МПа, 2 – 100 мг/л хлороводорода, для стержня Ст5 d 8 мм в бетоне прочностью 23,6 МПа, 4 – 100 мг/л хлороводорода, проволока 5В1 d 5 мм в бетоне прочностью 23,6 МПа.

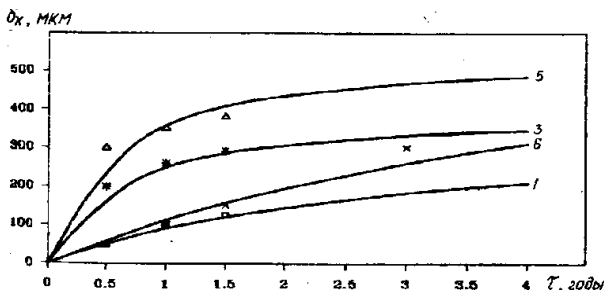


Рис. 2. Модель [6], основанная на формуле $L_s = \frac{L_0 \cdot t}{(T + t)}$

по экспериментальным данным С.Н. Алексеева коррозионного износа арматуры (5В1) железобетонных образцов (70*70*600мм) с трещинами в газоздушных средах: при периодическом увлажнении водой при ширине трещины: 1 – 0,1мм, 3 – 0,3мм, 5 – 0,7мм, 6 – для открытой арматуры.

3.10. Модели коррозии арматуры незащищенной и в бетоне с трещинами в условиях воздействия хлоридсодержащего раствора по материалам собственных экспериментальных исследований А.И. Попеско приведены на Рис 3 и Рис 4.

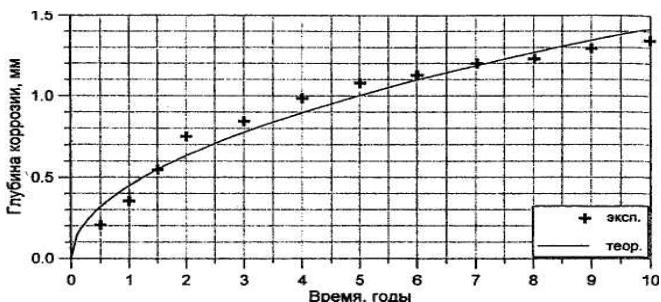


Рис. 3. Кинетика коррозионных потерь арматуры в 1%-м растворе $NaCl$

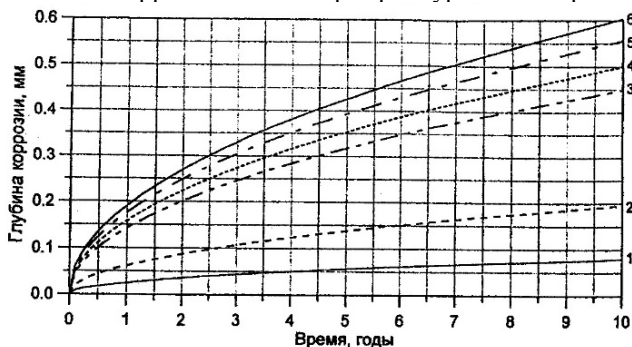


Рис. 4. Кинетика коррозии арматуры в бетоне с трещинами при экспозиции в хлоридсодержащем растворе $C_{Cl} = 0,2 \text{ кг/м}^3$: ширина трещины: 1 – 0,5 мм; 2 – 0,7 мм; 3 – 1 мм; 4 – 1,2 мм; 5 – 1,5 мм; 6 – открытый стержень.

3.11. Модель сопротивления нагрузке сечения изгибаемой железобетонной конструкции с коррозионными поражениями по материалам А.И. Попеско [6] приведена на Рис.5.

3.12. Выводы по научным источникам [1], [4], [5], [6],

3.12.1. Прогноз долговечности железобетонных конструкций, основанный на оценке несущей способности конструкций, подверженных воздействию агрессивных сред представляет собой, по оценке многих исследователей, сложную практическую задачу. Результаты решения ее, порой, по различным авторским методикам бывают достаточно противоречивыми. А.И. Попеско [6] отмечает, что противоречия связаны с рядом причин, в их числе: – значительное различие методов исследований, как правило в лабораторных условиях, а для изучения коррозии материалов необходимо длительное время натурных исследований, а такие исследования потребуют затрат значительного периода жизни и ресурсов исследова-

телей, – недостаточная полнота освещения методик исследований затрудняет увязку результатов полученных отдельными исследователями. Общеизвестно, что существует проблема идентификации и верификации результатов моделирования, полученных с использованием лабораторных данных применительно к натурным исследованиям.

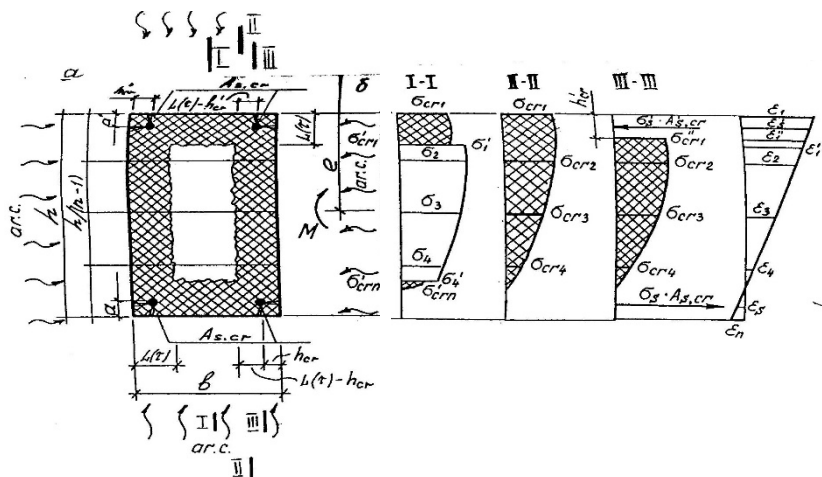


Рис. 5. Распределение эпюр напряжений и деформаций в сечении корродирующего элемента: а – поперечное сечение; б – с силовыми и коррозионными трещинами.

3.12.2. При применении индикаторов образцы готовились с применением спила, а не скола, что затрудняет определение скорости коррозионного фронта бетона и в основном использовались данные ускоренных лабораторных исследований.

3.12.3. Модели продвижения в бетон агрессивных агентов имеют затухающий во времени характер, связанный с увеличением плеча подачи агрессивных агентов и вывода продуктов коррозии компонентов цементного камня.

3.12.4. Модели глубины коррозионного износа арматуры имеют затухающий во времени характер, связанный с увеличением плеча подачи агрессивных агентов и вывода продуктов коррозии арматуры.

3.12.5. Делаются выводы о первоначальном ускорении износа арматуры при образовании силовых трещин и о дальнейшем затухании процесса.

3.12.6. Однако, по мнению авторов статьи на значительных сроках выработки ресурса, по мере изменения НДС вследствие роста кривизны, прогиба, крена, перекоса, либо другого изменения пространственного положения конструкции с изменением характера работы связей и стыков, процессы коррозии, в отличие от типичных, могут даже ускоряться, вследствие появления силовых и коррозионных трещин, сколов, оголения ранее не прородированных слоев бетона или арматуры, температурно-влажностных деформаций обусловленных перестройкой сложившегося тепло-массопереноса.

3.12.7. Для натуральных исследований и моделирования типичных процессов коррозионно-силовой деградации железобетонных конструкций, по мнению авторов статьи, может быть использована, наряду с длительными наблюдениями (мониторингом), серия многоконструкционных объектов с близкими условиями, но разными сроками эксплуатации.

3.12.8. В таких сериях можно точнее выявить зависимости снижения физико-механических характеристик от процесса понижения щелочности описываемого скоростью продвижения фронта L_{pH} . В то же время рН методика позволяет отследить и отклонения от сложившейся общей картины старения, за счет того, что практически всем отклонениям, описанным в п. 3.12.6) сопутствуют изменения фронта L_{pH}

4. Достаточно емко для целей оценки и мониторинга (без прогнозирования и продления долговечности) для широкого спектра железобетонных конструкций работающих разных условиях, в действующем нормативном источнике обязательном для практического применения ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» [3], даны с терминологией и общими принципами дефектологии раздел по железобетону 5.3.1 (ниже дана выборка):

4.1. В разделе 3 «Термины и определения» [3] даны не пять, а четыре категории технического состояния и без индексов (КТС: нормативное, работоспособное, ограниченно работоспособное, аварийное) без увязки с соответствующими им параметрами поврежденности. Это усложняет увязку КТС с ныне также действующем РД22-01-97 ([9] где пять КТС: I, II, IIIа, IIIб, IV т.е. исправное, работоспособное, ограниченно работоспособное, до 3 лет, ограниченно работоспособное, до 1 года, аварийное).

4.2. Такая усложненная увязка между КТС по [3], [9] и [10] затрудняет привязать к какой либо КТС и классифицировать по категории опасности дефекты и повреждения (КОДП), перечисленные в п. 5.3.1 Обследование бетонных и железобетонных конструкций и Приложения Е [3], которые к тому же практически не имеют критериально-параметрических показателей. Здесь по большей части просто перечисляются дефекты и повреждения без привязки к КТС или к КОДП:

4.2.1. Волосяные трещины усадочные;

4.2.2. Волосяные трещины вдоль корродирующей арматуры с толщиной продуктов коррозии до 0,5мм, Трещины вдоль корродирующих арматурных стержней с толщиной продуктов коррозии от 3 мм;

4.2.3. Сколы бетона механические; Промасливание бетона;

4.2.4. Повреждение арматуры и закладных (надрезы, вырывы, коррозия)

4.2.5. Уменьшение площадок опирания конструкций по сравнению с проектными (требует расчета)

4.2.6. Трещины силового характера в стенах и перекрытиях монолитных конструкций, появляющиеся после снятия опалубки или спустя некоторое время, вследствие температурно-усадочных усилий, возникающие при условиях, стесняющих деформации (требует расчета) – и лишь семь из них напрямую указывает на аварийную КТС

4.2.7. Отслоение защитного слоя бетона от корродирующей арматуры с толщиной продуктов коррозии более 3 мм (при расположении дефектов на опорном участке (аварийное состояние)

4.2.8. Нормальные трещины перегруза в изгибаемых конструкциях и растянутых элементах конструкций шириной раскрытия для стали

классов: А-I – более 0,5 мм. А-II, А-III, А-IIIВ, А-IV – более 0,4мм; в остальных случаях – более 0,3 мм

4.2.9. То же, но имеются трещины с разветвленными концами (предполагается аварийное состояние)

4.2.10. Наклонные трещины перегруза со смещением участков бетона относительно друг друга и наклонные трещины, пересекающие арматуру (аварийное состояние)

4.2.11. Относительные прогибы, превышающие для: – преднапряженных стропильных ферм – 1/700; – преднапряженных стропильных балок – 1/300; – плит перекрытий и покрытий – 1/150, в сочетании с перечисленными нормальными трещинами (аварийное состояние)

4.2.12. Выпучивание сжатой арматуры, продольные трещины в сжатой зоне, шелушение бетона сжатой зоны, вследствие перегруза (аварийное состояние)

4.2.13. Разрывы или смещения поперечной арматуры в зоне наклонных трещин (аварийное состояние)

4.2.14. Отрыв анкеров от пластин закладных деталей, деформации соединительных элементов, расстройство стыков (аварийное состояние)

4.3. Приведенная в п. 4.2 ограниченная критериально-параметрическая классификация, расхождение в количестве КТС (5 и 4) и КОДП (5 и 0), с учетом того, что при классификации КТС по [3] в ограниченно-работоспособную категорию попадает большое количество конструкций требующих более четкой категорийной дифференциации, затрудняют присвоить индекс соответствующие пяти категориям опасности дефектов и повреждений по [9] (КОДП: 0, В, Б, А, АА – т.е. отсутствуют, неопасные, потенциально опасные, опасные, особо опасные, где добавлены индексы 0 и АА). Что далее без КОДП усложняет вывести соответствующие им КТС для каждой конструкции по [9]: I, II, IIIа, IIIб, IV – и далее усложняет вывести КТС для объекта в целом. Поэтому усложняется выработка соответствующих вариантов корректирующих мероприятий: профилактика, защита, ремонт с восстановлением поврежденного ЗСБ и т.п., усиление, замена.

4.4. Не приведены [3] варианты условных обозначений дефектов.

4.5. Отсутствуют в [3], в отличие от [10], требования по оценке прогрессирующих параметров коррозионного понижения щелочности по pH (нейтрализации) бетона вызывающих депассивацию арматуры, даже терминов таких нет. Тем не менее, вопросы коррозии нашли свое отражение для целей оценки технического состояния, без увязки с мониторингом или прогнозированием. Так в п. 5.3.1.7 [3] рекомендовано для определения степени коррозионного разрушения бетона (степени карбонизации, состава новообразований, структурных нарушений бетона) используют соответствующие физико-химические методы. Для обследования ж-б фундаментов по 5.2.19 рекомендовано определять степень и глубину коррозии бетона (карбонизация, сульфатизация, проникание хлоридов и т.д.). В п.5.3.1.10 Степень коррозии арматуры оценивать по следующим признакам: характер коррозии, цвет, плотность продуктов коррозии, площадь пораженной поверхности, глубина коррозионных поражений, площадь остаточного поперечного сечения арматуры. В п.3.1.11 перечисляются зоны конструкций, на которые следует обратить внимание в связи с повышенным коррозионным износом. В увязке с коррозионным состоянием конструкций, в разделе 5.4. рекомендуется обследование технического состояния систем инженерного оборудования.

4.6. Анализируя Приложение Б (обязательное) «Заключение по обследованию технического состояния здания» и Приложение Г (обязательное) «Паспорт здания (сооружения)», и Приложение М (обязательное). Паспорт здания (сооружения) при общем мониторинге здания (сооружения), заполняемых при обследовании его технического состояния, можно обратить внимание, что в таблицах перечислены как основные при определении КТС объекта, сложно определяемые параметры: Период и Логарифмический декремент основного тона собственных колебаний вдоль большой / малой / вертикальной оси объекта, так же не носящие критериально-прогнозный характер.

4.7. В Приложении Л (обязательное) «Заключение (текущее) по этапу мониторинга технического состояния объекта при общем мониторинге зданий (сооружений)» опять как основные для определения КТС объекта, перечисляются Период и Логарифмический декремент основного тона собственных колебаний вдоль большой / малой / вертикальной оси объекта, но требуются их текущие / предыдущие значения, так же не носящие критериально-прогнозный характер. Нет критериев, при каких значениях этих параметров объект перейдет в более низкую КТС.

4.8. Касательно прочностного контроля бетона, в п. 5.1.13 [3] прописано, что если при визуальном обследовании обнаружены дефекты и повреждения, снижающие прочность, устойчивость и жесткость несущих конструкций здания (сооружения) (колонн, балок, ферм, арок, плит покрытий и перекрытий и др.), переходят к детальному (инструментальному) обследованию. Но нет требований к зонам, в которых необходимо определить прочность конструкций в условиях деградации, лишь в 5.3.1.4 говорится, что при обследовании конструкций для определения прочности бетона применяют методы неразрушающего контроля и руководствуются требованиями ГОСТ 22690, ГОСТ 17624.

4.9. Касательно коррозионного контроля арматуры, относительно подробно описаны в Приложении Е [3], что в случае снижения несущей способности в зависимости от уменьшения площади сечения арматуры в результате коррозии и уменьшения размеров поперечного сечения сжатой зоны. Снижение прочности нормальных сечений в результате нарушения сцепления арматуры с бетоном. При расположении дефектов на опорном участке – аварийное состояние. Однако параметры количественного коррозионного поражения в арматуре в увязке со снижением рН бетона не прописаны, и даже не дана классификация степени поврежденности арматуры по характеру продуктов коррозии как [3]. Сказано лишь, что Обнажение рабочей арматуры выполняют в местах наибольшего ее ослабления коррозией, которые выявляют по отслоению защитного слоя бетона и образованию трещин и пятен ржавой окраски, расположенных вдоль стержней арматуры. И в п 5.3.1.10 добавлено, что степень коррозии арматуры оценивают по следующим признакам: характер коррозии, цвет, плотность продуктов коррозии, площадь пораженной поверхности, глубина коррозионных поражений, площадь остаточного поперечного сечения арматуры.

4.10. В [3], нет раздела Оценки срока службы элементов, как в [10], но так же справедливо отмечено о необходимости прогнозирования срока службы для принятия ответственных решений об объемах и сроках выполнения ремонтных и противоаварийных работ

4.11. Выводы по нормативному источнику [3]:

4.11.1. Отмечено, несмотря на частично установленные определенные параметрические зависимости аварийной категорий технического состояния от вида и степени повреждений, практические способы прогнозирования развития во времени пока не разработаны и нуждаются в доработке;

4.11.2. Не установлены процессы ослабления силовых зон от уровня падения щелочности бетона рН этих зон.

4.11.3. Прогнозные вопросы поднимаются в нескольких разделах, как и цель мониторинга, но при этом не носят методический характер и не предлагаются критерии позволяющие в расчеты ввести временной фактор.

4.11.4. Раз нет в [3] методически сбалансированных критериально-параметрических параметров деградации как функции от времени, то прогнозирование с использованием настоящего нормативного источника затруднено. И требуется разработка соответствующих подходов к решению этой проблемы, с использованием материалов научных и практических исследований.

5. Из анализа отраслевых норм [7], [8], [11], так же видим, что в них практически никак не учтены, даже для железобетонных опор высоковольтных ЛЭП 110кВ и выше, изменение количественных показателей параметров коррозионной поврежденности бетона (по рН) и арматуры (по износу) во времени. В лучшем случае они отражены описательно как качественные: – для бетона от шелушения до выкальвания, без учета снижения щелочности; – для арматуры от мало корродированной до полного ее разрушения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Нормативно прописанные алгоритмы обследования конструкций и научные методики, приведенные в обзоре, по мнению авторов статьи пока не позволяют при многофакторных воздействиях получить практическую прогнозную модель для реальных многоэлементных объектов. Комбинировано оценить взаимовлияние коррозионных и силовых воздействий, сложившееся при эксплуатации позволяет оценка последовательных процессов: понижения щелочности рН, потери цементобетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре, коррозии арматуры и бетона с ослаблением их механических свойств, приводящие к снижению несущей способности конструкции. Истощение бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре с понижением щелочности с уровня «здорового бетона» рН=13-13,5 до уровня депассивации арматуры рН=9 контролируется индикаторным методом по ($L_{рн9}$) и является определяющим признаком скорости перехода конструкции в процессе эксплуатации из исправной I категории технического состояния на одну из более худших категорий (II, IIIа, IIIб, IV классификация по [9]).

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / А.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шиссель – М.: Стройиздат, 1990. – 315 с.
2. Бабко А.К. Количественный анализ (изд. 2) Бабко А.К., Пятницкий И.В. Учебник. Высшая школа. М-1962. С 509
3. ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»
4. Москвин В. М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузеев. – М.: Мир, 1983. – 399 с

5. Овчинников И.Г. Расчет элементов конструкций с наведенной неоднородностью при различных схемах воздействия хлоридосодержащих сред / И.Г. Овчинников, Н.С. Дядькин – Саратов : СГТУ, 2003 – 215 с.

6. Попеско А.И. Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии: Дис. д-ра техн. наук / А.И. Попеско. – СПб., 1996. – 350 с.

7. ПТЭЭП Правила технической эксплуатации электроустановок потребителей М., 2003

8. ПУЭ. Правила устройства электроустановок. Глава 2.5. Воздушные линии электропередачи выше 1 кВ. – 2002. – Изд. 7.

9. РД 22-01-97 Требования к проведению оценки безопасности эксплуатации производственных зданий и сооружений поднадзорных промышленных производств и объектов (обследование строительных конструкций специализированными организациями). ЭКЦ – МЕТАЛЛУРГ. М., 1997.

10. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. ПромстройНИИПроект. Харьков – 1990.

11. СТО 56947007- 29.240.55.111-2011 Методические указания по оценке технического состояния ВЛ и остаточного ресурса компонентов ВЛ. Стандарт организации ФСК ЕЭС – М., 2011.

Сведения об авторах

Арбузова Надежда Сергеевна, соискатель, СГТУ имени Гагарина Ю.А., кафедра «Транспортное строительство»

Степанов Я.С. студент ГАПОУ ЧР «Чебоксарский техникум строительства и городского хозяйства», promstroj@gambler.ru

Arbuzova N.S., Applicant of the Department of Transport Construction of Saratov State Technical University¹

Stepanov Y. S. Student of the Cheboksary Technical School of Civil Engineering and Municipal Economy²

Для цитирования:

Арбузова Н.С. Обзор существующих методик прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, работающих в комбинированных агрессивных средах (в том числе опор ЛЭП). Взаимосвязь параметров глубин и скоростей коррозионного повреждения бетона и арматуры как основа прогнозирования / Н.С. Арбузова, Я.С. Степанов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 174–190.

Citation:

Arbuzova N.S. Review of existing methods for predicting the durability of reinforced concrete structures operating in combined aggressive environments (including power transmission towers). Correlation between the parameters of depths and rates of corrosion damage to concrete and reinforcement as a basis for forecasting / N.S. Arbuzova, Y. S. Stepanov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 174–190.

УДК 624.047.2

ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ В ОЦЕНКЕ НАДЁЖНОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОКОГО УРОВНЯ ОТВЕТСТВЕННОСТИ

*В. Ф. Муцанов,
А. Н. Оржиховский*

ФГОУ ВПО Донбасская национальная
академия строительства и архитектуры,
г. Макеевка,
Донецкая Народная Республика,
Российская Федерация

***Аннотация:** в статье предложен алгоритм определения совокупности ключевых элементов пространственных стальных стержневых конструкций на основе метода конечных элементов в геометрически и конструктивно нелинейной постановке. Алгоритм позволяет обоснованно определять элементы системы, разрушение которых может привести к прогрессирующему обрушению, а также производить анализ склонности конструкции к лавинообразному разрушению на основе выявления состояний стабилизации. Предложен алгоритм вычисления верхней и нижней границ показателя надёжности многократно статически неопределимой стальной стержневой конструкции.*

***Ключевые слова:** прогрессирующее обрушение, надёжность, металлические конструкции, метод конечных элементов, конструктивно и геометрически нелинейный расчёт, вероятность отказа.*

SPECIFICS OF THE APPLICATION OF NUMERICAL METHODS IN ASSESSING THE RELIABILITY OF SPATIAL METAL STRUCTURES OF A HIGH LEVEL OF RESPONSIBILITY

***Abstract:** the article proposes an algorithm for determining the set of key elements of spatial steel rod structures based on the finite element method in a geometrically and structurally nonlinear formulation. The algorithm makes it possible to reasonably determine the elements of the system, the destruction of which can lead to a progressive collapse, as well as to analyze the tendency of the structure to avalanche-like destruction based on the identification of stabilization states. An algorithm for calculating the upper and lower bounds of the reliability index of a repeatedly statically indeterminate steel rod structure is proposed.*

***Keywords:** progressive collapse, reliability, metal structures, finite element method, structurally and geometrically nonlinear calculation, probability of failure.*

ВВЕДЕНИЕ

Базовой основой обеспечения надежности конструкций на стадии проектирования в инженерной практике последних десятилетий являлось использование метода предельных состояний, реализованном в подавляющем большинстве нормативных документов по проектированию конструкций как советского, так и постсоветского периода. При этом, наряду с положительными аспектами применения этого метода прекрасно известны его недостатки (полувероятностная основа, невозможность обеспечения заданного уровня надежности для одинаковых конструкций, запроектированных из различных материалов, примитивный учет фактора времени и уровня ответственности проектируемых конструкций и т.д.). И если для хорошо отработанных конструкций массового применения такой подход давал устойчивые положительные результаты, то в последние годы отход от практики типового проектирования в совокупности с тенденцией к росту параметров проектируемых объектов, усложнением конструктивных форм, применением новых материалов ведет, к сожалению, к увеличению количества аварий зданий и сооружений, в том числе и объектов высокого уровня ответственности.

На эти факторы, несомненно, накладывается и возросший за последнее время уровень террористической угрозы в стране. Этим вызовом должно отвечать создание нормативных документов нового поколения, в которых вопросы обеспечения надёжности несущих конструкций решаются уже на новом уровне [1,2,3], когда при проектировании конструкций высокого уровня ответственности требуется не только обеспечить гарантированный уровень надёжности несущих конструкций, но и защитить их от возможности прогрессирующего (лавинообразного) разрушения. При этом, при детальном изучении основных документов, регламентирующих расчёт на прогрессирующее обрушение, например [4], остаётся ряд вопросов, которые не имеют чётких и однозначных рекомендаций. Одним из таких вопросов, является принцип выбора для сложных многократно статически неопределимых систем наиболее ответственного элемента, удаление которого может привести к развитию прогрессирующего обрушения. В некоторых случаях непонятен механизм применения коэффициентов динамичности при моделировании разрушения («вылета») элемента. Все эти вопросы в дальнейшем требуют уточнений и доработки.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В рамках данного исследования авторы предлагают методику, позволяющую определять такой стержневой элемент или группу наиболее ответственных стержневых элементов конструкции, совокупный отказ которых может инициировать начало лавинообразного разрушения. А при анализе показателей надежности ключевым моментом разрабатываемого подхода является гипотеза, что для многократно статически неопределимой стержневой системы изменчивость свойств именно этой группы элементов в совокупности с показателями изменчивости нагрузок и воздействий будет во многом определять уровень надежности (вероятность отказа) конструкции в целом. Естественно, что показатели результатов расчета применимы для анализа конкретной расчетной схемы, и для полного

обоснования уровня надежности проектируемой системы необходимо последовательное применение излагаемого ниже алгоритма для всех расчетных ситуаций, регламентируемых используемыми нормами проектирования металлических конструкций.

На первом этапе анализа устанавливается набор ключевых элементов конструкции, разрушение которых инициирует развитие прогрессирующего обрушения. Для определения такого элемента (или совокупности элементов) требуется выполнить геометрически и конструктивно нелинейный расчёт. Его суть заключается в дополнительном пошаговом пригрузении конструкции с уже приложенной полезной нагрузкой. Элементы системы первыми вышедшие из работы (переставшие удовлетворять требованиям первого предельного состояния) будут наиболее ответственными. Нагрузка прилагается с шагом $1/10$ - $1/50$ от действующего характеристического значения. В основе разрабатываемого программного комплекса, реализующего предложенную методику, лежит метод конечных элементов (МКЭ), применяемый в геометрически и конструктивно нелинейной постановке. На каждом шаге пригружения осуществляется расчёт в детерминированной постановке, выполняемый с учётом напряжённо-деформированного состояния предыдущего этапа. При этом выполняется обновление геометрии конструкции (расчёт по деформированной схеме) и корректировка компонент матрицы жесткости конструкции на основе использования поправочных функций, учитывающих влияние уже действующих напряжений в элементах, накопленных на предыдущих этапах расчёта. Поправочные функции вводятся на этапе формирования локальных матриц жёсткости элементов (рис. 1, таблица 1) и сформулированы на основе подходов, изложенных в работах Новожилова В.В. и Корноухова Н.В. [5, 6]. Как видно, тип используемого выражения зависит от знака действующего продольного усилия в рассматриваемом элементе, а примененные гиперболические операторы позволяют значительно увеличить скорость сходимости расчётов (аналогичные подходы используются в некоторых программах по расчёту ванто-балочных мостов). Матрица поправочных функций приведена на рисунке 2. Итоговая локальная матрица жёсткости стержневого элемента получается путём поэлементного перемножения исходной матрицы жёсткости (рис. 1) с поправочной (рис. 2).

Для реализации конструктивно нелинейной части расчёт на каждом этапе пригружения производится анализ несущей способности всех элементов системы. Если происходит отказ элемента, то он исключается из расчётной схемы, в результате чего образуется, так называемая, вторичная расчётная схема, расчёт которой выполняется в геометрически нелинейной постановке в описанной ранее методике. При этом сжатые стержни просто удаляются из конструкции, а взамен удалённых растянутых в узлы их крепления прикладываются внутренние усилия, действовавшие в элементе, но с противоположным знаком (обоснованность данной методики рассматривается в работах Стрелецкого Н.С. [7]).

Таб. 1. Корректирующие функции

Растянутые стержни	Сжатые стержни
$s1e = \frac{\phi^3 \cdot \sin(h)}{12 \cdot rt}$;	$s1e = \frac{\phi^3 \cdot \sin(\phi)}{12 \cdot rc}$;
$s2e = \frac{\phi^2 \cdot (\cos(h) - 1)}{6 \cdot rt}$;	$s2e = \frac{\phi^2 \cdot (1 - \cos(\phi))}{6 \cdot rc}$;
$s3e = \frac{\phi \cdot (\phi \cdot \cos(h) - \sin(h))}{4 \cdot rt}$;	$s3e = \frac{\phi \cdot (\sin(\phi) - \phi \cdot \cos(\phi))}{4 \cdot rc}$;
$s4e = \frac{\phi \cdot (\sin(h) - \phi)}{2 \cdot rt}$;	$s4e = \frac{\phi \cdot (\phi - \sin(\phi))}{2 \cdot rc}$;
$s5e = \frac{1}{1 - \frac{EF \cdot rtm}{4 \cdot paxl^3 \cdot l^2}}$;	$s5e = \frac{1}{1 + \frac{EF \cdot rcm}{4 \cdot (-paxl)^3 \cdot l^2}}$;
$paxl = \frac{N_{\text{кон}} - N_{\text{нач}}}{2}; \phi = \sqrt{\frac{ paxl }{EI}} \cdot l; rt = 2 - 2 \cdot \cos(h) + \phi \cdot \sin(h);$ <p>где: N- продольное усилие в стержне; EI – жёсткость при изгибе в рассматриваемой плоскости.</p>	

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Если в результате перераспределения внутренних усилий исключённого стержня остальные элементы конструкции продолжают удовлетворять требованиям прочности, то это является признаком наступления состояния стабилизации и процесс пошагового догружения конструкции продолжается. Косвенной характеристикой качества анализируемой схемы является количество подобных промежуточных состояний: чем больше «состояний стабилизации», тем система менее склонна к развитию прогрессирующего обрушения. Блок-схема алгоритма определения наиболее ответственных элементов и склонности системы к лавинообразному обрушению приведена на рисунке 3.

На втором этапе расчета следует определение численного значения показателя надежности анализируемой системы. При этом, как уже отмечалось, вероятность отказа системы в целом будет лежать в диапазоне между вероятностью отказа одного, наиболее ответственного элемента и вероятностью отказа группы элементов, инициирующих начало лавинообразного разрушения, определенных по результатам 1-го этапа расчета.

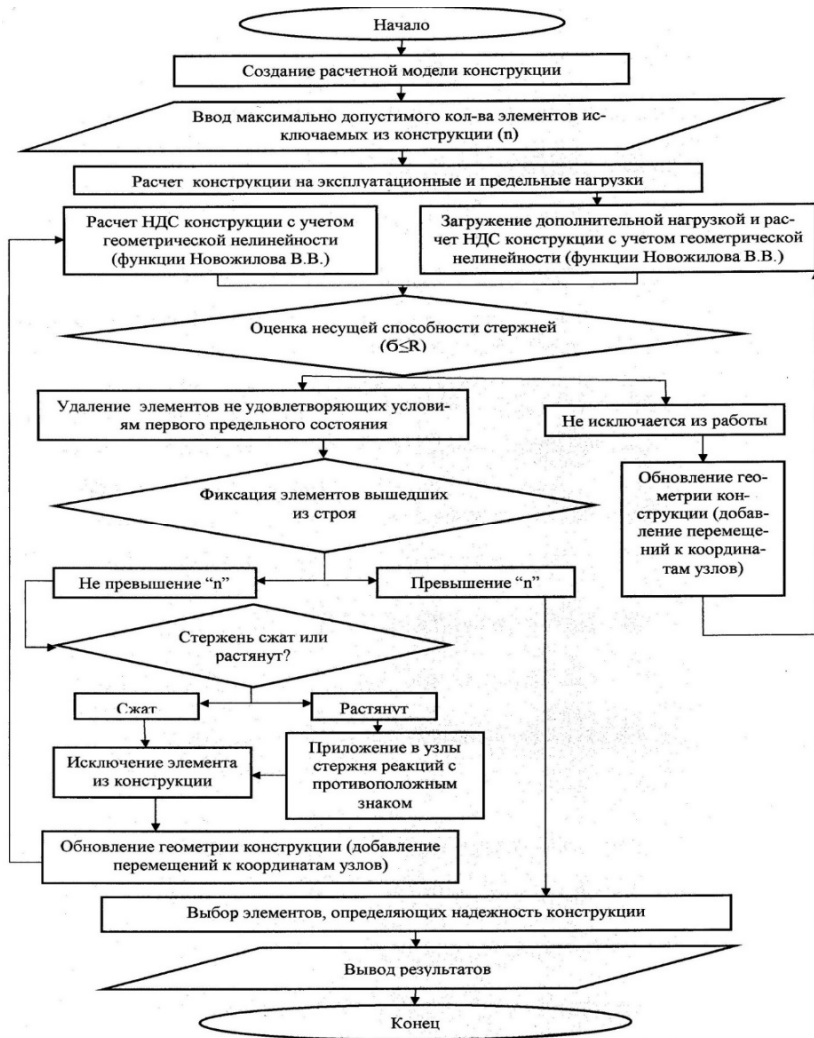


Рис. 3 Блок-схема алгоритма определения склонности конструкции к лавинообразному обрушению

Говоря о классических подходах к оценке надежности отдельно взятого элемента, следует отметить, что в общем случае условие безотказной работы в технике случайных величин обычно записывается в виде:

$$\tilde{Y}(t) = \tilde{R}(t) - \tilde{S}(t) \quad (1)$$

где: $\tilde{R}(t)$ - обобщённая несущая способность конструкции или элемента (в большинстве случаев случайная величина значений предела текучести стали); $\tilde{S}(t)$ – обобщённая нагрузка на конструкцию (в большинстве случаев случайная величина напряжения (усилие) от внешних воздействий); $\tilde{Y}(t)$ - характеристика резерва прочности (резерва несущей способности).

Тогда, при условии соответствия случайных величин закону нормального распределения, вероятность отказа элемента конструкции вычисляется по формуле:

$$P_f = P(g < 0) = \frac{1}{\hat{g}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{g-\bar{g}}{\hat{g}}\right)^2} dg = \frac{1}{2} - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\beta} e^{-\frac{g^2}{2}} dg = \frac{1}{2} - \Phi(\beta); \quad (2)$$

$\Phi(\beta)$

где: $\Phi(\beta)$ – интеграл вероятности Гаусса; g – число стандартов, укладываемое в диапазоне от $g = 0$ до $g = \bar{g}$.

$$\beta = \frac{\bar{g}}{\hat{g}} = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\bar{R}^2 + \bar{Q}^2}} \quad (3)$$

где: $\bar{g} = \bar{R} - \bar{Q}$; $\hat{g} = \sqrt{\bar{R}^2 + \bar{Q}^2}$;

–, \cap – математическое ожидание, стандарт величины; \tilde{R} и \tilde{Q} – две взаимно независимые случайные величины ($\tilde{R} = \tilde{R}(t)$; $\tilde{Q} = \tilde{S}(t)$).

В качестве предложенных случайных величин выступают случайный уровень напряжений в стержнях конструкции и предел текучести стали [8]. Напряжение в элементах конструкции является комплексной случайной величиной, которая может зависеть от таких стохастических факторов как: атмосферные нагрузки [9], геометрические характеристики сечений, осадки основания, несовершенства формы конструкции, полученные на монтаже и при эксплуатации и т.д. При такой постановке задачи наиболее целесообразным методом определения вероятности отказа выступает метод Монте-Карло [10, 11, 12]. Тогда реализация 2-го этапа разрабатываемого алгоритма расчета определения характеристик надёжности элемента или группы элементов может иметь вид, приведённый на рисунке 4. Таким образом, применение данного подхода в инженерной практике проектирования многократно статически неопределимых стержневых систем высокого уровня ответственности позволяет установить верхнюю и нижнюю границы показателя надёжности проектируемой системы, где под «нижней границей» будем понимать уровень надёжности одного ключевого элемента, выход которого из строя не допускается в соответствии с требованиями большинства действующих нормативных документов, хотя несущая способность

системы в целом при этом не исчерпывается. Под «верхней границей» понимается уровень надёжности всей группы ключевых элементов, определённых по результатам 1-го этапа анализа, выход из строя которых инициирует процесс прогрессирующего обрушения. Особенностью такого определения является использование при вычислении показателя надёжности модели параллельного соединения элементов, а также учёт степени взаимозависимости рассматриваемой пары элементов в процессе вычисления.

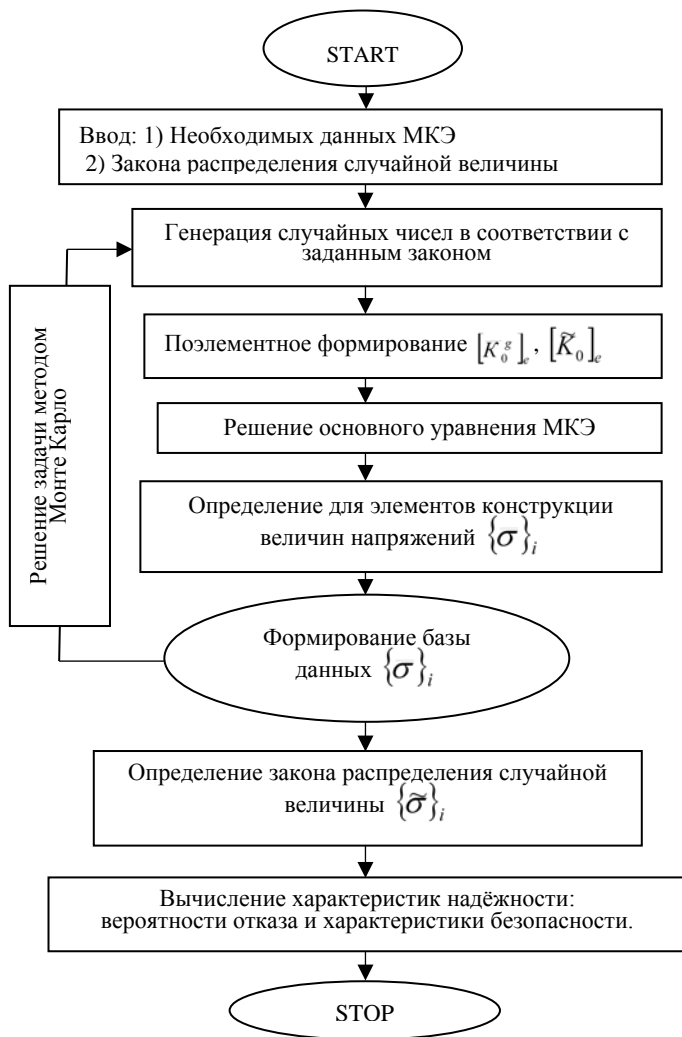


Рис. 4. Блок-схема алгоритма определения характеристик надёжности конструкции

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Предложенный подход позволяет с приемлемой практической точностью определить показатели надёжности многократно статически неопределимой системы. Это особенно актуально для уникальных большепролетных конструкций, представляющих собой сооружения с высоким уровнем ответственности, для которых важно расчетным путем обеспечить требуемый уровень надёжности.

2. Разработанные алгоритмы в дальнейшем предполагается развивать в направлениях:

– обоснования расчетных ситуаций для формирования анализируемых расчётных схем;

– обоснования необходимой степени детализации расчётных схем, влияющих на уточнение расчётных показателей напряжённо-деформируемого состояния конструкции, следовательно, показателей надёжности элементов системы;

– учёта конструктивного исполнения узловых соединений в моделях надёжности.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 27751-2014. «Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. Основные положения». Текст. Введ. 2014-11-14, изд. официальное. – М.: Стандартинформ, 2015. – 14 с.

2. ГОСТ Р ИСО 2394-2016 «Конструкции строительные. Основные принципы надёжности» Текст. Введ. 2016-11-28, изд. официальное. – М.: Стандартинформ, 2016. – 62 с.

3. Eurocode – Basis of structural design : EN 1990:2002+A1. – Brussels : Management Centre, 2002. – 116 с. – (European Standard).

4. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» Текст. Введ. 2018-07-05, изд. официальное. – М.: Стандартинформ, 2018. – 24 с.

5. Новожилов В.В. Основы нелинейной теории упругости. Современные проблемы механики [Текст] / В.В. Новожилов; под общ. ред. А.И. Лурье и Л.Г. Лойцянского. – Ленинград Москва: ОГИЗ Государственное издательство технико-теоретической литературы. – 1948г. – 214 с.

6. Корноухов Н.В. Прочность и устойчивость стержневых систем. Упругие рамы, фермы и комбинированные системы / Н.В. Корноухов. – М.: Москва, 1949г. – 376 с.

7. Стрелецкий Н. С. Избранные труды [Текст] / Н.С. Стрелецкий; под общ. ред. Е.И. Беленя. / Сост.: Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Н.П. Мельников и др. – Москва, Стройиздат, 1975г. – 422 с.

8. Мушанов В.Ф., Оржеховский А.Н. Экспериментальное исследование прочностных и геометрических характеристик гнutosварных труб прямоугольного сечения украинских производителей/ В.Ф. Мушанов // Вісник ДонНАБА – Вип. 2013-3(101). Макіївка. – 2013. С. 9-12.

9. Краснощеков Ю.В., Заполева М.Ю. Расчетные значения ветровой нагрузки с заданной обеспеченностью // Вестник СибАДИ. 2015. № 2 (42). С. 64–67.

10. Mushchanov V.P., Orzhekhovskii A.N., Zubenko A.V., Fomenko S.A. Refined methods for calculating and designing engineering structures. Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 2. Pp. 101–115. doi: 10.18720/MCE.78.8.

11. Belentsov Yu.A. The method of calculation of building structures by reliability level. Stroitel'nye Materialy [Construction Materials]. 2020. No. 11, pp. 54–59. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-786-11-54-59>

12. Городецкий А.Е., Тарасова И.Л., Зиняков В.Ю. Комбинированное логико-вероятностное и лингвистическое моделирование отказов сложных систем. Информационно-управляющие системы. 2015. № 1. С. 35–42. DOI: <https://doi.org/10.15217/issn1684-8853.2015.1.35>.

Сведения об авторах

Владимир Филиппович Мушанов, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой теоретической и прикладной механики, ФГОУ ВПО Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, г. Макеевка, Донецкая Народная Республика, Российская Федерация, тел. +7 (949)357-78-09; mvf@donnasa.ru;

Анатолий Николаевич Оржеховский, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры теоретической и прикладной механики, ФГОУ ВПО Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, г. Макеевка, Донецкая Народная Республика, Российская Федерация, тел. +7 (949)409-74-94; a.n.orzhehovskiy@donnasa.ru

Vladimir Filippovich Mushchanov, Doctor of Technical Sciences, Professor, Chief of the Department of Theoretical and Applied Mechanics, Donbass National Academy of Civil Engineering and Architecture, Makeevka, Donetsk People's Republic, Russian Federation, tel. +7 (949) 357-78-09; mvf@donnasa.ru;

Anatoly Nikolaevich Orzhehovskiy, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Theoretical and Applied Mechanics, Donbass National Academy of Civil Engineering and Architecture, Makeevka, Donetsk People's Republic, Russian Federation, tel. +7 (949) 409-74-94; a.n.orzhehovskiy@donnasa.ru.

Для цитирования:

Мушанов В.Ф. Особенности применения численных методов в оценке надёжности пространственных металлических конструкций высокого уровня ответственности/ В.Ф. Мушанов, А.Н. Оржеховский // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 191–200.

Citation:

Mushchanov V.F. Specifics of the application of numerical methods in assessing the reliability of spatial metal structures of a high level of responsibility/ V.F. Mushchanov, A.N. Orzhehovskiy // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 191–200.

УДК 624.07:69.032.22:531.79

ЛОКАЛИЗАЦИЯ ЗОНЫ ПОВРЕЖДЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ МЕТОДОМ УГЛОВЫХ ИНКЛИНОМЕТРОВ ПРИ МОНИТОРИНГЕ

*А.Н. Плотников,
М.Ю. Иванов*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** рассмотрены вопросы по локализации зоны повреждений железобетонных перекрытий в процессе эксплуатации, в том числе при появлении и развитии различных трещин, коррозии арматуры. Применение инклинометров при мониторинге зданий позволяет отследить не только неравномерные осадки зданий, но и деформации перекрытий из плоскости с определением их координат. Для нахождения наибольшего прогиба в декартовой системе координат из данных по инклинометрам рассматриваются полученные углы φ в плоскости перекрытия с двух соседних инклинометров. Определены места наибольших прогибов в плите перекрытия при постоянной равномерно-распределенной нагрузке от собственного веса, а также от временной нагрузки в крайней части плиты. При действии постоянной равномерно-распределенной нагрузки точка наибольшего прогиба находится в центре плиты, а при действии временной нагрузки в крайней части – смещена на 1/3 длины плиты. В результате мониторинга методом угловых инклинометров возможно проследить локальные зоны повреждения железобетонных перекрытий.*

***Ключевые слова:** мониторинг, перекрытие, балка, прогиб, инклинометр, угол поворота. повреждения, деформации, напряжения.*

LOCALIZATION OF THE ZONE OF DAMAGE TO REINFORCED CONCRETE FLOORS BY THE METHOD OF ANGULAR INCLINOMETERS DURING MONITORING

***Abstract:** the issues on the localization of the damage zone of reinforced concrete floors during operation, including the appearance and development of various cracks, corrosion of reinforcement, are considered. The use of inclinometers for monitoring buildings allows you to track not only uneven settlements of buildings, but also deformations of floors from the plane with the determination of their coordinates. To find the position of the greatest deflection in the Cartesian coordinate system from the inclinometer data, the obtained angles φ in the overlap plane from two adjacent inclinometers are considered. The places of the greatest deflections in the floor slab were determined at a constant uniformly distributed load from its own weight, as well as from a temporary load in the extreme part of the slab. Under the action of a constant*

uniformly distributed load, the point of greatest deflection is in the center of the slab, and under the action of a temporary load in the extreme part, it is shifted by 1/3 of the slab length. As a result of monitoring by the method of angular inclinometers, it is possible to trace local zones of damage to reinforced concrete floors.

Keywords: *monitoring, overlap, beam, deflection, inclinometer, angle of rotation, damage, deformation, stress.*

ВВЕДЕНИЕ

Требования к мониторингу относительно небольших зданий, выполняющих значимые функции, приводят к необходимости определения возможных зон повреждений перекрытий и покрытий пролетом порядка 9 – 24 м, выполняемых в монолитных или сборных железобетонных конструкциях. Такие системы конструктивно решаются в виде параллельно расположенных балок и настила. Независимо от конструктивного исполнения в той или иной степени у таких перекрытий отмечается пространственная работа. У сборных перекрытий пространственная работы возможна при заполнении бетоном швов между плитами, когда образуется жесткий диск перекрытия.

Широкий спектр повреждений железобетонных балок приводит к увеличению их прогибов. Сюда можно отнести появление и развитие нормальных, наклонных и пространственных трещин, коррозию арматуры, проскальзывание предварительно напряженной арматуры. К увеличению прогибов приводит и повышенная нагрузка, например, снеговые мешки.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Применение инклинометров при мониторинге зданий позволяет отследить и неравномерные осадки зданий в целом и деформации перекрытий их плоскости [1-4]. Универсальность метода и стремление проектировщиков к минимизации количества датчиков приводят к необходимости применять схему редкой расстановки инклинометров.

Особое значение приобретает методика обработки результатов мониторинга, включающая в себя алгоритм поиска места положения дефекта, отслеживания его увеличения или появления новой зоны [5-17].

Для исключения влияния неравномерной осадки основания, прогиба здания от горизонтальной нагрузки применяется анализ по корреляции показаний угловых инклинометров в сочетании с инклинометрами, установленными на отметке фундаментов. В случае отрицательной корреляции [18] имеет место увеличение прогиба перекрытия или покрытия.

Применение современных, достаточно точных, двухкоординатных инклинометров с необходимым диапазоном измерений позволяет реализовать метод угловой инклинометрии.

Алгоритм анализа их данных строится на вычислении координаты наибольшего прогиба ячейки перекрытия.

Рассмотрим прямоугольную ячейку перекрытия, образованную рядом балок, монолитно объединенных плитой настила (рис. 1).

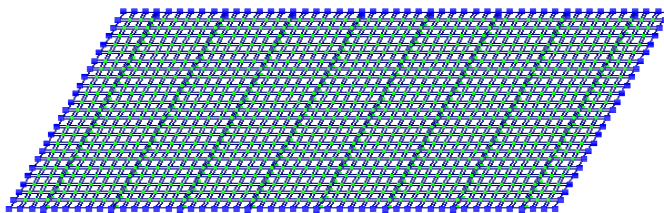


Рис. 1. Пространственная модель плиты перекрытия.

Изменение жесткости одной из балок приведет к перераспределению усилий в системе. Причем этот процесс имеет нелинейный характер. При увеличении тенденции к нелинейной работе перекрытия, жесткость поперек основных балок может падать, приводя в конце концов к пластическому шарниру. Это явление также является результатом мониторинга [19-25].

Размещение датчиков на каждом элементе конструкции, в данном случае на каждой балке, приведет к их значительному количеству, увеличится длина линий связи. При этом возникает проблема обработки большого количества данных. С учетом периодичности снятия данных (10 сек, 1 мин) массив становится весьма значительным, получение графической информации по каждой точке мониторинга требует много времени.

Для уменьшения массивов данных предлагается метод анализа ситуации по минимальному количеству датчиков, расположенных в угловых зонах ячеек покрытий и перекрытий.

Оценивается положение вертикальной оси инклинометра в пространстве. Для этого ось представляется вектором направления φ , заключенного в стандартный орто-базис, образующего геометрический параллелепипед (рис. 2).

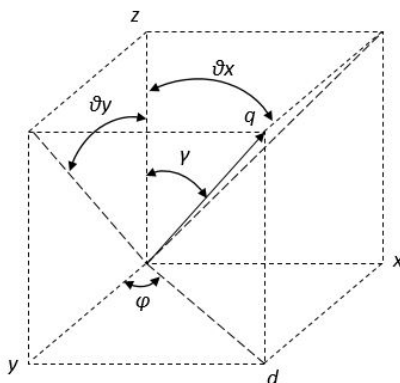


Рис. 2. Вектор направления q , образующий геометрический параллелепипед

Тогда условный вектор z можно представить, как зависимость от остальных векторов орто-базиса:

$$z = x \cdot \operatorname{tg} \theta_x = y \cdot \operatorname{tg} \theta_y \quad (1)$$

отсюда по Сканави:

$$\frac{y}{x} = \frac{\operatorname{tg} \theta_x}{\operatorname{tg} \theta_y} \quad (2)$$

Диагональ основания:

$$d = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (3)$$

Тангенс пространственного угла γ с преобразованием в обратные функции:

$$\begin{aligned} \operatorname{tgy} = \frac{z}{d} &= \frac{x \cdot \operatorname{tg} \theta_x}{\sqrt{x^2 + y^2}} = \frac{\operatorname{tg} \theta_x}{\sqrt{1 + \frac{y^2}{x^2}}} = \frac{\operatorname{tg} \theta_x}{\sqrt{1 + \frac{\operatorname{tg}^2 \theta_x}{\operatorname{tg}^2 \theta_y}}} = \frac{\operatorname{tg} \theta_x \cdot \operatorname{tg} \theta_y}{\sqrt{\operatorname{tg}^2 \theta_x + \operatorname{tg}^2 \theta_y}} = \\ &= \frac{\frac{1}{\operatorname{ctg} \theta_x} \cdot \frac{1}{\operatorname{ctg} \theta_y}}{\sqrt{\frac{1}{\operatorname{ctg}^2 \theta_x} + \frac{1}{\operatorname{ctg}^2 \theta_y}}} = \frac{1}{\sqrt{\operatorname{ctg}^2 \theta_x + \operatorname{ctg}^2 \theta_y}} \end{aligned} \quad (4)$$

Оборачивая последнее выражение:

$$\operatorname{ctgy} = \sqrt{\operatorname{ctg}^2 \theta_x + \operatorname{ctg}^2 \theta_y} \quad (5)$$

Отсюда угол наклона инклинометра в пространстве:

$$\gamma = \operatorname{arccctg} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 \theta_x + \operatorname{ctg}^2 \theta_y} \quad (6)$$

Угол проекции этого угла на плоскость.

$$d = \frac{y}{\cos \varphi}, \text{ в то же время } \sqrt{x^2 + y^2} = \frac{y}{\cos \varphi} \quad (7)$$

Определяем φ :

$$\cos \varphi = \frac{y}{\sqrt{x^2+y^2}} = \frac{\frac{1}{y}y}{\frac{1}{y}\sqrt{x^2+y^2}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{x^2}{y^2}+1}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{\operatorname{tg}^2\theta_y}{\operatorname{tg}^2\theta_x}+1}} \quad (8)$$

$$\varphi = \arccos \frac{1}{\sqrt{\frac{\operatorname{tg}^2\theta_y}{\operatorname{tg}^2\theta_x}+1}} \quad (9)$$

Угол φ представляет собой полярную координату наклона инклинометра. Чтобы оценить положение наибольшего прогиба прямоугольной ячейки перекрытия, необходима еще по крайней мере одна полярная координата, а для повышения достоверности и параллельно определения крена здания, необходимо иметь полярные координаты, выходящие из четырех углов.

Для нахождения положения наибольшего прогиба в декартовой системе координат из данных по инклинометрам рассмотрим полученные углы φ в плоскости перекрытия с двух соседних инклинометров.

Зона возможных максимальных прогибов для линейного несущего элемента перекрытия (балки, фермы) может находиться в зоне средней трети пролета для более жестких, высоких элементов и в более широком координатном диапазоне для достаточно гибких элементов.

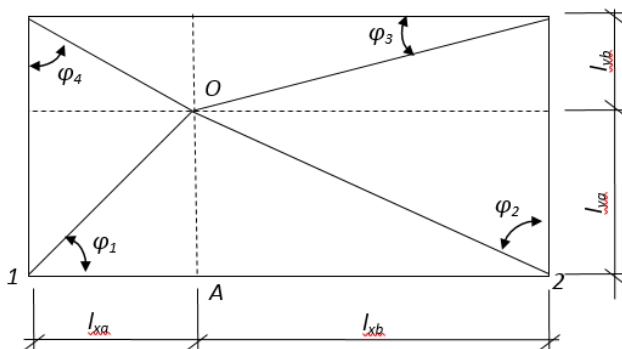


Рис. 3. Место расположения наибольших прогибов.

Рассматривая в плане перекрытия с образовавшимися несколькими прямоугольными треугольниками, прежде всего $\triangle OA1$ и $\triangle OA2$, применяя теорему синусов:

$$\frac{|A2|}{\sin \varphi_2} = \frac{|OA|}{\sin(90^\circ - \varphi_2)} \quad (10)$$

$$\frac{|OA|}{\sin \varphi_1} = \frac{|A1|}{\sin(90^\circ - \varphi_1)} \quad (11)$$

отсюда:

$$|OA| = \frac{|A2| \sin(90^\circ - \varphi_2)}{\sin \varphi_2} = \frac{|A1| \sin \varphi_1}{\sin(90^\circ - \varphi_1)} \quad (12)$$

Приходя к соотношению:

$$\frac{|A2|}{|A1|} = \frac{\sin \varphi_1 \sin \varphi_2}{\sin(90^\circ - \varphi_1) \sin(90^\circ - \varphi_2)} \quad (13)$$

Производя тригонометрическую замену, выражая через линейные величины, представляя коэффициентом k :

$$\frac{l_{xb}}{l_{xa}} = \frac{\sin \varphi_1 \sin \varphi_2}{\cos \varphi_1 \cos \varphi_2} = tg \varphi_1 tg \varphi_2 = k \quad (14)$$

Тогда из общей длины стороны l_x :

$$l_{xa} = \frac{l_x}{1+k} \quad (15)$$

Аналогично найдем расстояние по оси Y из общей длины стороны l_y

$$l_{ya} = \frac{l_y}{1+k} \quad (16)$$

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Основные места положения наибольших прогибов на практике возможно проследить методом угловых инклинометров при мониторинге. Для анализа по нахождению наиболее опасных зоны повреждения в элементах перекрытия принято прямоугольное железобетонное перекрытие с главными балками в одном направлении, а также с шарнирным закреплением по контуру.

Расчетная модель плиты перекрытия была смоделирована в программном комплексе Лира-САПР с размерами 24x12 м.

Собственный вид

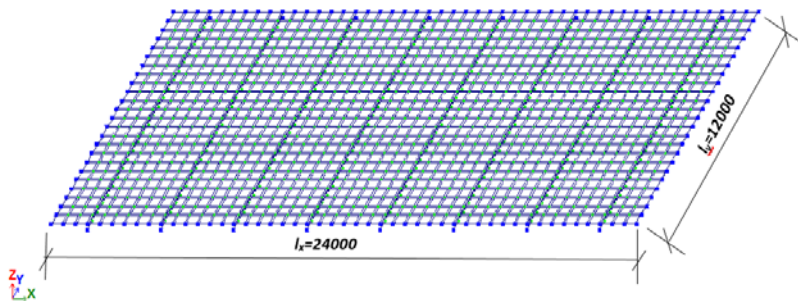


Рис. 4. Расчетная модель плиты перекрытия в ПК Лира-САПР.

Собственный вес

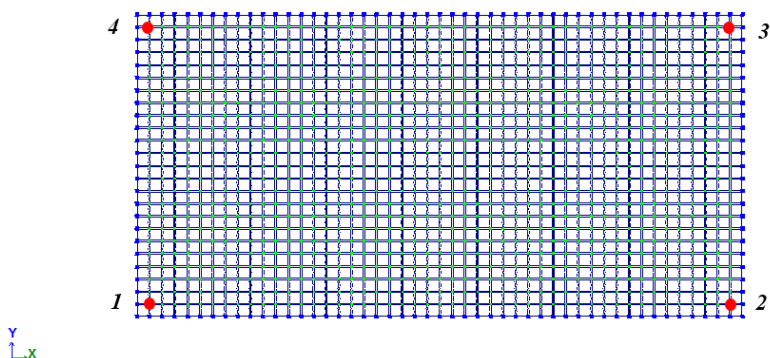


Рис. 5. Места расположения инклинометров.

Рассмотрим ситуацию, когда на конструкцию действует постоянная нагрузка (собственный вес).

Собственный вес

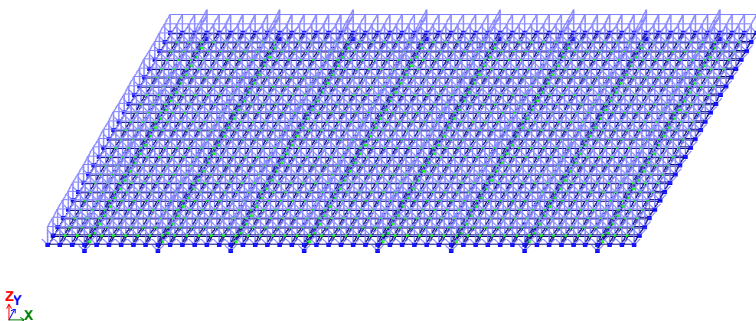


Рис. 6. Постоянная нагрузка на плиту перекрытия.

Определим параметры углов поворота в 4-х точках от действия постоянной нагрузки.

Таб. 1. Сводная по углам поворота при постоянной нагрузке

№ точки	Поворот по UX, *1000 рад	Поворот по UY, *1000 рад
1	-0.0308273	0.0327605
2	-0.0308273	-0.0327605
3	0.0308273	-0.0327605
4	-0.0308273	0.0327605

Для нахождения положения наибольшего прогиба рассмотрим полученные углы в плоскости перекрытия с двух соседних инклинометров.

Для первой точки используем формулу (6) и определим угол наклона инклинометра в пространстве:

$$\begin{aligned} \gamma &= \text{arcctg} \sqrt{\text{ctg}^2 \theta x + \text{ctg}^2 \theta y} = \\ &= \text{arcctg} \sqrt{\text{ctg}^2 0.0000308273 + \text{ctg}^2 0.0000327605} = \\ &= \text{arcctg} \sqrt{32438.7799^2 + 30524.5646^2} = \text{arcctg} 107025.807567 = 90^\circ \end{aligned}$$

Далее определим угол проекции этого угла на плоскость, используя (9):

$$\begin{aligned} \varphi &= \text{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{\text{tg}^2 \theta y}{\text{tg}^2 \theta x} + 1}} = \text{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{\text{tg}^2 0.0000327605}{\text{tg}^2 0.0000308273} + 1}} = \\ &= \text{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{0.0000327605^2}{0.0000308273^2} + 1}} = \text{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{1073 \cdot 10^{-12}}{950 \cdot 10^{-12}} + 1}} = \\ &= \text{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{2.129}} = \text{arc} \cos 0.6854 = 46.73^\circ \end{aligned}$$

Аналогично определим для второй точки угол наклона.

Далее найдем расстояния до наибольшего прогиба по осям X и Y , используя формулы (14), (15) и (16).

$$k = \text{tg} \varphi_1 \text{tg} \varphi_2 = \text{tg} 46.73^\circ \cdot \text{tg} 46.73^\circ = 1.12$$

$$l_{xa} = \frac{24}{1 + 1.12} = 12 \text{ м}$$

$$l_{ya} = \frac{12}{1 + 1.12} = 6 \text{ м}$$

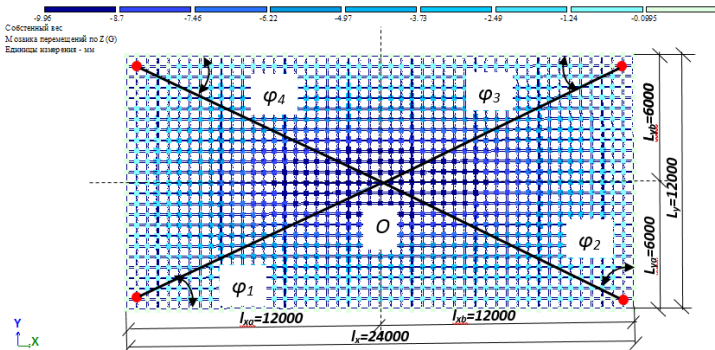


Рис. 7. Место расположения наибольших прогибов плиты перекрытия от постоянной нагрузки в проекции XOY.

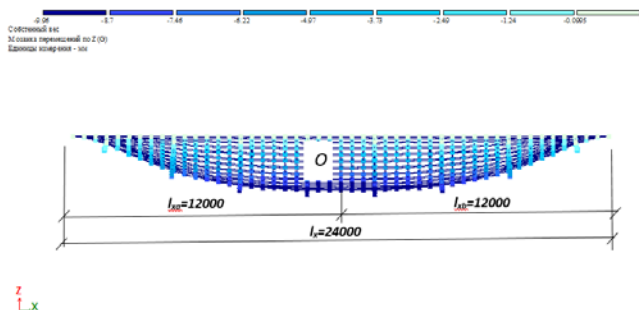


Рис. 8. Место расположения наибольших прогибов плиты перекрытия от постоянной нагрузки в проекции XOZ.

Точка пересечения O является локальной зоной повреждения в центре плиты перекрытия в результате действия, равномерно-распределенной нагрузки от собственного веса. Результаты ручного расчета по определению места наибольшего прогиба полностью соответствует результатам расчета в ПК Лира-САПР.

Наибольший прогиб плиты перекрытия наблюдается по оси X на расстоянии 12000 м от всей длины плиты перекрытия ($l=24000$ м). Что соответствует 1/2 длины перекрытия.

Наибольший прогиб плиты перекрытия наблюдается по оси Y на расстоянии 6000 м от всей ширины плиты перекрытия ($b=12000$ м). Что соответствует 1/2 ширины перекрытия.

Для сравнительного анализа по нахождению места наибольшего прогиба смоделирована временная нагрузка в крайней части плиты перекрытия.

Временная нагрузка

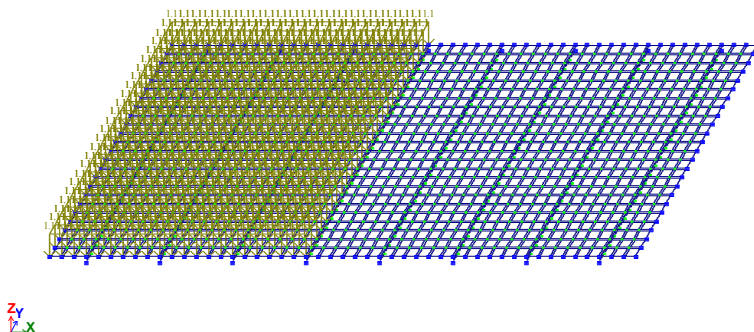


Рис. 9. Временная нагрузка на плиту перекрытия в крайней части.

Определим параметры углов поворота в 4-х точках от дополнительной временной нагрузки.

Для первой точки используем формулу (6) и определим угол наклона инклинометра в пространстве:

$$\begin{aligned} \gamma &= \operatorname{arccctg} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 \theta x + \operatorname{ctg}^2 \theta y} \\ &= \operatorname{arccctg} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 0.000085128 + \operatorname{ctg}^2 0.0000902403} = \\ &= \operatorname{arccctg} \sqrt{11747.0162^2 + 11081.5234^2} = \operatorname{arccctg} 16149.0727 = 0.0035^\circ \end{aligned}$$

Далее определим угол проекции этого угла на плоскость используя (9):

$$\begin{aligned} \varphi &= \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{\operatorname{tg}^2 \theta y}{\operatorname{tg}^2 \theta x} + 1}} = \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{\operatorname{tg}^2 0.0000902403}{\operatorname{tg}^2 0.000085128} + 1}} = \\ &= \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{0.0000902403^2}{0.000085128^2} + 1}} = \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{8143 \cdot 10^{-12}}{7246 \cdot 10^{-12}} + 1}} = \\ &= \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{2.12938}} = \operatorname{arc} \cos 0.6862 = 46.67^\circ \end{aligned}$$

Аналогично определим для второй точки угол наклона.

$$\begin{aligned} \gamma &= \operatorname{arccctg} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 \theta x + \operatorname{ctg}^2 \theta y} \\ &= \operatorname{arccctg} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 0.0000305787 + \operatorname{ctg}^2 0.0000324935} = \\ &= \operatorname{arccctg} \sqrt{11081.5234^2 + 30775.3858^2} = \operatorname{arccctg} 32709.700885 \\ &= 0.0018^\circ \end{aligned}$$

Далее определим угол проекции этого угла на плоскость используя (9):

$$\begin{aligned} \varphi &= \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{\operatorname{tg}^2 \theta y}{\operatorname{tg}^2 \theta x} + 1}} = \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{\operatorname{tg}^2 0.0000324935}{\operatorname{tg}^2 0.0000305787} + 1}} = \\ &= \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{0.0000324935^2}{0.0000305787^2} + 1}} = \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{\frac{1055.8 \cdot 10^{-12}}{935 \cdot 10^{-12}} + 1}} = \\ &= \operatorname{arc} \cos \frac{1}{\sqrt{2.12919786}} = \operatorname{arc} \cos 0.5653 = 30^\circ \end{aligned}$$

Аналогично определим для четвертой точки угол наклона.

$$\begin{aligned} \gamma &= \operatorname{arccctg} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 \theta x + \operatorname{ctg}^2 \theta y} \\ &= \operatorname{arccctg} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 0.000085128 + \operatorname{ctg}^2 0.0000902403} = \\ &= \operatorname{arccctg} \sqrt{32702.502058^2 + 11081.523413^2} = \operatorname{arccctg} 34529.0283965 \\ &= 0.0017^\circ \end{aligned}$$

Далее определим угол проекции этого угла на плоскость используя (9):

$$\begin{aligned} \varphi &= \arccos \frac{1}{\sqrt{\frac{\operatorname{tg}^2 \theta_y}{\operatorname{tg}^2 \theta_x} + 1}} = \arccos \frac{1}{\sqrt{\frac{\operatorname{tg}^2 0.000085128}{\operatorname{tg}^2 0.0000902403} + 1}} = \\ &= \arccos \frac{1}{\sqrt{\frac{0.000085128^2}{0.0000902403^2} + 1}} = \arccos \frac{1}{\sqrt{\frac{7246.776 \cdot 10^{-12}}{8143.3117 \cdot 10^{-12}} + 1}} = \\ &= \arccos \frac{1}{\sqrt{1.8899}} = \arccos 0.7274 = 43.33^\circ \end{aligned}$$

Далее найдем расстояния до наибольшего прогиба по осям X и Y, используя формулы (14), (15) и (16).

$$k = \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \varphi_2 = \operatorname{tg} 46.67^\circ \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 1.06 \cdot 0.5 = 0.53$$

$$k = \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \varphi_4 = \operatorname{tg} 46.67^\circ \cdot \operatorname{tg} 43.33^\circ = 1.06 \cdot 0.94 = 0,9964$$

$$l_{xb} = \frac{24}{1 + 0.53} = 15.69 \approx 16 \text{ м}$$

$$l_{yb} = \frac{12}{1 + 0,9964} = 6,01 \approx 6 \text{ м}$$

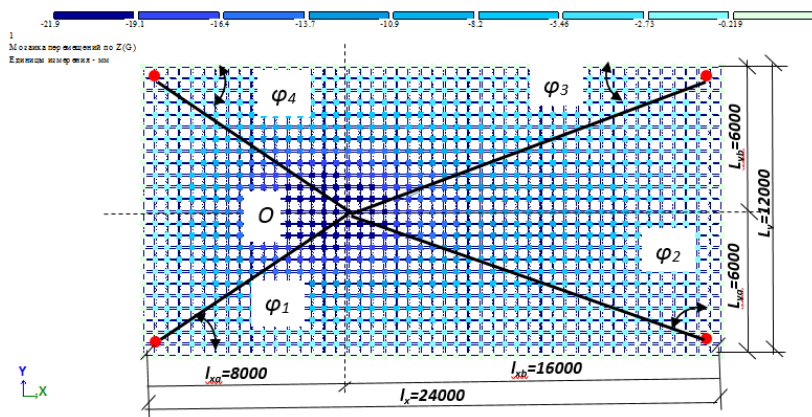


Рис. 10. Место расположения наибольших прогибов плиты перекрытия от постоянной нагрузки в проекции XOY.

1
Модель перемещений по Z(O)
Единица измерения - мм

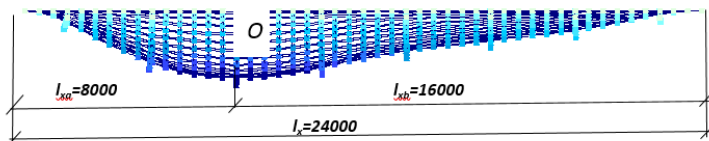


Рис. 11. Место расположения наибольших прогибов плиты перекрытия от постоянной нагрузки в проекции XOZ.

Точка пересечения O является локальной зоной повреждения плиты перекрытия в результате действия дополнительной временной нагрузки в крайней части плиты перекрытия. Результаты ручного расчета по определению места наибольшего прогиба полностью соответствует результатам расчета в ПК Лира-САПР.

Наибольший прогиб плиты перекрытия наблюдается по оси X на расстоянии 8000 м от всей длины плиты перекрытия ($l=24000$ м). Что соответствует $1/3$ длины перекрытия.

Наибольший прогиб плиты перекрытия наблюдается по оси Y на расстоянии 6000 м от всей ширины плиты перекрытия ($b=12000$ м). Что соответствует $1/2$ ширины перекрытия.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В процессе эксплуатации происходит увеличение прогибов элементов конструкций, связанным с появлением и развитием нормальных, наклонных и пространственных трещин, коррозии арматуры. Применение инклинометров при мониторинге зданий позволяет отследить не только неравномерные осадки зданий, но и деформации перекрытий их плоскости.

Методом конечных элементов были определены наиболее нагруженные части элемента плиты от различных действий нагрузок, равномерно-распределенной постоянной и временной нагрузки в крайней части пролета плиты перекрытия.

В результате действия постоянной равномерно-распределенной нагрузки наибольший прогиб наблюдается в центре плиты перекрытия, что соответствует результатам ручного и компьютерного расчета.

Наибольший прогиб плиты перекрытия наблюдается по оси X на расстоянии 12000 м, по оси Y – 6000 м.

От действия дополнительной временной нагрузки в крайней части плиты перекрытия наибольший прогиб наблюдается по оси X на расстоянии 8000 м, по оси Y – 6000 м. Результаты ручного расчета полностью соответствуют результатам компьютерного расчета.

При помощи инклинометров появляется возможность проследить не только осадки зданий, но и определять наиболее нагруженных места

деформации перекрытий. В дальнейшем необходима разработка компьютерных программ, прослеживающих корреляцию между показаниями групп датчиков, что даст новые возможности для анализа технического состояния зданий службой эксплуатации, более полно раскроет возможности интегрального мониторинга.

ЛИТЕРАТУРА

1. Плотников А.Н., Левин С.А., Горбунова И.С., Николаева А.Г., Арипина Н.Н. Анализ корреляции параметров мониторинга многоэтажного здания для определения его деформированного состояния // В сборнике: Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020. Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. Чебоксары, 2020. С. 292-304.
2. Плотников А.Н., Кузнецов А.В. Углы поворота опор балки при нелинейной работе железобетона // В сборнике: Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020. Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. Чебоксары, 2020. С. 173-182.
3. Alexey Plotnikov, Mikhail Ivanov. Changes in the stiffness of load-bearing elements of a high-rise building and inclinometer data based on finite element analysis // Alexey Plotnikov and Mikhail Ivanov. E3S Web Conf., 263 (2021) 02023. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126302023>
4. Mixajlovna, V. T., Nikolaevich, A. P., Yurievich, A. P., & Yurievich, Y. R. [2020]. Integral monitoring of high-rise buildings when minimizing the number of sensors. *Journal of Applied Engineering Science*, 18(4), 649 – 664.
5. Плотников А.Н., Иванов М.Ю. Жесткость опорных сечений ригелей высотного здания и возможность его мониторинга по инклинометрам // В сборнике: Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020. Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. Чебоксары, 2020. С. 279-291.
6. Andrey Korgin, Valentin Ermakov, Laith Zeyd Kilani, Danila Koknaev and Artem Golovkin. The development of adequate finite element models of load-bearing structures coating “Vnukovo-1 airport complex” to solve the problems of monitoring their technical condition // Andrey Korgin, Valentin Ermakov, Laith Zeyd Kilani, Danila Koknaev and Artem Golovkin. E3S Web Conf., 263 (2021) 02023. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126302020>
7. Филатов В.Б., Галяутдинов З.Ш. Исследование деформаций бетона плиты в зоне продавливания. инклинометрам // В сборнике: Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020. Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. Чебоксары, 2020. С. 224-230.
8. Mustafin M. G., Valkov V. A., Kazantsev A. I. Monitoring of deformation processes in buildings and structures in metropolises. *Procedia Engineering*. 2017. No. 189. Pp. 729-736. doi:10.1016/j.proeng.2017.05.115.
9. Yuan K., Huib Y., Chen Z. Effects of facade appurtenances on the local pressure of high-rise building. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2018. No. 178. Pp. 26-37. DOI: 10.1016/j.jweia.2018.05.004.
10. Белостоцкий А.М., Акимов П.А., Негрозов О.А., Петряшев Н.О., Петряшев С.О., Щербина С.В., Каличава Д.К., Кайтуков Т.Б. Адаптивные конечноэлементные модели в системах мониторинга зданий и сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 2(78). С. 169–178.

11. Tamrazyan Ashot, Levon Avetisyan. “Estimation of Load Bearing Capacity of Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Elements under Dynamic Loading in Fire Conditions.” *Applied Mechanics and Materials*, vol. 638–640, Trans Tech Publications, Ltd., Sept. 2014, pp. 62–65. Crossref, doi:10.4028/www.scientific.net/amm.638-640.62.

12. Ashot G. Tamrazyan. The Assessment of Reliability of Punching Reinforced Concrete Beamless Slabs under the Influence of a Concentrated Force at High Temperatures, *Procedia Engineering*, Volume 153, 2016, Pages 715-720, ISSN 1877-7058, <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.231>.

13. Плотников А.Н., Иванов Н.В. Плечо пары сил в сечении железобетонного изгибаемого элемента на всех стадиях напряженного состояния // В сборнике: Современные вопросы механики сплошных сред – 2019. Сборник статей по материалам конференции с международным участием. 2019. С. 52-60.

14. Плотников А.Н., Иванов М.Ю., Яковлева О.С. Жесткостные параметры высотных зданий и их определение при мониторинге // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. 2020. № 1 (43). С. 55-65.

15. Айзенкрайн Е. Непрерывный мониторинг движения меридиональных трещин, возникающих в оболочках градилен под воздействием внешних факторов // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 5(32). С. 84-94. DOI: 10.18720/CUBS.32.8

16. Плотников А.Н., Иванов М.Ю. Система мониторинга высотных зданий, определяемая из характера кривизны упругой линии вертикальных элементов // Строительство: наука и образование. 2019. Т. 9. № 4. С. 1-37. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.4.3

17. Интегральный автоматический мониторинг высотных, заглубленных и большепролетных сооружений, разработанный кафедрой строительных конструкций чувашского госуниверситета / А. Н. Плотников, С. А. Левин, А. Г. Лукин [и др.] // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции : Материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции, Чебоксары, 21–22 ноября 2018 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, 2018. – С. 278-294. – EDN VYAHXE.

18. Xiong H.-B., Cao J.-X., Zhang F.-L. Inclinometer-based method to monitor displacement of high-rise buildings // *Structural Monitoring and Maintenance*. 2018. № 5(1). Pp. 111-127.

19. Erol B. Evaluation of High-Precision Sensors in Structural Monitoring // *Sensors*. 2010. № 10(12). Pp. 10803-10827.

20. Yigit C.O., Li X.J., Inal C., Ge L., Yetkin M. Preliminary evaluation of precise inclination sensor and GPS for monitoring full-scale dynamic response of a tall reinforced concrete building // *Journal of Applied Geodesy*. 2010. № 4(2). Pp. 103–113.

21. Park S.W., Oh B.K., Park H.S. Maximum Stress Estimation Model for Multi-Span Waler Beams with Deflections at the Supports Using Average Strains // *Sensors*. 2015. № 15. Pp 7728-7741.

22 Lee J.-J., Ho H.-N., Lee J.-H. A Vision-Based Dynamic Rotational Angle Measurement System for Large Civil Structures // *Sensors*. 2012. № 12(6). Pp. 7326-7336.

23. Kashima T. Study on changes in dynamic characteristics of high-rise steel-framed buildings based on strong motion data // *Procedia Engineering*. 2017. №. 199. Pp. 194–199.

24. Sanchez Crespo R., Kaczmarczyk S., Picton P., Su H. Modelling and simulation of a stationary high-rise elevator system to predict the dynamic interactions between its components // *International Journal of Mechanical Sciences*. 2018. № 137. Pp. 24–45.

25. Cheilakou E., Tsopeles N., Anastasopoulos A., Kourousis D., Rychkov D., Gerhard R., Frankenstein B., Amditis A., Damigos Y., Bouklas, C. Strain monitoring system for steel and concrete structures // *Procedia Structural Integrity*. 2018. № 10. Pp. 25–32.

Сведения об авторах

Плотников Алексей Николаевич, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Иванов Михаил Юрьевич, старший преподаватель кафедры строительных конструкций, аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Plotnikov Alexey Nikolaevich – Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Ivanov Mikhail Yurievich, Senior Lecturer, Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:

Плотников А.Н. Локализация зоны повреждений железобетонных перекрытий методом угловых инклинометров при мониторинге / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 201–215.

Citation:

Plotnikov A.N. Localization of the zone of damage to reinforced concrete floors by the method of angular inclinometers during monitoring / A.N. Plotnikov, M.Y. Ivanov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 201–215.

УДК 624.07:69.032.22:531.79

РЕАЛИЗАЦИЯ ПРИНЦИПОВ ИНТЕГРАЛЬНОГО МОНИТОРИНГА ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

*А.Н. Плотников,
М.Ю. Иванов,
А.Г. Николаева,
И.П. Чернова,
Д.А. Бакланова,
Т.А. Васильева*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье приведены сведения о работах, выполненных кафедрой строительных конструкций Чувашского госуниверситета в области разработки систем автоматического мониторинга. Приведены основные принципы мониторинга для разных типов зданий и сооружений. Показано, что методы мониторинга позволяют проводить и научные исследования при эксплуатации объекта. На примере высотного здания и его ядра жесткости проанализирована связь между напряжениями в бетоне несущих элементов и общими деформациями здания. Установлено, что в упругой постановке задачи ядро жесткости имеет зоны пластических деформаций бетона не более 85% площади поверхности, что незначительно увеличивает прогиб верха здания. При этом необходимо иметь в виду, что пластические деформации соединений перекрытий с ядром жесткости и технологические трещины и другие дефекты заметно увеличивают прогиб верха здания.*

***Ключевые слова:** автоматический мониторинг, здания, сооружения, нелинейность, жесткость, железобетон, инклинометры, ядро жесткости, напряжения, деформации, трещины*

IMPLEMENTATION OF THE PRINCIPLES OF INTEGRATED STRUCTURAL HEALTH MONITORING IN THE OPERATION OF BUILDINGS AND STRUCTURES

***Abstract:** the article provides information about the work performed by the Department of Building Structures of the Chuvash State University in the development of automatic monitoring systems. The basic principles of monitoring for different types of buildings and structures are given. It is shown that the monitoring methods allow to carry out scientific research during the operation of the object. On the example of a high-rise building and its stiffness core, the relationship between stresses in the concrete of load-bearing elements and the general deformations of the building is analyzed. It has been established that*

in the elastic formulation of the problem, the stiffening core has plastic deformation zones of concrete no more than 85% of the surface area, which slightly increases the deflection of the top of the building. At the same time, it must be borne in mind that plastic deformations of the joints of floors with a stiffening core and technological cracks and other defects significantly increase the deflection of the top of the building.

Keywords: *automatic monitoring, buildings, structures, non-linearity, stiffness, reinforced concrete, inclinometers, stiffness core, stresses, deformations, cracks*

ВВЕДЕНИЕ

В течение ряда лет кафедра строительных конструкций Чувашского государственного университета проводит работы по разработке систем автоматического мониторинга зданий и сооружений, находящихся на всей территории России. Главным реализуемым принципом авторов является интегральность, т.е., анализ разных параметров мониторинга: деформаций конструкций в пространстве, деформаций на поверхности конструкций, частота и ускорение колебаний системы [1,9-14,16]. Разработке системы предшествует анализ нормативных источников по типам объектов, технической и научной литературы, в целом проводится научно-техническое сопровождение объекта. Как правило, разрабатывается или адаптируется существующая расчетная модель объекта. Всесторонний анализ позволяет выявить корреляционные связи между параметрами напряженно-деформированного состояния [2]. В последнее время одним из направлений исследований является разработка методики научных исследований в области механики работы конструкций на основе методов автоматического мониторинга, что позволит совершенствовать принципы проектирования новых зданий и сооружений.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Серия объектов, система мониторинга которых разрабатывалась кафедрой строительных конструкций имеет ряд общих принципов и особенностей.

Ранее были разработаны системы для таких объектов, как «Большая спортивная арена «Лужники», г. Москва; в г. Красноярске: «Платинум-Арена», Дворец спорта им. И.С. Ярыгина, «Кристалл-Арена», стадион им. Ленинского комсомола; Пассажирский терминал «Домодедово-2»; Парковая зона «Зарядье» (подземная часть с паркингом на 430 машиномест); Павильон Атомной энергии на территории АО «ВДНХ»; Административный комплекс по проспекту Вернадского, вл. 10 ЗАО г. Москвы; Реконструкция дымовой трубы высотой 160 м ООО «Красноярский цемент»; Мостовой переход через реку Кама у г. Камбарка на дороге «Ижевск-Сарапул-Камбарка»; Национальный космический центр и другие [1].

В последние годы на основе полученного опыта продолжилась разработка подобных систем.

Уникальным и особенным является объект «Сухой док, судостроительный завод «Звезда» (г. Владивосток) (рис. 1).



Рис. 1. Общий вид сухого дока, заполненного водой

Особенности объекта: заглубление ниже уровня земли более чем на 15 м, отметка дна ниже уровня воды в акватории, наличие водонепроницаемого плавучего затвора – батопорта. Полная длина камеры дока составляет 491 м, ширина камеры дока – 114 м (рис. 2, 3).

По данному объекту разработана модель и методика расчета на основе метода конечных элементов для построения матриц мониторинга деформационных параметров несущих конструкций сухого дока по их критическим значениям для стеновых секций и днища с возможностью контроля предельных перемещений.

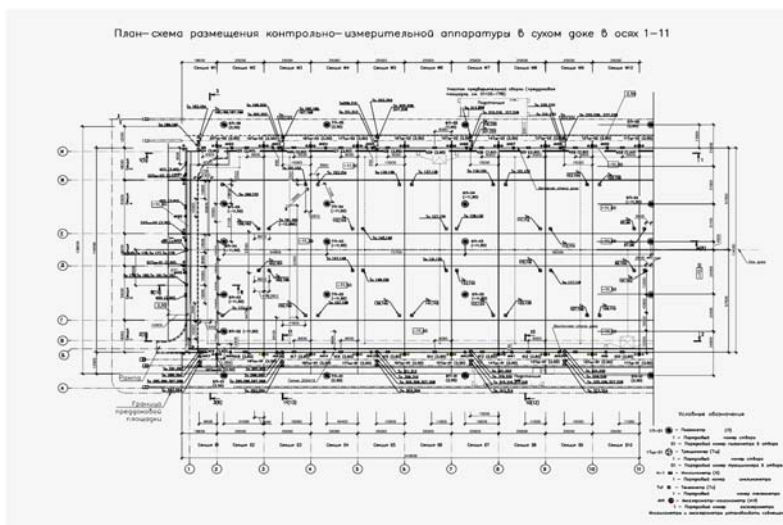


Рис. 2. Фрагмент схемы размещения датчиков

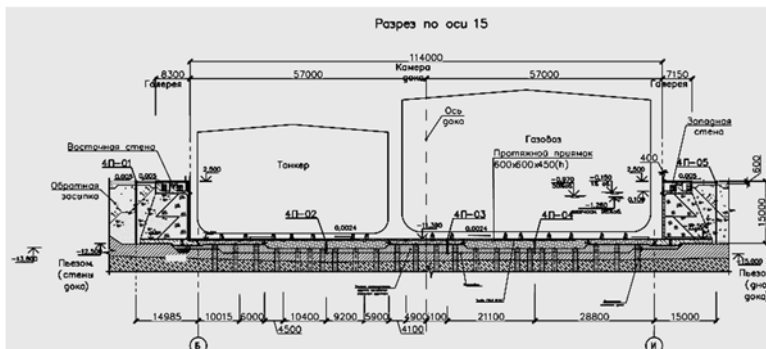


Рис. 3. Характерный разрез

Решаемая проблема: вовлеченность в работу грунтового основания, контроль уровня грунтовой воды пьезометрами, легкий тип сухого дока (возможность всплытия), усадка бетона. Обнаружено превышение деформаций по отношению к расчетной модели в части раскрытия деформационных швов между секциями. В данном случае можно прийти к выводу, что увлажнение грунта изменяет свойства в более широком диапазоне.



Рис. 4. Дворец водных видов спорта» в г. Екатеринбург

Гражданский объект «Дворец водных видов спорта» в г. Екатеринбург имел конструктивную систему, похожую на другие спортивные объекты, выполненные в металлических конструкциях (рис. 4).

Система мониторинга создавалась по уже апробированной схеме [1,13] (рис. 5). Кроме угловых точек по объему здания, в которых установлены инклинометры, задействованы поперечные рамы. Установлены инклинометры вверху и внизу колонн, на опорных частях стропильных ферм. Установлены тензометры на поясах стропильных ферм, под опорами ферм, внизу колонн и на опорах трибун. Задействованы не все рамы, а только третья часть, по остальным рамам контроль ведется с использованием второй координаты инклинометров, показывающих деформации

ферм «из плоскости» для регистрации зон максимальных деформаций по площади покрытия. В центре блоков покрытий установлены акселерометры. Комплекс датчиков позволяет интегрально оценить сохранение устойчивости рамы, запас несущей способности, деформации, целостность узловых соединений.

Серия выполненных решений по высотным зданиям позволила выработать принципы организации системы мониторинга для них с учетом минимизации количества датчиков.

Эти принципы были реализованы в комплексе высотных зданий на ул. Мытная, г. Москва (рис. 6).

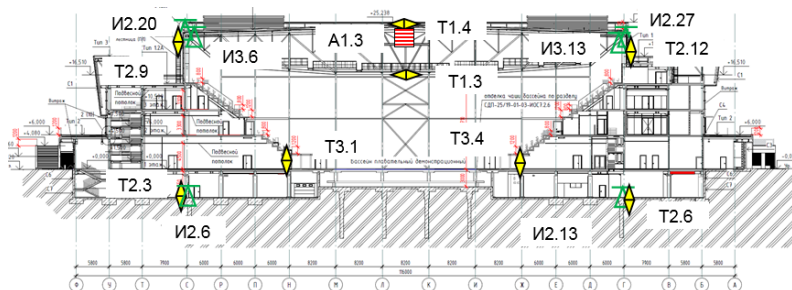


Рис. 5. Размещение датчиков мониторинга на поперечной раме



Рис. 6. Комплекс высотных зданий на ул. Мытная, г. Москва

Принципу применения инклинометров посвящено достаточно много работ [3-7].

С целью экономии часто минимизируют количество датчиков, отдавая предпочтение инклинометрам, отсюда ставится задача определять по ним не только перемещения, но и усилия. Может определяться перераспределение усилий между элементами, развитие деформаций в процессе эксплуатации [9-11,13].

В данной работе применена оценка несущей способности по главным нормальным и эквивалентным напряжениям в разных слоях пластинчатых конечных элементов, которые составляют расчетную модель.

Моделирование проводилось в программе Лира-САПР в нелинейной постановке задачи. Однако напрямую моделирование трещин в бетоне этой и подобными другими программами не реализовано. Состояние конструкции приходится оценивать только по величине напряжений в элементах.

Рассматривалось изменение жесткости несущего ядра высотного здания при увеличении нагрузки. Контрольные точки для значений инклинометров располагались по высоте через $\frac{1}{4}$ высоты здания, по углам периметра этажей и на ядре жесткости.

Изучение распределения усилий проводилось в расчетной модели ядра жесткости [9,13]. Периметр ядра жесткости 10x10 м (рис. 7).

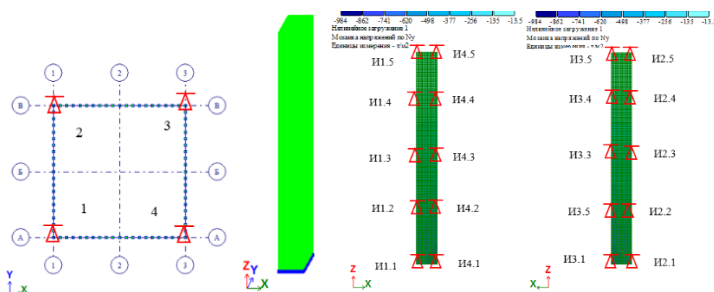


Рис. 7. Схема расположения инклинометров

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

По рис. 8 максимальное напряжение возникает в зоне установки инклинометра 4.1, что соответствует наибольшим деформациям верха ядра, в зоне инклинометра 4.5. При этом в верхней части ядра жесткости элементы испытывают минимальные напряжения. Таким образом, по измеренным данным перемещений появляется возможность анализировать изменение жесткости стенок ядра. Дополнительные углы поворота по точке 4.1 будут свидетельствовать о развитии неравномерных осадок здания по грунту.

Также сопоставлялась линия деформаций вертикальной оси здания с величиной нормальных напряжений в ядре жесткости. Предельные значения прочности бетона при осевом сжатии и осевом растяжении приняты для класса В30 ($R_c=17$ МПа и $R_t=1,15$ МПа). Графическое изображение напряжений в нижней и верхней частях ядра жесткости представлено на рис. 8.

Нижняя часть ядра жесткости преимущественно испытывает сжатие, максимальные напряжения достигают значения $N = 1660 \text{ т/м}^2 = 16,6 \text{ МПа} < N = 17 \text{ МПа}$, следовательно, в этих элементах хорошо выражена пластическая стадия работы бетона. При действии временной ветровой нагрузки возникают растягивающие напряжения $N = 65,5 \text{ т/м}^2 = 0,65 \text{ МПа} < N = 1,15 \text{ МПа}$, следовательно, трещины в нижней зоне от эксплуатационных нагрузок не образуются и не раскрываются.

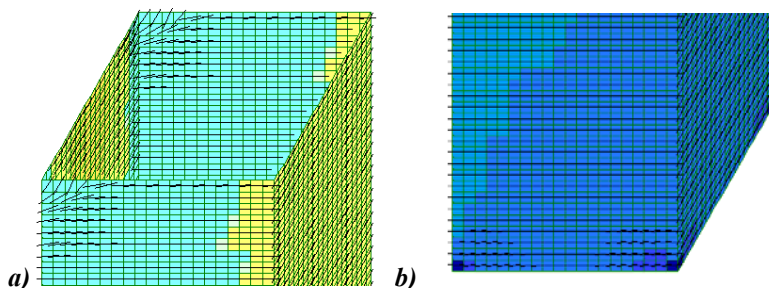


Рис 8. Главные напряжения от РСН: а) – напряжения N1 в верхней части ядра; б) – напряжения N3 в нижней части ядра.

Однако, надо иметь в виду, что при возведении здания могут возникать растягивающие напряжения, которые превысят трещиностойкость бетона. Это при эксплуатации может привести к дальнейшему образованию и раскрытию трещин, что повлияет на жесткость конструкции в целом, о чем говорится в работе [8]. В нижней части ядра жесткости диапазон напряжений сжатия от 10 до 16 МПа. В верхней части ядра жесткости в это время напряжения изменяются от минимального сжатия до растяжения в 0,65 МПа. Изменение жесткости ядра будет сказываться на отклонениях упругой оси ядра от вертикали, упругая линия вертикали не будет математически верно описываться дифференциальным уравнением с постоянной жесткостью. Достоверную кривизну линии можно установить лишь с помощью равномерно устанавливаемых инклинометров через $\frac{1}{4}$ высоты здания. Эта процедура позволит достоверно оценить и работу самого наблюдаемого здания и заложить основы построения расчётной модели в будущем для новых зданий.

Сжимающие напряжения имеют диапазон 10-16 МПа, где неупругая работа бетона наиболее выражена. Относительные напряжения здесь составят 88% от расчетного сопротивления, и не превысят 17 МПа в любом элементе ядра жесткости. По рис. 9 сжимающие напряжения возникают в нижней части ядра жесткости, что составляет 13% от всей площади поверхности ядра жесткости. Это немного, что говорит о небольшом влиянии нелинейной работы элементов на общую жесткость. Однако, как отмечалось в работе авторов [15], посвящённой нелинейной работе связей высотного здания (плюс 9% увеличения напряжений) и усадочных и первоначальных трещин, можно считать, что в целом влияние нелинейного поведения элементов на жесткость здания будет достаточно велико.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведение процедуры автоматического мониторинга актуально не только для обеспечения безопасности самого здания или сооружения, но и служит инструментарием научных исследований.

Изменение жесткости конструкций высотного здания при его эксплуатации и перераспределение усилий эффективно определяется с помощью инклинометров, расположенных через $\frac{1}{4}$ высоты здания и по периметру здания.

Определено, что в сжатых зонах бетон в основном работает упруго (85% площади поверхности ядра жесткости), в растянутых зонах трещины в основном отсутствуют.

Нелинейные деформации ядра жесткости отличаются от упругих на 5–10%, что при наличии дефектов бетонирования и начальных трещин, может увеличить площадь неупругой работы вертикальной системы здания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Плотников А.Н. Интегральный автоматический мониторинг высотных, заглубленных и большепролетных сооружений, разработанный кафедрой строительных конструкций Чувашского государственного университета/ А.Н. Плотников, С.А. Левин, А.Г. Лукин, А.Г. Николаева, В.А. Иванов, Е.Г. Гоник, Н.Н. Аринина, О.С. Яковлева, Е.Н. Порфирьева, М.Ю. Иванов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции НАСКР-2018. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2018.– С. 278 – 294.

2. Плотников А.Н., Левин С.А., Горбунова И.С., Николаева А.Г., Аринина Н.Н. Анализ корреляции параметров мониторинга многоэтажного здания для определения его деформированного состояния // В сборнике: строительство и застройка: жизненный цикл – 2020. Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. Чебоксары, 2020. С. 292-304.

3. Yong Zheng, Zheng-Wei Zhu, Xing Yi, Wan-Jie Li, Review and comparative study of strain-displacement conversion methods used in fiber Bragg grating-based inclinometers, *Measurement*, Volume 137, 2019, Pages 28-38, ISSN 0263-2241, <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2019.01.021>.

4. Gökhan Tansel Tayyar, Overall hull girder nonlinear strength monitoring based on inclinometer sensor data, *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering*, Volume 12, 2020, Pages 902-909, ISSN 2092-6782, <https://doi.org/10.1016/j.ijnaoe.2020.10.004>.

5. Huafu Pei, Feng Zhang, Siqi Zhang, Development of a novel Hall element inclinometer for slope displacement monitoring, *Measurement*, Volume 181, 2021, 109636, ISSN 0263-2241, <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2021.109636>.

6. Sivasuriyan A, Vijayan DS, Górski W, Wodzyński Ł, Vaverková MD, Koda E. Practical Implementation of Structural Health Monitoring in Multi-Story Buildings. *Buildings*. 2021; 11(6):263. <https://doi.org/10.3390/buildings11060263>.

7. Manzoor B, Othman I, Gardezi SSS, Harirchian E. Strategies for Adopting Building Information Modeling (BIM) in Sustainable Building Projects—A Case of Malaysia. *Buildings*. 2021; 11(6):249. <https://doi.org/10.3390/buildings11060249>.

8. Ключева Н.В., Колчунов Виталий Иванович, Губанова М.С. Критерий прочности нагруженного и коррозионно поврежденного бетона при плоском напряженном состоянии // *Жилищное строительство*. 2016. №5. С. 22-27.

9. Plotnikov, A., Ivanov, M. Changes in the stiffness of load-bearing elements of a high-rise building and inclinometer data based on finite element analysis. *E3S Web of Conferences*, 2021, 263, 02023. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126302023>

10. Плотников А.Н., Иванов М.Ю. Система мониторинга высотных зданий, определяемая из характера кривизны упругой линии вертикальных элементов // Строительство: наука и образование. 2019. Т. 9. Вып. 4. Ст. 3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.4.3.

11. Tolmacheva V.M., Plotnikov A.N., Ivanov M.Yu., Amelin V.Yu. [2020]. Integral monitoring of high-rise buildings when minimizing the number of sensors. *Journal of Applied Engineering Science*, 18(4), 649 – 664. DOI: <https://doi.org/10.5937/jaes0-29432>.

12. Плотников А.Н., Иванов М.Ю. Деформации ядра жесткости высотных зданий и уровень напряжений в его элементах // В сборнике: Современные вопросы механики сплошных сред – 2021. Сборник статей по материалам III Международной конференции. Чебоксары, 2021. С. 79-97.

13. Plotnikov A.N., Ivanov M.Y. (2022) Rigidity of Supporting Sections of High Building Bars and the Possibility of Its Monitoring by Inclinometers. In: Vatin N.I., Tamrazyan A.G., Plotnikov A.N., Leonovich S.N., Pakrastins L., Rakhmonzoda A. (eds) *Advances in Construction and Development. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 197. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-16-6593-6_25

14. Plotnikov A.N., Levin S.A., Gorbunova I.S., Nikolaeva A.G., Arinina N.N. (2022) Analysis of Correlation of Monitoring Parameters of a Multi-storey Building for Determining Its Deformed State. In: Vatin N.I., Tamrazyan A.G., Plotnikov A.N., Leonovich S.N., Pakrastins L., Rakhmonzoda A. (eds) *Advances in Construction and Development. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 197. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-16-6593-6_24

15. Lyublinskiy V.A., Alzaibak K., Alwaz K. (2022) Distribution of Vertical Stresses in Multi-storey Buildings Under Influence of Nonlinear Shear Bonds Deformation. In: Vatin N.I., Tamrazyan A.G., Plotnikov A.N., Leonovich S.N., Pakrastins L., Rakhmonzoda A. (eds) *Advances in Construction and Development. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 197. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-16-6593-6_10

16. Плотников, А. Н. Жесткостные параметры высотных зданий и их определение при мониторинге / А. Н. Плотников, М. Ю. Иванов, О. С. Яковлева // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2020. – № 1(43). – С. 55-65.

Сведения об авторах

Плотников Алексей Николаевич, доцент кафедры строительных конструкций, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 34 70.

Иванов Михаил Юрьевич, старший преподаватель кафедры строительных конструкций, аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Николаева Анастасия Георгиевна, старший преподаватель кафедры строительных конструкций ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: nag_sf@mail.ru; +7 (8352) 62 34 70.

Чернова Ирина Павловна, студент специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений» ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15.

Бакланова Дарья Андреевна, студент специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений» ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15.

Васильева Тамара Андреевна, студент специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений» ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15.

Plotnikov Alexey Nikolaevich, Associate Professor of the Department of Building Structures, Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru, +7 (8352) 62 34 70.

Ivanov Mikhail Yurievich, Senior Lecturer of the Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 34 70.

Nikolaeva Anastasia Georgievna, Senior Lecturer of the Department of Building Structures of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: nag_sf@mail.ru, +7 (8352) 62 34 70.

Chernova Irina Pavlovna, student of the specialty "Construction of unique buildings and structures", Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation.

Baklanova Daria Andreevna, student of the specialty "Construction of unique buildings and structures", Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation.

Vasilyeva Tamara Andreevna, student of the specialty "Construction of unique buildings and structures", Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation.

Для цитирования:

Плотников А.Н. Реализация принципов интегрального мониторинга при эксплуатации зданий и сооружений/ А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов, А.Г. Николаева // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 216–225.

Citation:

Plotnikov A.N. Implementation of the principles of integrated structural health monitoring in the operation of buildings and structures/ A.N. Plotnikov, M. Yu. Ivanov, A.G. Nikolaeva // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 216–225.

УДК 624.154.54:626/627-027.45

ВОЗМОЖНОСТИ УВЕЛИЧЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Н.С. Соколов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия
ООО НПФ «ФОРСТ»,
г. Чебоксары, Россия

С.С. Викторова,

А.А. Викторов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** проблема повышения несущей способности оснований всегда является актуальной проблемой в современном геотехническом строительстве. При дополнительных увеличенных внешних нагрузках на существующие удерживающие конструкции использование традиционных технологий обеспечения их устойчивости не всегда оправдано. Часто возникает настоятельная необходимость применения нестандартных способов усиления оснований. Часты случаи использования существующих удерживающих железобетонных конструкций под новые дополнительные нагрузки от вновь возводимых объектов. В таких случаях использование буринъекционных свай ЭРТ позволяет решать сложные геотехнические проблемы, связанные с возможным усилением перегруженных оснований.*

***Ключевые слова:** геотехническое строительство, электроразрядная технология ЭРТ, буринъекционная свая ЭРТ, грунтовые анкера ЭРТ.*

POSSIBILITIES TO INCREASE THE RELIABILITY OF RETAINING WALLS

***Abstract:** the problem of increasing the bearing capacity of foundations is always an urgent problem in modern engineering and geological construction. With additional external loads on existing constraints, the use of traditional technologies to ensure their sustainability is not always justified. There is often an urgent need for the use of non-standard reinforcement tools. For new additional loads from newly built facilities it is customary to use existing reinforced concrete retaining structures. In such cases, the application of EDT drilling injection piles allows solving complex geotechnical problems associated with possible reinforcement of overloaded bases.*

***Keywords:** geotechnical construction, electric discharge technology (EDT), drilling injection pile EDT, ground anchor EDT.*

ВВЕДЕНИЕ

Строительство промышленных и гражданских объектов в стесненных условиях требует специфического подхода, связанного с обеспечением сохранности и надежной эксплуатации зданий окружающей застройки. Для решения геотехнических задач, связанных с этой проблемой электроразрядная технология устройства свай ЭРТ является одной из наиболее востребованных [1-12].

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Рассмотрен один из случаев геотехнического строительства для многоэтажного общественного здания в городе Нижний Новгород. Проектом под десятиэтажное здание гостиницы было предусмотрено устройство буроинъекционных свай ЭРТ.

Строительство объекта велось в сложных инженерно-геологических условиях в старом русле реки Волга. Инженерно-геологический разрез на этом участке представлен следующими инженерно-геологическими элементами (ИГЭ) (сверху вниз):

1	ИГЭ-1	Насыпной грунт (неслежавший суглинок с супесью и строительным мусором)
2	ИГЭ-2	Непросадочный туго- и мягкопластичный лессовый суглинок
3	ИГЭ-3	Непросадочный текучепластичный лессовый суглинок
4	ИГЭ-4	Туго- и мягкопластичный суглинок
5	ИГЭ-5	Твердая и полутвердая пестроцветная глина
6	ИГЭ-6	Глинистый полимиктовый песок

Для площадки строительства характерен высокий уровень подземных (ненапорных) вод. Строительство объекта было начато за 5 лет до начала основного строительства с возведения ограждения котлована (глубиной 9,0 м) из двух рядов буронабивных свай диаметром 450,0 мм с шагом 1,0 м (см. поз. 1 рис. 1 и 3). Подпорная стена котлована была устроена вдоль примыкающих улиц. Непосредственно к котловану примыкает 10-этажный крупнопанельный жилой дом, возведенный на забивных сваях.

Недостатком построенного ограждения оказалось отсутствие монолитного обвязочного железобетонного пояса по верху буроинъекционных свай. Этот огрех выявился лишь при отрывке котлована. Ряд свай ограждения со стороны примыкающего здания наклонился в сторону котлована (максимальное горизонтальное перемещение достигло 85,0 мм). В результате создавшейся ситуации на наружных стенах жилого дома возникли деформационные трещины. При этом установленные гипсовые маяки разорвались и продолжали рваться, доказывая этим о продолжающейся деформации как самой стены, так и жилого дома. При этом также деформируются все стены с других сторон котлована.

Срочно созданная в связи с возникшей предаварийной ситуацией чрезвычайная комиссия поручила головной проектной организации срочно разработать противоаварийные мероприятия для стабилизации деформаций как возведенной подпорной стены, так и примыкающего существующего здания. В качестве таких мер была разработана схема усиления

подпорной стены в виде распорных конструкций из стальных труб диаметром 1000,0 мм (см. поз. 5 рис. 1 и 3), расположенных на двух уровнях во взаимно перпендикулярных направлениях. Эти мероприятия позволили стабилизировать возникшую критическую ситуацию. Гипсовые маяки на жилом доме перестали рваться, горизонтальные перемещения подпорной стены были приостановлены. При этом геотехнический мониторинг продолжался. При проектной глубине котлована 9,0 м распорные крепления были размещены на глубине 4,5–6,5 м.

В таком замороженном состоянии объект находился более пяти лет.

В связи с появлением инвестора решено было на этой строительной площадке возводить совершенно другое отличное от ранее планируемого к строительству здание – десятиэтажный объект общественного назначения. При этом проектировщикам необходимо было вписываться в габариты площадки во внутреннем контуре выполненного ограждения из буровых свай (поз. 1 рис. 1 и 3), а также учитывать существующие схемы усиления подпорных стен с помощью распорных конструкций из стальных труб (см. поз.3 на рис.1 и 3).

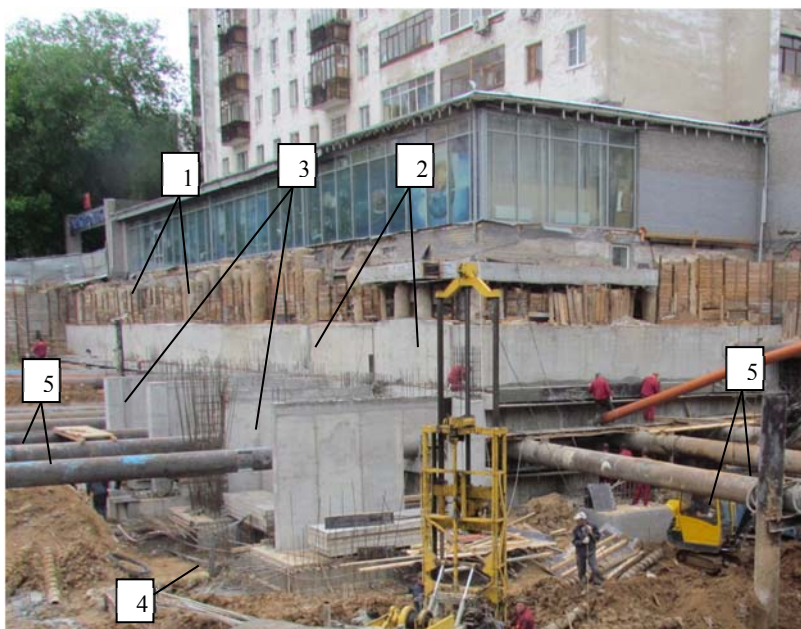


Рис. 1. Схема закрепления подпорных стен котлована расстрелами из стальных труб 1000 мм: 1 – существующие буронабивные сваи ограждения котлована; 2 – ограждение котлована из монолитного железобетона; 3 – монолитные железобетонные контрфорсы усиления существующей подпорной стены; 4 – монолитный железобетонный ростверк; 5 – существующие трубы – расстрелы усиления подпорных стен

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Особая техническая сложность возведения заглубленных железобетонных конструкций фундаментов перед строителями возникла в связи с наличием часто расположенных горизонтально смонтированных труб. Задача в идеальном варианте представляется: а) демонтаж стальных труб и б) замена на более прогрессивную геотехническую технологию усиления. При этом наиболее слабым звеном все же остается подпорная стена ограждения на месте примыкания к существующему десятиэтажному жилому дому.

Совместным решением было принято устроить контрфорсы (см. поз.3 на рис.1 и 3), подпирающие ограждение котлована около жилого дома через монолитную железобетонную конструкцию (см. поз. 2 на рис.1 и 3), устраиваемые между существующими распорными конструкциями. Основанием под монолитные железобетонные ростверки (см. поз.4 рис.1 и 4) контрфорсов предлагалось использование буроинъекционных свай ЭРТ (поз. 2 рис.2) в виде отдельных кустов под монолитный железобетонный ростверк, изготавливаемых по электроразрядной технологии (технология ЭРТ). Необходимость применения свай ЭРТ диаметром 0,35 м и длиной от 12,0 до 19,0 м в зависимости от инженерно-геологических условий в той или иной части строительной площадки обусловлена для целей обеспечения устойчивости контрфорса против сдвига от воздействия горизонтальных усилий.

Решено было устройство контрфорсов захватками: 1. Готовый контрфорс с набором проектной прочности всех его элементов; 2. Разборка одной стальной трубы. В такой последовательности производится замена распорок на контрфорсы. В связи с тем, промежуток между трубами составлял три метра, решено было использование буровой установки "Беркут" для устройства свай ЭРТ (см. поз.1 рис.2). Для заезда его в межтрубное пространство строители засыпали песком. Работы по устройству свай ЭРТ приходилось вести в очень сложных условиях между трубами, а удаление грунта из котлована производилось только вручную. Необходимо подчеркнуть, что монолитные железобетонные контрфорсы являлись несущими строительными конструкциями для надземных несущих стен.

Таким образом для обеспечения безопасной эксплуатации подпорной стены при строительстве нулевого цикла, а также для создания условий для демонтажа стальных труб распорных конструкций был разработан алгоритм устройства контрфорсов, позиции которого приведены ниже:

1	Засыпка мелкозернистым песком межтрубного пространства
2	Подготовка площадки для устройства свай ЭРТ (поз.2 рис.2) (открытие грунта, устройство песчаной и бетонной подготовок)
3	Заезд буровой установки и устройство куста буроинъекционных свай ЭРТ (поз.2 рис.2) под железобетонный ростверк (поз.4 рис. 1, 3) монолитного контрфорса (поз.3 рис. 1, 3)
4	Устройство вертикальной монолитной железобетонной стены с наружной стороны буровых свай (см. поз. 2 рис. 1 и 3)
5	Устройство монолитного железобетонного ростверка и контрфорса с опиранием об монолитную железобетонную стену (см. поз. 2 рис. 1 и 3)

6	После набора проектных значений прочности бетона составляющих элементов контрфорса производится разборка одной стальной трубы распорной конструкции
Примечания:	
<i>Устройство контрфорсов производилось захватками:</i>	
1	<i>Готовый монолитный железобетонный контрфорс (поз.3 рис.1 и 3) с набором проектной прочности всех его составляющих элементов</i>
2	<i>Разборка одной стальной трубы при условии набора прочности бетона всех составляющих монолитного контрфорса</i>
<i>В такой последовательности производилась замена всех распорок (поз.5 рис.1 и 3) на монолитных железобетонных контрфорсов (поз.3 рис.1 и 3)</i>	



Рис. 2. Свайное поле под монолитный железобетонный контрфорс:
 1 – оголовки буроналивных свай ЭРТ;
 2 – бетонная подготовка под ростверк

Выполнение работ по реализации вышеуказанного алгоритма позволило поэтапно демонтировать распорные трубы. Дальнейших деформаций подпорной стены и жилого дома не было обнаружено.

Устройство буроналивных свай ЭРТ под фундаменты контрфорсов, контрфорсы, а также сами ростверки производились одной подрядной организацией. При этом мониторинг горизонтальных перемещений подпорной стены и деформаций осадочных марок жилого дома проводился ежедневно, благодаря чему на данном участке не было нарушений в технологической цепочке (алгоритму): «бурение – бетонирование – электрогидравлическая обработка стенок и пяты скважины – монтаж армокаркасов».



Рис. 3. Фрагменты выполненных монолитных железобетонных контрфорсов: 1-существующие буронабивные сваи ограждения котлована; 2-ограждение котлована из монолитного железобетона; 3-монолитные железобетонные контрфорсы усиления существующей подпорной стены; 4-монолитный железобетонный ростверк; 5-существующая труба – расстрел усиления

Обязательные этапы, подтверждающие соответствие проекту запроектированных свай ЭРТ под фундаменты контрфорсов:

1	Испытания на прочность заранее изготовленных кубиков мелкозернистого бетона, предназначенного для изготовления свай, согласно алгоритму, приведенному выше, подтверждают проектные значения
2	Испытания статической нагрузкой на вертикальную сжимающую нагрузку опытных свай ЭРТ подтверждают проектные значения

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Выполнение геотехнических работ по реализации вышеуказанного алгоритма позволило поэтапно демонтировать распорные трубы. Дальнейших деформаций подпорной стены и многоэтажного жилого дома не было обнаружено.

2. Длительные наблюдения за техническим состоянием многоэтажного крупнопанельного жилого дома дают возможность заключить о технической правильности принятого решения по устройству монолитных железобетонных контрфорсов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ильичев В.А., Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. № 2. С. 17–20.

1. Illichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience of development of russian megacities underground space. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).

2. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Геореконструкция, 2010. 551 с.

2. Ulickij V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. *Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov* [Geotechnical Support of Urban Development]. Saint Petersburg: Georeconstruction, 2010. 551 p.

3. Ilchev V.A., Konovalov P.A., Nikiforova N.S., Bulgakov L.A. Deformations of the Retaining Structures Upon Deep Excavations in Moscow. Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering, April 3–17. New York, 2004, pp. 5–24.

4. Ilchev V.A., Nikiforova N.S., Koreneva E.B. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation trenches. Proc. of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. Madrid, Spain, 24–27th September 2007. «Geo-technical Engineering in urban Environments». Vol. 2, pp. 581–585.

5. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development. The pros, of the 7th Int. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground», 16–18 May, 2011. to28 IS Roma, AGI, 2011, № 157NIK.

6. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation. Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004, pp. 338–342.

7. Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction. Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Prague, 2003.

8. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Electric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure. *Key Engineering Materials*. 2018, pp. 76–81.

9. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction. *Key Engineering Materials*. 2018, pp. 70–74.

10. Соколов Н.С. Один из случаев усиления основания деформированной противопожарной подпорной стены / Жилищное строительство. 2021. №12.

11. Свая-ЭРТ изготовленная по электроразрядной технологии / Н. С. Соколов, С. С. Викторова, Г. М. Смирнова [и др.] // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции : Материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции, Чебоксары, 21–22 ноября 2018 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, 2018. – С. 464-472.

12. Выбор оптимального типа буровинъекционных свай усиления слабых оснований высокоскоростных магистралей / Н. С. Соколов, С. С. Викторова, И. П. Федосеева, Г. М. Смирнова // Жилищное строительство. – 2019. – № 12. – С. 40-44.

Сведения об авторах

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, зав. кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (ns_sokolov@mail.ru). Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, (forstnpf@mail.ru).

Викторова Светлана Станиславовна, старший преподаватель кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия (lark102@rambler.ru).

Викторов Александр Алексеевич, магистрант кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия (aleks0608@list.ru)

Sokolov Nikolai Sergeevich, candidate of technical sciences, head of the department, associate professor of the department of Construction technologies, geotechnics and economics of construction, faculty of civil engineering, Chuvash state university named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, (ns_sokolov@mail.ru). Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia (forstnpf@mail.ru).

Viktorova Svetlana Stanislavovna, Senior Lecturer of the Department of Construction Technologies, Geotechnics and Economics of Construction, Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov”, Cheboksary, Russia (lark102@rambler.ru).

Viktorov Alexander Alekseevich, master student of the Department of Construction Technologies, Geotechnics and Economics of Construction, Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia (aleks0608@list.ru)

Для цитирования:

Соколов Н.С. Возможности увеличения надежности подпорных стен / Н.С. Соколов, С.С. Викторова, А.А. Викторов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 226–233.

Citation:

Sokolov N.S. Possibilities to increase the reliability of retaining walls / N.S. Sokolov, S.S. Viktorova, A.A. Viktorov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 226–233.

УДК 69.021.15.059.14:727

СЛУЧАЙ ИЗ ПРАКТИКИ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ

Н.С. Соколов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия
ООО НПФ «ФОРСТ»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** задача обеспечения надежной эксплуатации объектов существующей застройки является актуальной проблемой в современном геотехническом строительстве. Как правило, фундаменты любого здания и сооружения вследствие их эксплуатации в сложных условиях подвержены воздействию подземных вод, промораживанию и оттаиванию и другим негативным воздействиям. С целью снижения отрицательных воздействий на них, как правило, рабочим проектом предусматриваются горизонтальная и вертикальная гидроизоляция. По истечении времени эти элементы часто выходят из строя, частично или полностью прекращая первоначально заданные параметры по исключению замачивания фундаментов. Особенно это актуально для объектов культурного наследия (ОКН), потому как требования по безаварийной эксплуатации повышены. Статья является обзорной и в ней рассматривается один из случаев технического обследования фундаментов здания Чувашского драматического театра.*

***Ключевые слова:** цементация, отсечная гидроизоляция, портландцемент, скважина, пакер-кондуктор, ликвидационный тампонаж, дренаж.*

CASE STUDY OF TECHNICAL SURVEY OF FOUNDATIONS OF CULTURAL HERITAGE OBJECTS

***Abstract:** the problem of ensuring the reliable operation of objects of the existing building is an actual problem in modern geotechnical construction. As a rule, the foundations of any building and construction are exposed to groundwater, freezing and thawing, and other negative effects, as a result of their use in difficult conditions. Horizontal and vertical waterproofing is usually included in the project to reduce the negative impact on them. After the time has elapsed, these elements often fail, partially or completely terminating the originally set parameters, with the exception of the soaking of foundations. This is especially relevant for cultural heritage objects (CHO), because the requirements for trouble-free operation are increased. The article is a review and it deals with one of the cases of technical examination of the foundations of the building of the Chuvash Drama Theater.*

***Keywords:** cementation, cut-off waterproofing, Portland cement, well, packer-conductor, liquidation tamponage, drainage.*

ВВЕДЕНИЕ

Наиболее ответственным конструктивным элементом объекта [1-13] является фундамент. Особые требования по эксплуатации предъявляются к бутовым фундаментам. При этом как горизонтальная, так и вертикальная гидроизоляции должны быть в нормативном состоянии на весь срок службы здания и сооружения.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

С целью обследования фундаментов и цоколя было намечено и выполнено шесть шурфов, исследовались участки цокольной части колонн портика для решения следующих инженеринговых задач:

1	Обмеры для проверки соответствия фундаментов проектной документации
2	Выявление заглубленных участков стен с применением кирпича пустотного
3	Выявление и фиксация дефектов и повреждений заглубленных участков стен, определение технического состояния фундаментов здания
4	Проверка наличия и состояния гидроизоляции
5	Инструментальная проверка влажности заглубленных конструкций
6	Инструментальное определение прочностных характеристик заглубленных конструкций
7	Отборы проб грунта для последующих лабораторных определений физико-механических характеристик
8	Оценка несущей способности фундаментов

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Ниже приведены краткие описания технического состояния тела фундаментов в шурфах.

Шурф №1 в осях 2/(Д-Е)

Шурф выполнен с уровня пола подвала. Проходка шурфа выполнена на глубину 60,0 см ниже подошвы фундамента.

Грунты тяжело поддаются разработке, вертикальные откосы шурфа устойчивые, вода в шурфе не обнаружена. Опасных физико-геологических явлений, размывов и провалов грунтового основания, заболачивания и эрозии грунтов не выявлено.

По результатам обмеров фундамент заглублен ниже проектной отметки и соответствует исполнительной документации, габариты фундаментов соответствуют проектной документации.

Фундамент из монолитного бетона на известковом щебне, железобетонная лента монолитная высотой 400,0 мм.

На поверхности бетона имеются раковины, образовавшиеся в результате некачественного уплотнения бетонной смеси и не превышают 5,0 % поверхности монолитного бетона. Трещин, ослаблений, разрыхлений и других разрушений в фундаменте не обнаружено.

По результатам неразрушающего контроля прочность конструкций составляет:

1	бетона монолитного фундамента не менее B15
2	бетона железобетонной ленты не менее B15

С целью определения физико-механических свойств грунтов геологами произведен отбор проб грунтов для последующих лабораторных исследований.

Категория технического состояния фундамента по результатам натурального и инструментального обследования оценивается как работоспособное.

Шурф №2 в осях 12/Ж

Шурф выполнен с уровня цокольного этажа. Проходка шурфа выполнена на глубину 41,0 см ниже подошвы фундамента.

Грунты тяжело поддаются разработке, вертикальные откосы шурфа устойчивые, вода в шурфе не обнаружена. Опасных физико-геологических явлений, размывов и провалов грунтового основания, заболачивания и эрозии грунтов не выявлено.

По результатам обмеров габаритные размеры фундамента соответствуют проектной и исполнительной документации.

Фундамент возведен из монолитного бетона на известковом щебне, железобетонная лента монолитная высотой 400,0 мм. Монолитный фундамент поднимается выше уровня пола на 420,0 мм. Между кирпичной кладкой и фундаментом предусмотрена горизонтальная гидроизоляция из двух слоев рубероида.

Трещин, ослаблений, разрыхлений и других разрушений в фундаменте и цоколе не обнаружено.

По результатам неразрушающего контроля прочность конструкций составляет:

1	бетона монолитного фундамента не менее B12.5
2	бетона железобетонной ленты не менее B12.5
3	керамического полнотелого кирпича M125
4	цементно-песчаного раствора кладки M100

По результатам выборочного контроля зондовым датчиком влажность кирпича в цоколе составляет 0,0 % (допустимое значение 2,0 %).

С целью определения физико-механических свойств грунтов геологами произведен отбор проб грунтов для последующих лабораторных исследований.

Категория технического состояния фундамента по результатам натурального и инструментального обследования оценивается как работоспособное.

Категория технического состояния цоколя по результатам натурального и инструментального обследования оценивается как работоспособное.

Шурф №3 в осях 10/Н

Шурф отрыт с уличной стороны. Проходка шурфа выполнена на глубину 137,0 см ниже поверхности асфальтобетонного покрытия.

Грунтовые воды в шурфе не обнаружены. Опасных физико-геологических явлений, размывов и провалов грунтового основания, заболачивания и эрозии грунтов не выявлено.

Фундамент возведен из монолитного бетона на известковом щебне, с консолью 150,0 мм под цокольную часть кладки. Бутовая кладка заглублена в грунт на 540,0мм. В кирпичной кладке предусмотрена горизонтальная гидроизоляция из двух слоев рубероида.

Трещин, ослаблений, разрыхлений и других разрушений в фундаменте не обнаружено. Штукатурный слой в увлажненном состоянии и разрушается. Кирпичная кладка в увлажненном состоянии.

По результатам неразрушающего контроля материала с внешней стороны прочность конструкций составляет:

1	бетона монолитного фундамента не менее В15
2	керамического полнотелого кирпича М125
3	цементно-песчаного раствора кладки М100

По результатам выборочного контроля внешней поверхности стены зондовым датчиком влажность кирпича в цоколе на уровне асфальтобетона составляет от 14,5% до 19,3%, выше асфальтобетона на 250,0 мм – 3,6-7,0%, на уровне перекрытия в пределах от 0,0 до 2,3%.

Категория технического состояния фундамента по результатам натурального и инструментального обследования с учетом имеющихся трещин оценивается как ограниченно работоспособное.

Категория технического состояния цоколя по результатам натурального и инструментального обследования оценивается как ограниченно работоспособное.

Шурф №4 в осях (4-5)/А

Шурф выполнен с уличной стороны. Проходка шурфа осуществлена на глубину 10,0 см ниже подошвы фундамента.

Вертикальные откосы шурфа устойчивые, грунтовые воды в шурфе не обнаружены. Опасных физико-геологических явлений, размывов и провалов грунтового основания, заболачивания и эрозии грунтов не выявлено.

По результатам обмеров габаритные размеры фундамента соответствует проектной и исполнительной документации.

Фундамент из монолитного бетона на известковом щебне, с консолью 140,0 мм под цокольную часть кладки. Железобетонная лента монолитная высотой 400,0 мм. Кладка заглублена в грунт на 360,0 мм. Между кирпичной кладкой и фундаментом предусмотрена горизонтальная гидроизоляция из двух слоев рубероида.

Трещин, ослаблений, разрыхлений и других разрушений в фундаменте не обнаружено. Кирпичная кладка под гранитной облицовкой в увлажненном состоянии.

По результатам неразрушающего контроля материала с внешней стороны прочность конструкций составляет:

1	бетона монолитного фундамента не менее В12.5
2	бетона железобетонной ленты не менее В12.5
3	керамического полнотелого кирпича М150
4	цементно-песчаного раствора кладки М100

По результатам выборочного контроля внешней поверхности стены зондовым датчиком влажность кирпича в цоколе на уровне асфальтобетона составляет от 2,9% до 6,4%.

Категория технического состояния фундамента по результатам натурального и инструментального обследования с учетом имеющихся трещин оценивается как ограниченно работоспособное.

Категория технического состояния цоколя по результатам натурального и инструментального обследования оценивается как ограниченно работоспособное.

Шурф №5 в осях 10'/Н

Шурф открыт с уровня цокольного этажа. Проходка шурфа выполнена на глубину 111,0 см от уровня пола.

Грунтовые воды в шурфе не обнаружены. Опасных физико-геологических явлений, размывов и провалов грунтового основания, заболачивания и эрозии грунтов не выявлено.

Фундамент выполнен из монолитного бетона на известковом щебне. Между кирпичной кладкой и фундаментом предусмотрена горизонтальная гидроизоляция из двух слоев рубероида.

Трещин, ослаблений, разрыхлений и других разрушений в фундаменте не обнаружено. На внутренней поверхности стены в штукатурки имеются следы замачивания, но сама стена сухая. Кирпичная кладка не увлажнена.

По результатам неразрушающего контроля материала с внешней стороны прочность конструкций фундамента составляет:

1	бетона железобетонной ленты не менее В12.5
2	керамического полнотелого кирпича М150
3	цементно-песчаного раствора кладки М50

По результатам выборочного контроля внутренней поверхности стены зондовым датчиком влажность кирпича в цоколе составляет от 0,0% до 0,5%.

По результатам выборочного контроля внешней поверхности стены зондовым датчиком влажность кирпича в цоколе на 350,0 мм выше асфальтобетона от 4,4% до 10,2%, на 900,0 мм выше асфальтобетона 0,0-1,5%, на уровне перекрытия в пределах от 0,8 до 1,8%.

Категория технического состояния фундамента по результатам натурального и инструментального обследования с учетом имеющихся трещин оценивается как ограниченно работоспособное.

Категория технического состояния цоколя по результатам натурального и инструментального обследования оценивается как ограниченно работоспособное.

Шурф №6 в осях 14/(Е-Ж)

Шурф открыт на уровне цокольного этажа с уличной стороны. Расположен на участке входа инженерных коммуникаций.

Грунтовые воды в шурфе не обнаружены. Опасных физико-геологических явлений, размывов и провалов грунтового основания, заболачивания и эрозии грунтов не выявлено.

Бутовая кладка выполнена из одинарного керамического кирпича на цементно-песчаном растворе. В кирпичной кладке предусмотрена горизонтальная гидроизоляция из двух слоев рубероида.

Материалы VI Международной (XII Всероссийской) конференции

Трещин, ослаблений, разрыхлений и других разрушений не обнаружено. Кирпичная кладка в сухом состоянии. Имеются участки с выпадением кирпича.

По результатам выборочного контроля внешней поверхности стены зондовым датчиком влажность кирпича в цоколе равна 0,0%.

Категория технического состояния цоколя по результатам натурного и инструментального обследования оценивается как ограниченно работоспособное.

С целью восстановления гидроизоляции, заполнения трещин и пустот, обеспечения монолитности конструкций фундаментов разработан проект отсечной цементации. Алгоритм геотехнической технологии приведен ниже.

1	Цементация выполняется цементно-полимерными растворами состава 1:0,15:0,3 (цемент: полимер ПВА: песок); $V/C=0,6$; модуль крупности песка $M_k=1$																
2	Для усиления кладки инъекционный раствор, приготовленный из портландцемента без минеральных добавок марки М500, нагнетается при низких значениях давлениях (не более 0,2-0,3 МПа) в ствол скважины до расчетного отказа, за который принимается прекращение поглощения раствора скважиной при давлении нагнетания 0,3 МПа																
3	<p>Технологический процесс по цементационному закреплению кладки:</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: center;">3.1</td> <td>разметка скважины</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.2</td> <td>алмазное бурение скважины диаметром 59,0 мм до проектной отметки устья</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.3</td> <td>установка пакера-кондуктора в пробуренную скважину</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.4</td> <td>изготовление инъекционного раствора</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.5</td> <td>нагнетание инъекционного раствора при низких давлениях 0,2-0,3 МПа</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.6</td> <td>опрессовка</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.7</td> <td>извлечение пакера из скважины</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3.8</td> <td>ликвидационный тампонаж путем доливки в скважины рабочего раствора и заделка отверстий (после схватывания раствора) песчано-цементным раствором до выравнивания поверхности колонны</td> </tr> </table>	3.1	разметка скважины	3.2	алмазное бурение скважины диаметром 59,0 мм до проектной отметки устья	3.3	установка пакера-кондуктора в пробуренную скважину	3.4	изготовление инъекционного раствора	3.5	нагнетание инъекционного раствора при низких давлениях 0,2-0,3 МПа	3.6	опрессовка	3.7	извлечение пакера из скважины	3.8	ликвидационный тампонаж путем доливки в скважины рабочего раствора и заделка отверстий (после схватывания раствора) песчано-цементным раствором до выравнивания поверхности колонны
3.1	разметка скважины																
3.2	алмазное бурение скважины диаметром 59,0 мм до проектной отметки устья																
3.3	установка пакера-кондуктора в пробуренную скважину																
3.4	изготовление инъекционного раствора																
3.5	нагнетание инъекционного раствора при низких давлениях 0,2-0,3 МПа																
3.6	опрессовка																
3.7	извлечение пакера из скважины																
3.8	ликвидационный тампонаж путем доливки в скважины рабочего раствора и заделка отверстий (после схватывания раствора) песчано-цементным раствором до выравнивания поверхности колонны																
4	Буровые скважины в каждой колонне выполняются в восемь захваток в последовательности согласно данного листа. Приступать к бурению последующей скважины допускается после цементации и набора не менее 70,0% прочности цементационного раствора и тампонажа предыдущей																
5	В случае ухода раствора в грунт, о чем свидетельствует резкое снижение давления нагнетания, нагнетание в данной скважине прекратить и дать ей выстояться в течение двух дней, после чего продолжить нагнетание. При необходимости перебурить цементный камень																
6	Колонковое бурение следует начинать с колонн по сечению 6-6, 7-7, 8-8, 10-10, 11-11 или 12-12																
7	Все геотехнические работы по цементации бутовой кладки фундамента должны сопровождаться геодезическим контролем за осадками здания с регулярностью один раз в неделю																

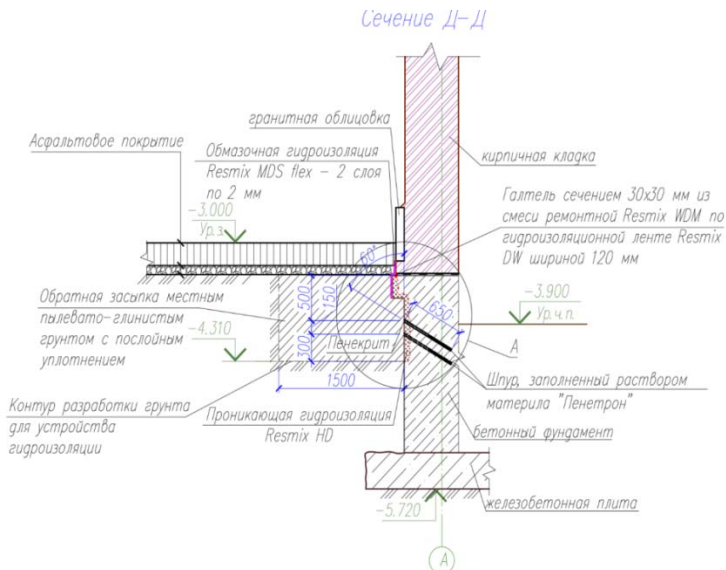


Рис. 1. Схема устройства инъекционных скважин по оси «А»

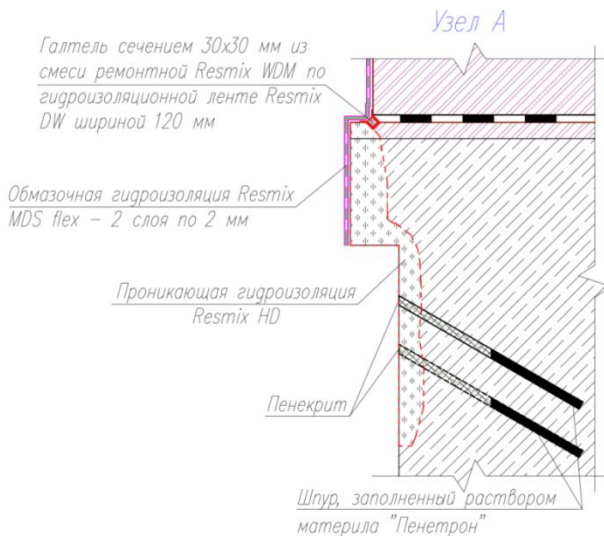


Рис. 2. Схема устройства инъекционных скважин (для устройства проникающей гидроизоляции)

Сечение 2-2, 13-13, 14-14

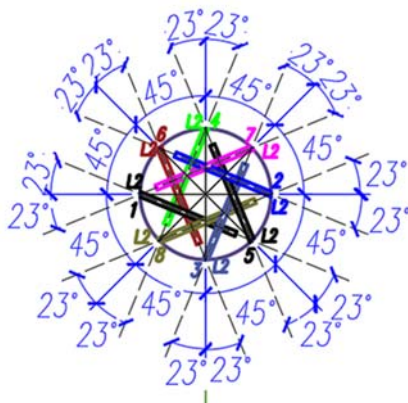


Рис. 3. Схема устройства инъекционных скважин (план в осях «Б» и «М»)

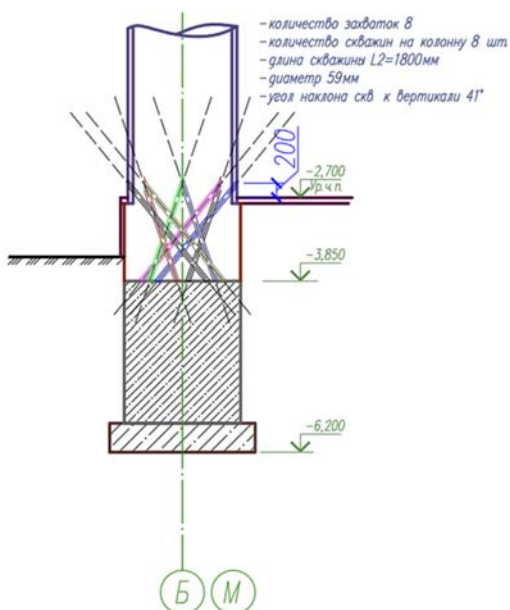


Рис. 4. Схема устройства инъекционных скважин (разрез в осях «Б» и «М»)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Целью проведения настоящего технического обследования является определение действительного технического состояния элементов здания (цокольной части стены и фундаментов), получение количественной оценки фактических показателей качества конструкций (прочности, влажности и др.) в объеме необходимом и достаточном для разработки научно-проектной документации на проведение работ по капитальному ремонту цоколя и фундаментов.

2. Сведения об объекте культурного наследия регионального (республиканского) значения «Здание Чувашского государственного академического театра им К.В.Иванова, 1961 г.» расположенное по адресу: Чувашская Республика, г. Чебоксары, Красная площадь, д.7, включенный в единый государственный реестр объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации в качестве объектов культурного наследия регионального (республиканского) значения приказа Минкультуры Чувашии от 10 июля 2020г. № 01-07/377.

3. В ходе натурального и инструментального обследования технического состояния строительных конструкций выявлены следующие дефекты и повреждения:

3.1	сквозные осадочные трещины шириной раскрытия 1,0-2,0 мм на всю высоту здания в наружных стенах
3.2	множественные температурно-усадочные трещины на фасадах по всему периметру здания шириной раскрытия до 1,0 мм
3.3	увлажнение внешних поверхностей стен на уровне цоколя
3.4	отслаивание штукатурного слоя в цокольной части на внешних поверхностях стен
3.5	локальные участки с расслоением кладки на уровне цоколя (скол внешнего угла стены)
3.6	недопустимое качество кирпичной кладки цоколя колонн портика, увлажнение, расслоение кладки
3.7	горизонтальные и наклонные трещины в кладке на стыке трюмовых помещений со сценической коробкой

4. По результатам неразрушающего контроля материала прочность заглабленных конструкций составляет:

4.1	бетона монолитного фундамента не менее В12.5
4.2	бетона железобетонной ленты не менее В12.5
4.3	керамического полнотелого кирпича кладки стен М125
4.4	цементно-песчаного раствора кладки стен М50

Прочность материала строительных конструкций удовлетворяет требованиям проекта.

5. Эксплуатационная влажность наружных поверхностей цоколя кирпичных стен превышает нормативные значения. Эксплуатационная влажность внутренних поверхностей кирпичных стен в пределах нормы.

6. Категория технического состояния фундаментов и цоколя внутренних стен, а также цоколя наружных стен по осям 2, 4, В, Л оценивается

как работоспособное. Категория технического состояния цоколя остальных наружных стен оценивается как ограниченно работоспособное. Категория технического состояния кладки цоколя колонн портика центрального входа оценивается как недопустимое. Категория технического состояния фундаментов ограниченно работоспособное. Категория технического состояния внутренних стен трюмовых помещений со сценической коробкой оценивается как ограниченно работоспособное.

7. Согласно выполненных расчетов среднее давление под подошвой фундаментов не превышает расчетного сопротивления грунтов в естественном состоянии.

8. С целью недопущения снижения эксплуатационных качеств и технического состояния конструкций здания выполнить мероприятия по приведению цоколя колонн портика центрального входа и цоколя наружных стен в работоспособное техническое состояние:

8.1	устройство горизонтальной отсечной гидроизоляции в цокольной части здания
8.2	устройство вертикальной гидроизоляции заглубленной части кирпичной кладки
8.3	усиление кирпичной кладки цокольной части кирпичных колонн портика цементацией
8.4	замена прямиков на боковых фасадах

9. На момент обследования активных деформаций оснований фундаментов не выявлено. Осадочные трещины на фасадах проходят в тех же местах, что и выявлены в ранее выполненных работах с 1990 г. Организовать геодезические наблюдения за осадками здания с целью контроля за деформациями стен и недопущения ухудшения эксплуатационных качеств строительных конструкций в условиях проявления просадочности специфических грунтов, неполного усиления оснований фундаментов газовой силикатизацией, наличием осадочных трещин в стенах и планируемой реконструкции сценического пространства. В качестве основных стеновых марок использовать сохранившиеся, остальные установить заново, репера использовать ранее установленные и новые. В условиях эксплуатации здания геотехнические наблюдения следует проводить не реже через полгода, а в условиях капитального ремонта, реставрации и приспособления – через месяц.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений /НИИСК. – М.: Стройиздат, 1989.
2. Мальганов А.И. «Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий»/ А.И. Мальганов, В.С. Плевков, Полищук А.И.- Томск, 1990.
3. Гроздов В.Т. «Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений»/ В.Т. Гроздов.- СПб.: Издательский дом KN+,2000.
4. Cai, F., Ugal, K. 2000. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. *Soils and Foundations* 40 (1): 73-84.
5. Hassiotis, S, Chamcau, J.L.,Gunaratne, M. 1997. Design method for stabilisation of slopes with piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123 (4). 314-323.
6. Lee, J.H., Salgado, R. 1999. Detervation of pile base resistance in sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125 (8). 673-683.

7. Ilichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Opyt osvoeniya podzemnogo prostranstva rossijskikh megapolisov [Experience Of Development Of Russian Megacities Underground Space]. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov [Soil Mechanics and Foundation Engineering], 2012, no. 2, pp. 17-20.

8. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопро-вождение развития городов. СПб: Геореконструкция, 2010. 551 с.

9. Ilichev, V. A. Deformations of the Retaining Structures Upon Deep Ex- cavations in Moscow / V. A. Ilyichev, P. A. Konovalov, N. S. Nikiforova, L. A. Bulgakov // Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering, April 3-17. – New York, 2004. – P. 5-24.

10. Nikiforova, N. S. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development / N. S. Nikiforova, D. A. Vnukov //The pros, of the 7th Int. Symp. "Geotechnical aspects of underground construction in soft ground", 16-18 May, 2011, tc28 IS Roma, AGI, 2011, № 157NIK.

11. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Elektric Discharge Technol- ogy, as Reinforced Concrete Structure// Журнал в базе данныхScopus-"Key Enginiring Materials". 2018. P. 76-81.

12. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Con- struction // Журнал в базе данныхScopus-"Key Enginiring Materials". 2018. P.70-74.

13. Sokolov N.S. One of Geotechnological Technologies for Ensuring the Stability of the Boiler of the Pit // Журнал в базе данныхScopus-"Key Enginiring Materials". 2018. P. 56-69.

Сведения об авторах

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, зав.кафедрой, доцент ка- федры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный уни- верситет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (ns_sokolov@mail.ru). Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, (forstnspf@mail.ru).

Sokolov Nikolai Sergeevich, candidate of technical sciences, head of the de- partment, associate professor of the department of Construction technologies, ge- otechnics and economics of construction, faculty of civil engineering, Chuvash state university named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, (ns_sokolov@mail.ru). Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia (forstnspf@mail.ru).

Для цитирования:

Соколов Н.С. Случай из практики технического обследования фунда- ментов объектов культурного наследия/ Н.С. Соколов // VI Международ- ная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жиз- ненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 234–244.

Citation:

Sokolov N.S. A case from the practice of technical inspection of the founda- tions of cultural heritage sites / N.S. Sokolov //VI International (XII All-Rus- sian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 234–244.

УДК 624.012.45

НЕОБХОДИМОСТЬ УСИЛЕНИЯ КАРКАСА ПРИ ОСНАЩЕНИИ АВТОСТОЯНКИ МЕХАНИЧЕСКИМИ СРЕДСТВАМИ ХРАНЕНИЯ

К.А. Фабричная

Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет (КазГАСУ),
г. Казань, Россия.

Р.Р. Сафин

ООО "ЭНКОМ КСМ",
г. Москва, Россия.

***Аннотация:** в статье рассмотрены вопросы возможности оснащения многоэтажных стоянок средствами механизированного хранения и необходимые мероприятия по усилению конструкций надземной части здания без его реконструкции. Приводятся результаты численного моделирования каркаса, с учетом вариантов неблагоприятного расположения нагрузок от машин, анализ н.д.с. каркаса до и после модернизации, оценка эффективности предлагаемых решений по усилению.*

***Ключевые слова:** модернизация, многоэтажные автостоянки, механизированное хранение, усиление конструкций, численное моделирование*

THE NEED TO STRENGTHEN THE FRAME WHEN EQUIPPING THE PARKING PARK WITH MECHANICAL STORAGE

***Abstract:** the article deals with the issues of the possibility of equipping multi-storey parking lots with mechanized storage and the necessary measures to strengthen the structures of the above-ground part of the building without its reconstruction. The results of numerical modeling of the frame are given, taking into account the options for unfavorable location of loads from machines, analysis of the s.d.s. frame before and after modernization, evaluation of the effectiveness of the proposed reinforcement solutions.*

***Keywords:** modernization, multi-storey car parks, mechanized storage, strengthening of structures, numerical simulation*

ВВЕДЕНИЕ

Во всех крупных городах России остро стоит вопрос обеспечения парковочных мест, связанный с непрерывным ростом количества автомобилей на душу населения, пример динамики по России в целом и для Республики Татарстан показан на рис.1. Если в 2010 г. РТ занимала 57 место, то к 2020 стала седьмой среди субъектов РФ, с автопарком более 1,2 млн. машин, при этом не учитывается туристический поток и работники из соседних

регионов. В Казани на 2020 г зарегистрировано 454,8 тысячи машин, установлено что за восемь лет автопарк столицы Татарстана вырос на 47,83%. Проблемы обеспечения парковок в этот период рассматривались как с точки зрения архитектурных и конструктивных возможностей [1,2], так и с экономических и экологических аспектов, особенно актуальных при реконструкции объектов [3,4]. Однако проектные решения, реализованные до 2020 года, с обеспеченностью 0,5-1 машиноместо на квартиру, уже не справляются с растущими потребностями очень плотной жилой застройки и возникает вопрос возможной модернизации существующих парковок с целью повышения их вместимости. Многие исследователи отмечают вариант оснащения парковок механизированными средствами хранения, как привлекательное направление модернизации [5-8], позволяющее рационально использовать полезную площадь, предназначенную для парковки автотранспорта. Несмотря на то, что идея не нова, внедрение таких решений пока локально, что связано как с отсутствием наработанной нормативной базы по проектированию, так и психологической неготовностью владельцев автомобилей использовать подобные стоянки.

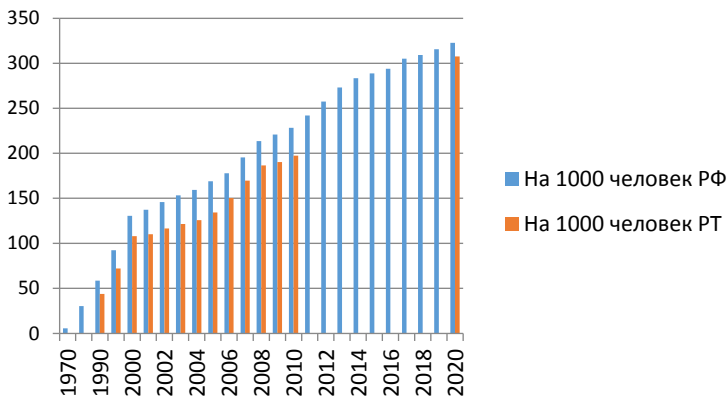


Рис. 1 Динамика увеличения количества машин

Системы многоярусных паркингов делятся на высотные, зависимые, независимые, роторные. Сравнение некоторых показателей приведено в таблице 1, общий вид вариантов на рис. 2. Основным недостатком всех вариантов является стоимость оборудования и значительный расход электроэнергии и наличие обслуживающего персонала. Роторные и быстро-возводимые системы оптимальные для открытых наземных паркингов и при использовании на эксплуатируемых кровлях. В случае оснащения существующего здания актуален вариант зависимой парковки, представляющей из себя подъемник с платформой для верхней машины. Такое решение может применяться при размере машиноместа в плане от 2,7*5,5 м, при высоте от 3,5 метров. Для крупногабаритных автомобилей требуемая высота от 3,9 м. Системы могут быть одно и многопролетными в зависимости от размеров свободного пространства, рис. 3. В статье рассматривается вариант возможного дооснащения трехэтажной стоянки средствами зависимого механизированного хранения.

Таб. 1 Сравнение вариантов хранения

Тип хранения	Достоинства	Недостатки
Зависимая	Габарит практически совпадает с парковкой Нагрузка на основание увеличивается чуть более, чем вдвое.	Требуется оператор Дополнительная электрическая мощность Можно добавить только 1 уровень
Роторная	Значительное увеличение м/мест на площадь (6-16)	Требуется оператор Дополнительная электрическая мощность и инженерные сети Значительная высота пространства, большая нагрузка на основание (до 28 тонн)
Быстро-возводимая	Не ограниченное количество уровней Не требует оператора и устройства дополнительных сетей	Потеря площадей из-за проездов и рамп Неэффективна при небольшой площади участка если наращивать 1 уровень Необходимость устройства подъемника (лифта) при нескольких ярусах хранения



а



б



в

Рис. 2 Варианты организации хранения: а – зависимое, б – роторное, в – быстро-возводимое

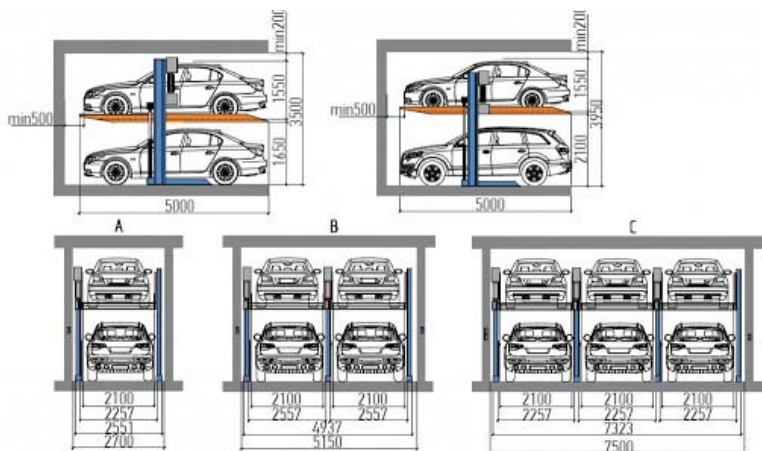


Рис. 3 Варианты устройства зависимых подъемников.

Цель работы – исследование н.д.с. конструкций железобетонного каркаса при дооснащении стоянки механизированными средствами хранения и определение необходимых мероприятий по усилению элементов конструкций.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Рассматриваемое здание имеет три надземных этажа, высотой 3,6 м. Количество парковочных мест до модернизации на первом этаже – 21, на типовом этаже – 23 машиноместа. После оснащения парковки механическими средствами хранения (зависимыми парковочными подъемниками) количество мест увеличивается вдвое, от 67 до 134 машиномест.

Конструктивная система здания – монолитный железобетонный каркас с пилонами, сечением 1200*300, колоннами 600*600 и безбалочными бескапительными плитами толщиной 250 мм, план типового этажа со схемой размещения машиномест показан на рис. 4, а. Для анализа влияния на н.д.с. конструкций изменения нагрузок при модернизации используется пространственная модель каркаса, импортированная в ПК Лира, реализующий МКЭ. Основная цель расчета – определение необходимости усиления отдельных конструкций стоянки и унификация решений по усилению. Выполнялись расчеты до и после оснащения механизированными средствами хранения.

В расчете рассматривались варианты неоднородного нагружения перекрытий, возможных на практике, для определения наихудшего сочетания усилий:

1. Расположение транспорта по схеме 2+1+2+1;
2. Расположение транспорта по схеме 1+2+1+2;
3. Расположение транспорта по схеме 2+0+2+0;
4. Расположение транспорта по схеме 0+2+0+2;

(2 – две машины на одном месте, 1 – одна машина на одном месте, 0 – нет машин – нагрузка только от подъемника).

Требования по приложению нагрузок от подъемников в нормативной базе отсутствуют, поэтому нагрузка была задана как эквивалентная, равномерно распределенная и прикладывалась на плиты перекрытия в местах хранения автомобилей, с максимальной величиной $20,78 \text{ кН/м}^2$ (2 машины и зависимый парковочный подъемник). При определении эквивалентной нагрузки учтен электроподъемник типа «MehPark ППЭМ/1», с максимальной грузоподъемностью до 2.5 т, собственным весом 1,5 т., габаритным размером $4,14*2,67*2,88$ (Д*Ш*В), временем подъема 115 с.

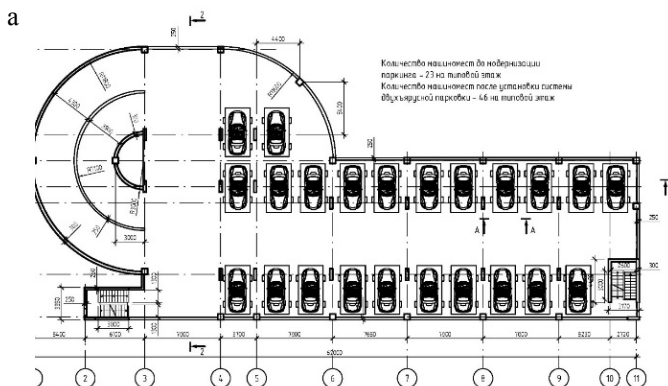
Динамическая составляющая нагрузки от вышележащей машины при ее подъеме/спуске прикладывалась как сосредоточенная импульсная в месте расположения вертикальных стоек подъемника.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Определено влияние новых схем нагрузок на н.д.с. конструкций, требующую площадь арматуры. По результатам расчета из-за увеличения усилий в элементах требуется комплексное усиление конструкций каркаса здания. Величины усилий в плите перекрытия до и после модернизации приведены в таблице 2, в числителе и знаменателе соответственно. Из-за неравномерности загрузки плит при модернизации произошло перераспределение максимальных моментов – опорные увеличились в обоих направлениях, пролетные остались близки к предыдущим значениям. Установлено увеличение прогиба плит перекрытий. Максимальное усилие в колоннах увеличилось в 1,45 раз.

Таб. 2 Максимальные усилия в плите перекрытия

$M_{x,ult}$ ТМ	$M_{y,ult}$ ТМ	$Q_{x,ult}$ Т	$Q_{y,ult}$ Т
$\frac{11,7}{11,7}$	$\frac{6,82}{5,71}$	$\frac{21,5}{-24,7}$	$\frac{19,4}{-16,2}$
$\frac{-15,9}{-21,4}$	$\frac{-25,3}{-30,8}$	$\frac{17,7}{-29,7}$	$\frac{19,5}{-19,3}$



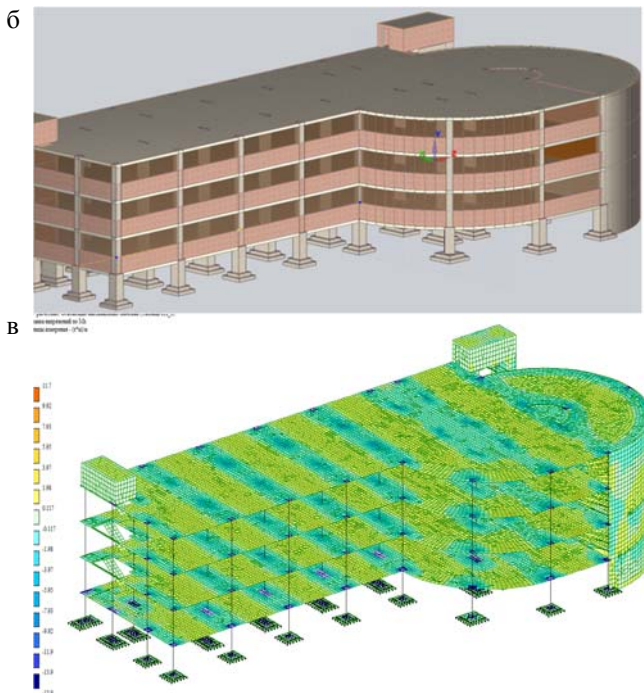


Рис. 4 Габариты рассматриваемого здания: а – план типового этажа стоянки с размещением мест хранения, б -общий вид модели в ПК Сапфир, в – конечно-элементная модель в ПК Лира.

По результатам определения требуемой площади арматуры необходимо увеличение армирования в пролете до 50%, в опорных зонах до 25%, необходимость усиления зон продавливания и необходимость повышения несущей способности колонн на 12%. Предлагаемые решения по усилению не должны значительно уменьшать высоту и размеры в плане, а также обеспечивать достаточную огнестойкость.

Для плиты перекрытия предложен метод усиления плиты перекрытия у нижней зоны внешним армированием композитными материалами (на основе углеродной ламели «CarbonWrap Lamel 12/100»), с дальнейшим оштукатуриванием огнезащитным составом, эффективность которого обоснована во многих исследованиях [9,10]. Для верхней опорной зоны предложено вклеивание стальных стержней дополнительной арматуры, в штробы между стержнями существующей верхней сетки с использованием ремсостава. Усиление опорной зоны на продавливание рассмотрено с использованием технологии Hilti. Усиление колонн выполнено железобетонной обоймой, толщиной 60 мм, так как вариант усиления углепластиком не обеспечил требуемую несущую способность. Все проверочные расчеты усиления конструкций выполнялись согласно указаний СП 349.1325800.2017 «Конструкции бетонные и железобетонные. Правила

ремонта и усиления», так как учет систем внешнего усиления при укрупненном расчете каркасов в ПК, в отличие от моделирования узлов, недостаточно проработан.

Подробнее рассмотрим применение методики усиления с помощью добавления поперечной арматуры путём вклеивания специальных наклонных стержней (Hilti HZA-P) и химических анкеров (Hilti HIT-RE 500). Методика позволяет существенно снизить расход стали и сократить сроки выполнения строительных работ при усилении конструкций по сравнению с типовыми методами усиления, снизить нагрузки на усиливаемые конструкции от веса элементов усиления. Согласно результатам расчета усиление на продавливание требовалось на локальных участках у коротких сторон пилонов и для квадратных колонн. Выбор зоны усиления пилонов обоснован результатами экспериментальных исследований других авторов [11,12]. Анкера устанавливаются под углом 45° снизу вверх, на расстоянии не менее $0,5h_0$ (но не более $0,75h_0$) в два ряда, см. рис.5. Поперечная арматура из HZA-P M16. Клеевой раствор – Hilti HIT-RE 500. Закладная шайба диаметром 52 мм. Защитный слой анкерной гайки (расстояние от гайки до нижней поверхности плиты) 20мм, при этом огнестойкость арматуры Hilti обеспечивается нанесением дополнительного слоя специального Hilti состава толщиной 20мм. Расчет выполняется согласно указаний СТО 36554501–029–2012, разработанного на основе результатов исследований НИИЖБ им. А. А. Гвоздева и материалов ЗАО «Хилти Дистрибьюшн Лтд».

Условие прочности плиты на продавливание с поперечной арматурой обеспечивается условием:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{swx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{swy,ult}} \leq 1, \quad (1)$$

где $F_{sw,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое арматурой HZA-P поперечного сечения плиты;

$M_{swx(y),ult}$ – предельный момент, воспринимаемый арматурой HZA-P.

Предельное усилие, которое может воспринять расчетное поперечное сечение, определяется по формуле (2):

$$F_{sw} = \sum_{i=1}^n F_{sw,i} \cdot \sin(\alpha); \quad (2)$$

где $F_{sw,i} = \min(F_{sw,i}^R, F_{sw,i}^{bond}, F_{sw,i}^{pul})$ – предельное усилие в арматуре каждого ряда HZA-P, принимается равным минимальной величине из определяемых по условиям 3-5 расчетных сопротивлений анкера при разрушении по материалу, клеевого состава, бетона выкальванию под анкерной шайбой на нижнем конце анкера HZA-P соответственно.

$$F_{sw,i}^R = 0,8 \cdot R_{sw} \cdot A_{sw}, \quad (3)$$

$$F_{sw,i}^{bond} = \tau_{bd} \cdot d_s \cdot \pi \cdot l_{b,sup,i}, \quad (4)$$

$$F_{sw,i}^{pul} = 0,8 \cdot A_{sw} \cdot \sqrt{R_b} \cdot \frac{l_{b,inf,i}^{1,5}}{d_{s,i}^2} \cdot \left(1 + \frac{d_{inf,i}}{l_{b,inf,i}}\right), \quad (5)$$

где τ_{bd} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном; d_s – диаметр анкера HZA-Р, принимаемый равным номинальному диаметру стержня; $l_{b,sup,i}$ – длина заделки анкера HZA-Р в пирамиду продавливания, равная расстоянию от точки пересечения стержня с пирамидой продавливания до верхнего конца стержня; $l_{b,inf,i}$ – расстояние от точки пересечения стержня с пирамидой продавливания до нижнего конца стержня; $d_{inf,i}$ – диаметр нижней анкерной шайбы.

Учет анкеров в расчете определяется из условия:

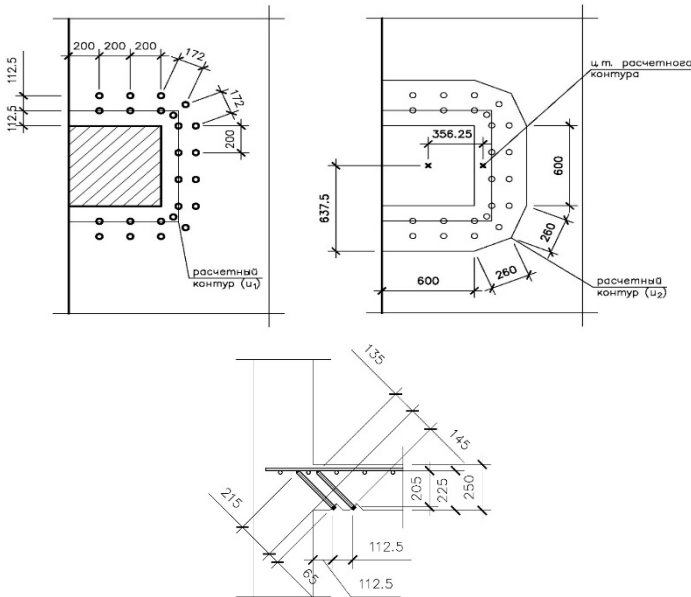


Рис. 5 Схема установки анкеров и определение контура продавливания

$$F_{b,ult} \geq F_{sw,ult} \geq 0,5 \cdot F_{b,ult}. \quad (6)$$

При расчете может выполняться несколько итераций- приближений, для определения оптимального числа лучей (линий) установки анкеров. Результаты расчета при изменении числа лучей показаны в виде таблицы 3.

Таб. 3 Результаты расчета при разном числе лучей

Число лучей	$F_{sw,ult}$ кН	u мм	$M_{swx,ult}$ кНм	$M_{swy,ult}$ кНм	Условие прочности
14	330,1	2250	102,88	39,85	0,808
12	282,9	2250	88,18	34,16	0,855

При дальнейшем уменьшении числа лучей не выполняется условие (6) и анкера при определении прочности не учитываются.

Предварительная стоимость основных работ по усилению конструкций и дооснащению (без учета усиления фундаментов) приведена в табл. 4. При модернизации количество машиномест на стоянке увеличилось на 67, предварительные затраты на 1 машиноместо составляет 1,176 млн. руб. Дополнительные затраты будут связаны с повышением потребляемой мощности по электроснабжению – 295 кВт (4,4кВт/подъемник), оплатой работников парковки, обслуживанием подъемников – 167,5 тыс. руб. (раз в полгода). Средняя стоимость продаваемых в паркингах машиномест для г. Казани составляет от 630 тыс. руб. до 2 млн. руб. Если учитывать арендную плату около 2,5–4 тыс. руб. в месяц, то цена машиноместа с оснащением зависимым парковочным подъемником может доходить до 5–6 тыс. руб.

Таб. 4 Стоимость усиления и дооснащения (руб.)

Наименование работ и основных материалов	Стоимость работ	Стоимость материалов	Стоимость усиления
Усиление плит химическими анкерами «HILTI HZA-P» (HZA-P M16x350, HIT-RE 500 V3, CP636)	1 411 200	13 484 806,3	14 896 006,3
Усиление плит сверху дополнительным армированием (Ø12 A500C, Рем. состав)	29 853	32 878,104	62 731,104
Усиление плит снизу внешним армированием (Lamel HS – 12/100, Resin Laminate+, Repair FS)	834 198	30 550 904,4	31 385 102,4
Усиление колонн железобетонной облойкой (Бетон В25, Ø10 A500C, Ø6 A240)	214 541,7	387 689,224	602 230,924
Оснащение парковки подъемниками MehPark ППЭМ/1 (Россия)	1 675 000	30 150 000	31 825 000
Итого в руб.:	4 164 792,7	74 606 278	78 771 070,7

Предполагаемый срок окупаемости данных мероприятий по оснащению составляет около трех лет. Учитывая, что автостоянки являются не только коммерческим бизнесом, но и объектами городской инфраструктуры, данное оснащение будет полезно на территориях тесной застройки (в центре города, у больших торговых или офисных центров), где невозможна реконструкция здания за счет увеличения числа этажей, во встроенных автостоянках.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Рассмотренный в статье вариант модернизации существующих автостоянок обеспечивает двухкратное увеличение машиномест без изменения габаритных размеров здания, но требует проведения ряда мероприятий, связанных в первую очередь с усилением опорной зоны плит перекрытий, как на действие изгибающего момента, так и на продавливание.

При определении усилий необходимо рассматривать неравномерные схемы загрузок соседних пролетов. Правомерность применения эквивалентных распределенных нагрузок от парковочных мест необходимо проверить вариативным моделированием фрагмента конструкций.

Так же из-за присутствия динамической составляющей возникает интерес к дальнейшему прогнозированию длительной прочности для определения срока службы выбранных систем усиления.

ЛИТЕРАТУРА

1. Воропаев, Л.Ю. Проектирование автостоянок в жилых комплексах (исторический обзор) // Architecture and Modern Information Technologies 2014. 3(28). С. 11.

2. С.С. Кисиль Направления проектирования зданий многоэтажных автостоянок в крупнейших городах// Architecture and Modern Information Technologies 2014. 3(28). С. 15.

3. Цыплакова Е. Г., Цыплаков В. Г., Янкевич Ю. Г., Пурина Н. М. Плата за парковку как экономический инструмент обеспечения экологической безопасности мегаполисов России// Экономика нового мира 2017. №4 (Вып. 8). С. 80-88.

4. Цыплакова Е. Г., Янкевич Ю. Г. Эколого-экономическая оценка обеспечения экологической безопасности автотранспорта в зоне парковок// Экономика нового мира 2016. №3 (Вып. 3). С. 87-105.

5. Воропаев, Л.Ю. К проблеме хранения автотранспорта// Architecture and Modern Information Technologies 2013. 3(24). С. 14.

6. Воропаев, Л.Ю. Интеграция автоматизированных гаражей в жилые здания// Наука, образование и экспериментальное проектирование в МАРХИ: Тезисы докладов международной научно – практической конференции профессорско-преподавательского состава, молодых ученых и студентов. – М., МАРХИ, 2013. – С. 86-87.

7. Воропаев, Л.Ю. Интенсивность использования механизированных автостоянок в жилых комплексах// Мировая наука и образование в условиях современного общества: Сборник научных трудов по материалам Международной научно-практической конференции 30 октября 2014 г. В 4 частях. Часть IV. М.: «АР- Консалт», 2014. С.106-107.

8. Андреева Л.А., Музыкин И.В. Современная организация парковочного пространства в транспортно-пересадочных узлах с точки зрения эффективности использования городских территорий// Бюллетень результатов научных исследований, 2018 г. С. 7-17.

9. Мухамедиев Т.А., Звездов А.И. Особенности расчета прочности железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами// Строительные материалы. 2017. № 1–2. С. 73–77.

10. Симаков О.А. Фучижи Д.А. Проблемы учета внешнего армирования при нелинейном расчете нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов. // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары. 2020. – С. 208-213.

11. Филатов В.Б., Галаятдинов З.Ш. Исследование деформаций бетона плиты в зоне продавливания// Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары. 2020. – С. 224-230.

12. Мирсяпов Ил.Т., Никитин Г.П., Ханбеков М.Ф. Теоретические исследования напряжённо-деформированного состояния продавливания плоских железобетонных перекрытий в местах сопряжения с колоннами // Известия КГАСУ. 2019. № 2 (48). С.159-167.

Сведения об авторах

Фабричная Ксения Александровна, кандидат технических наук, доцент, кафедра Железобетонных и каменных конструкций. Институт строительства. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. г.Казань, Республика Татарстан, Российская Федерация. e-mail: fabrichnayaka@gmail.com

Сафин Р.Р.– магистр по направлению подготовки 08.04.01 Строительство, инженер, ООО "ЭНКОМ КСМ". г.Москва, Российская Федерация. e-mail: rustem520@gmail.com

Fabrichnaya Kseniya Alexandrovna, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Stone Structures. Construction Institute. Kazan State University of Architecture and Civil Engineering. Kazan, Republic of Tatarstan, Russian Federation. e-mail: fabrichnayaka@gmail.com

R.R. Safin – master in the direction of preparation 08.04.01 Construction, engineer, ENCOM KSM LLC. Moscow, Russian Federation. e-mail: rustem520@gmail.com

Для цитирования:

Фабричная К.А. Необходимость усиления каркаса при оснащении автостоянки механическими средствами хранения / К.А. Фабричная, Р.Р. Сафин // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 245–255.

Citation:

Fabrichnaya K.A. The need to strengthen the frame when equipping the parking park with mechanical storage/ K.A. Fabrichnaya, R.R. Safin // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 245–255.

ТЕХНОЛОГИЯ, ОРГАНИЗАЦИЯ, МАТЕРИАЛЫ, ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭНЕРГОРЕСУРСЫ ЗДАНИЙ

УДК 69.07

ИССЛЕДОВАНИЕ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ НЕСУЩИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ С МОСТОВЫМИ КРАНАМИ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО ПЕСЧАНОГО БЕТОНА

Н.Г. Палагин
ФГБОУ ВО «КГАСУ»,
г. Казань, Россия

Э.Р. Аджихай
АО «Казанский Гипронефтепром»,
г. Казань, Россия

Р.Р. Хисамиев
ООО «Айкон»,
г. Казань, Россия

А.Е. Локтев
ООО «Кристалл»,
г. Казань, Россия

Аннотация: приводятся результаты исследований по определению технико-экономических показателей по стоимости материалов несущих конструкций одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами (двухветвевых колонн, двускатных решетчатых балок пролетом 18 м и безраскосных стропильных ферм пролетом 24 м) при изготовлении их из тяжелого бетона классов В20...В80 и высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60...ВПБ80 применительно к г. Казань. Исследования показали, что самым экономичным является изготовление указанных конструкций из высокопрочного песчаного бетона класса ВПБ60.

Ключевые слова: высокопрочный песчаный бетон, тяжелый бетон, ресурсосбережение, двухветвевая колонна, решетчатая балка, безраскосная ферма, одноэтажные производственные здания.

RESEARCH OF THE ECONOMIC FEASIBILITY OF MANUFACTURING BEARING BUILDING STRUCTURES OF A SINGLE-STOREY PRODUCTION BUILDING WITH BRIDGE CRANES FROM HIGH-STRENGTH SAND CONCRETE

Abstract: *the results of studies to determine the technical and economic indicators for the cost of materials for the supporting structures of one-story industrial buildings with overhead cranes (double-branch columns, gable lattice beams with a span of 18 m and braced trusses with a span of 24 m) when they are made from heavy concrete of classes B20 ... B80 and high-strength sand concrete of classes VPB60...VPB80 in relation to the city of Kazan. Studies have shown that the most economical is the manufacture of these structures from high-strength sand concrete of the VPB60 class.*

Keywords: *high-strength sand concrete, heavy concrete, resource-saving, two-strand column, lattice beam, beamless truss, one-story industrial buildings with overhead cranes.*

ВВЕДЕНИЕ

Как известно, применение высокопрочных тяжелых бетонов позволяет снижать размеры сечений элементов и экономить бетон и арматуру [1-3].

Альтернативной указанным бетонам является высокопрочный песчаный бетон (ВПБ) [4]. В его состав входит кварцевый песок, разделенный на фракции, высокоактивный вяжущий материал, минеральные и химические добавки, органо-минеральные модификаторы [5].

Этот бетон имеет важные преимущества относительно тяжелого бетона: повышенную технологичность и однородную структуру высокого качества, отсутствие необходимости в наличии дополнительных помещений для приемки, переработки и складирования крупного заполнителя, меньший расход энергии, более низкую трудоемкость и др. Кроме того, по сравнению с равнопрочным тяжелым бетоном он обладает более высокой прочностью на сжатие и растяжение, водо- и газонепроницаемостью, износостойкостью, морозостойкостью и коррозионностойкостью.

На Европейской территории Российской Федерации в основном присутствуют месторождения осадочных карбонатных пород, мало пригодных для применения в качестве крупного заполнителя в железобетонных конструкциях. В то же время, месторождения строительного песка повсеместны. Например, в Республике Татарстан их количество составляет около 1 млрд. м³, в том числе доступных для использования – около 300 млн. м³.

В КГАСУ на кафедре ТСМиК на базе песков местных месторождений разработаны составы высокопрочных песчаных бетонов классов ВПБ60...ВПБ80, прочностные характеристики которых R_b , R_{bt} , $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$ больше значений для тяжелого бетона тех же классов в 1,05...2,05 раза, а модуль упругости E_b меньше всего в 1,02...1,04 раза [6].

Выполненный обзор показал, что в зарубежных и отечественных источниках практически отсутствуют результаты исследований по

применению в несущих конструкциях песчаного бетона. Как правило, исследуются вопросы подбора состава [7–11] и долговечности [12, 13] этих бетонов. Выполняются также работы по определению их различных механических характеристик [14–17]. В [18] и [19] приводятся сведения об эффективности применения песчаных бетонов в строительстве зданий и сооружений методом 3D-печати.

Вопрос экономической целесообразности использования высокопрочных песчаных бетонов в различных несущих конструкциях зданий исследуется в работах [20–28], одним из авторов которых является автор данной статьи Палагин Н.Г. В большинстве этих исследований применение высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80, полученного на кафедре ТСМиК КГАСУ, является более экономичным по сравнению с тяжелым бетоном классов В20...В80.

Несмотря на указанные выше преимущества, в настоящий момент в России и Республике Татарстан использование песчаного бетона ограничивается, в основном, покрытиями для полов промышленных зданий и изготовлением мелкоштучных и декоративных отделочных изделий.

Целью исследований являлось сравнение технико-экономических показателей по стоимости материалов двухветвевых колонн, двускатных решетчатых балок и безраскосных стропильных ферм одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами при изготовлении их из тяжелого бетона классов В20...В80 и высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60...ВПБ80.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Следует отметить, что при исследовании вопроса в отношении всех конструкций: 1) на основании теплотехнического расчета покрытия состав кровли (рис. 1) принят одинаковым; 2) сбор нагрузок выполнен согласно [29], тип местности – В, класс сооружения – КС-2, коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n=1,0$; 3) прочностные и деформативные характеристики тяжелого бетона и арматуры принимались по [30,31], а высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80 – согласно результатам исследований кафедры ТСМиК КГАСУ; 4) для тяжелого бетона класса В80 и высокопрочного песчаного бетона класса ВПБ80 значения расчетного сопротивления бетона осевому сжатию R_b и растяжению R_{bt} приняты, согласно [30, 32], с учетом понижающего коэффициента $\gamma_{b,br}=(360-B)/300$, где В – класс бетона; 5) армирование конструкций назначалось с учетом конструктивных требований; 6) класс продольной ненапрягаемой арматуры – А500С, поперечной и конструктивной – А240С и В500С; 7) конструкция закладных изделий, монтажных петель, деталей и конструктивных сеток принималась по соответствующим типовым сериям, уголкового и листового проката – из стали С245; 8) стоимость материалов принята актуальной для города Казани на октябрь 2022 г.

При исследовании вопроса относительно двухветвевых колонн в качестве примера были рассмотрены конструкции одноэтажного производственного здания (рис. 1) со следующим объемно-планировочным и конструктивным решением: длина здания – 72 м, число пролетов – 2, пролет $L = 24$ м, шаг колонн $B = 12$ м, высота здания $H_0 = 18,0$ м, привязка колонн крайних продольных рядов к координационным осям – 250 мм [33],

стропильная конструкция – железобетонная безраскосная стропильная ферма ФБ24III по серии 1.463.1–3/87 [34], плиты покрытия – ребристые размером 12х3 м с приведенной толщиной 89,7 мм по серии 1.465.1–15, принятые в соответствии с теплотехническим расчетом стеновые панели – однослойные керамзитобетонные толщиной 300 мм по серии 1.432–3, подкрановые балки – стальные высотой 1450 мм по серии 1.426.2–3. В каждом пролете расположено по 2 мостовых крана грузоподъемностью $Q = 50/12,5$ т с режимом работы А4 по ГОСТ 34017–2016. Технические и геометрические характеристики кранов приняты по ГОСТ 25711–83. По результатам компоновки была принята опалубочная форма крайней колонны 4КД180, средней – 6КД180 [35].

Определение изгибающих моментов M , продольных N и поперечных сил Q в 3 расчетных сечениях крайней и средней колонн (2–2 – чуть выше верха подкрановой распорки, 3–3 – чуть ниже, 4–4 – на уровне обреза фундамента) выполнялось по инженерной методике согласно [33] с помощью программы, составленной в ПК MS Excel. Тестирование программы показало полную сходимости с результатами ручного счета. С помощью указанной программы были определены усилия от всех полных расчетных нагрузок (постоянной, снеговой, крановой вертикальной и горизонтальной, ветровой) и от длительной части снеговой нагрузки. Всего вычисление усилий производилось от всех 17 возможных нагружений, что отсутствует в отечественной литературе.

В соответствии с [33], во всех расчетных сечениях колонн были составлены следующие расчетные сочетания усилий: 1) $M_{\max} N$; 2) $M_{\min} N$; 3) $N_{\max} M_{\max} (M_{\min})$; 4) $N_{\min} M_{\max} (M_{\min})$. Правила выбора загружений и коэффициенты сочетаний ψ_{li} , ψ_{ti} и $\psi_{кр}$ принимались по [29]. На указанные сочетания усилий по нормам [30–32] выполнены расчеты по I группе предельных состояний крайней колонны, который включал в себя расчеты по прочности нормальных сечений надкрановой и подкрановой частей колонны в плоскости и из плоскости поперечной рамы, расчет по прочности нормальных и наклонных сечений подкрановой и средних распорок. Определение площади продольной арматуры в надкрановой части колонны в плоскости поперечной рамы производилось по формулам симметричного или несимметричного армирования в зависимости от соотношения между максимальными положительными и отрицательными моментами. При разнице абсолютных величин этих моментов, не превышающей 25 %, принималось симметричное армирование, при большей разнице – несимметричное. Продольное армирование каждой из ветвей подкрановой части принималось симметричным. Армирование средней распорки при обеих сжатых ветвях назначалось симметричным, при одной ветви растянутой, а другой сжатой – несимметричным.

Расчет подкрановой распорки производился на сочетание усилий $N_{\max} M_{\max} (M_{\min})$ в сечении 3-3 по методике, разработанной авторами на основе работ [36, 37].

Следует подчеркнуть, что в настоящее время в отечественной литературе отсутствует полная инженерная методика расчета двухветвевых колонн по I группе предельных состояний. Поэтому такая методика была разработана авторами в виде 9 блок–схем. Для автоматизации расчетов была составлена сквозная программа расчета в ПК MS Excel,

тестирование которой показало полную сходимость с результатами ручного счета. По этой программе были выполнены расчеты для крайней колонны из тяжелого бетона классов В20, В30, В40, В60 и В80 и высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80.

При исследовании вопроса применительно к решетчатым балкам в качестве примера рассматривалась предварительно напряженная балка 2БДР18 пролетом 18 м по серии 1.462.1-3/89 [38]. Согласно [33], решетчатые балки рекомендуется применять с шагом 6 м. Поэтому в качестве покрытия были рассмотрены ребристые плиты размером 6х3 м с приведенной толщиной 65,5 мм [39].

На балку действует постоянная и временная снеговая нагрузка. Были рассмотрены схемы нагружения «постоянная+снеговая по всей грузовой площади балки» и «постоянная+снеговая по половине грузовой площади балки». Значения усилий M , N и Q в 24 расчетных сечениях балки [39] определялись путем умножения величины соответствующей (постоянной или снеговой) погонной нагрузки на единичные усилия, приведенные в [39].

Были составлены следующие расчетные сочетания усилий: в верхнем поясе – 1) $M_{\max} N_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; 3) $|N_{\max}| M_{\text{соот.}}$; 4) $|N_{\min}| M_{\text{соот.}}$; в нижнем поясе – 1) $M_{\max} N_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; 3) $N_{\max} M_{\text{соот.}}^{\max}$; 4) $N_{\min} M_{\text{соот.}}^{\max}$; в каждой промежуточной стойке, кроме центральной, – 1) $M_{\max} N_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; в центральной стойке – 1) $M_{\max} N_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; 3) $M=0 N_{\max}$. В каждом элементе балки, а также в опорном узле было определено значение Q_{\max} . На данные сочетания усилий, в соответствии с нормами [30-32], [40], выполнены расчеты балки по I и II группам предельных состояний. Расчет по I группе включал в себя расчет нижнего и верхнего поясов, а также каждой стойки по прочности нормальных и наклонных сечений, и расчет опорного узла по прочности наклонных сечений на действие поперечной силы и изгибающего момента. Расчет по II группе состоял в расчете нижнего пояса по образованию и ширине раскрытия нормальных трещин.

Следует отметить, что в настоящий момент в отечественной литературе отсутствует инженерная методика и пример расчета рассматриваемых балок в указанном выше объеме. Поэтому авторами в виде 12 блок-схем была разработана такая методика и выполнен ручной пример расчета и конструирования балки из тяжелого бетона класса В30. Для автоматизации расчетов в ПК MS Excel была разработана соответствующая сквозная программа расчета, тестирование которой показало полную сходимость с результатами ручного счета. По указанной программе были выполнены расчеты и конструирование балки из тяжелого бетона классов В30, В40, В60 и В80 и высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80. Класс предварительно напряженной арматуры – А800С, способ натяжения – на упоры, метод натяжения – электротермический.

Армирование нижнего и верхнего пояса принято несимметричным, стоек, вследствие знакопеременной эпюры моментов, симметричным.

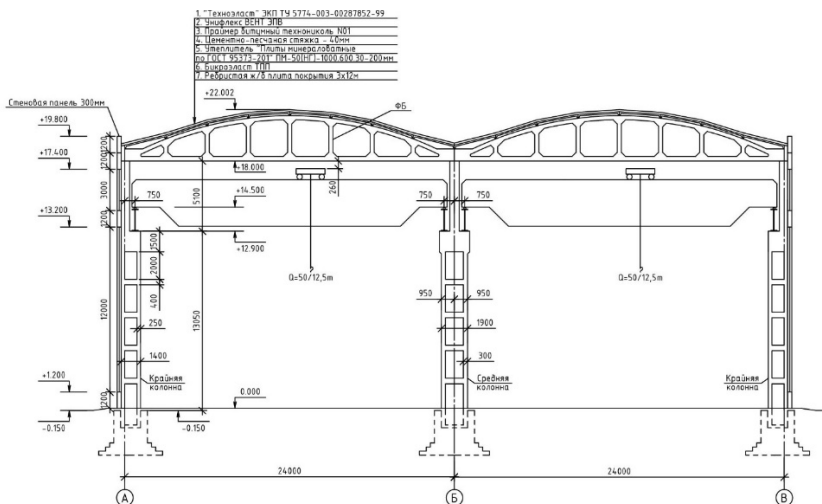


Рис. 1 Поперечный разрез одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами

При исследовании вопроса в отношении безраскосных стропильных ферм в качестве примера рассматривалась предварительно напряженная ферма ФБ24IV по серии 1.463.1-3/87 пролетом 24 м и шагом 12 м.

Распределение погонной снеговой нагрузки принималось по четырем схемам: в виде прямоугольника на всей длине фермы и на ее половине, в виде треугольника с одной и двух сторон [39]. Значения усилий M , N и Q в 28 расчетных сечениях фермы [39] при загрузении постоянной и снеговой нагрузкой по каждой схеме вычислялись по аналогии с решетчатыми балками.

Были составлены следующие расчетные сочетания усилий: в верхнем поясе – 1) $M_{\max} N_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; 3) $N_{\max} M_{\text{соот.}}$; 4) $N_{\min} M_{\text{соот.}}$; в нижнем поясе – 1) $M_{\max} N_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; 3) $N_{\max} M_{\text{соот.}}^{\max}$; 4) $N_{\min} M_{\text{соот.}}^{\max}$; в первой от опоры промежуточной стойке – 1) $N_{\max} M_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; во второй и третьей – 1) $M_{\max} N_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; 3) $N_{\min} M_{\text{соот.}}^{\max}$; в центральной стойке – 1) $M_{\max} N_{\text{соот.}}$; 2) $M_{\min} N_{\text{соот.}}$; 3) $N_{\max} M_{\text{соот.}}^{\max}$; 4) $N_{\max} M=0$. В каждом элементе балки, а также в опорном узле было определено значение Q_{\max} . На эти сочетания усилий, в соответствии с нормами [30-32], [40, 41], выполнены расчеты фермы по I и II группам предельных состояний. Расчет по I группе включал в себя расчет нижнего и верхнего поясов, каждой стойки по прочности нормальных и наклонных сечений, расчет опорного узла по прочности наклонных сечений на отрыв и действие изгибающего момента, а также расчет поперечной арматуры промежуточного узла. Расчет поясов по несущей способности выполнялся с перераспределением изгибающих моментов (снижения максимальных моментов в сечениях верхнего пояса на 30 %, в сечениях нижнего пояса – на 50 %). Расчет по II группе состоял в расчете нижнего пояса по образованию и ширине раскрытия нормальных трещин.

Следует подчеркнуть, что в настоящее время в отечественной литературе отсутствует инженерная методика и пример расчета рассматриваемых ферм в указанном выше объеме. Поэтому авторами в виде 12 блок-схем была разработана такая методика и выполнен ручной пример расчета и конструирования фермы из тяжелого бетона класса В35. Для автоматизации расчетов в ПК MS Excel была разработана соответствующая сквозная программа расчета, тестирование которой показало полную сходимость с результатами ручного счета. По данной программе были выполнены расчеты и конструирование балки из тяжелого бетона классов В35, В40, В50, В60 и В80 и высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80. Класс предварительно напряженной арматуры – К1550, способ натяжения – на упоры, метод натяжения – механический.

Армирование всех элементов фермы, по причине знакопеременной эпюры моментов, принято симметричным.

Для определения расхода стали и стоимости материалов в ПК MS Excel была разработана соответствующая программа.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Анализ полученных результатов показал следующее (рис. 2...4):

– по общей стоимости материалов самым экономичным оказалось изготовление всех рассмотренных в статье несущих конструкций из высокопрочного песчаного бетона класса ВПБ60. Экономия в крайней колонне 4КД180, в т. ч. по сравнению с изготовлением ее из тяжелого бетона классов В20...В40, применяемыми в типовой серии 1.424.1–9, составила 1,9...3,8 %, в решетчатой балке 2БДР18, в т. ч. по сравнению с изготовлением ее из тяжелого бетона классов В30...В40, применяемыми в типовой серии 1.462.1-3/89, – 3,5...9,8 %, в безраскосной ферме ФБ24IV – 1,8...28,6 %, в т. ч. по сравнению с изготовлением ее из тяжелого бетона классов В35...В40, применяемом в типовой серии 1.463.1-3/87, – 28,1...28,6 %;

– повышение класса бетона ведет к снижению общего расхода стали. Так, при увеличении класса тяжелого бетона колонны с В20 до В80 расход стали уменьшается на 16,3 % (в т. ч. приведенный к арматуре класса А240С – на 16,2 %), то же, бетона балки с В30 до В80 – на 40,5 % (29,3 %); при повышении класса тяжелого бетона колонны 17,0...20,6 % (8,7...11,9 %), то же, бетона фермы с В35 до ВПБ60...ВПБ80 – на 40,8 % (28,9...29,3 %);

– при повышении класса высокопрочного тяжелого бетона с В60 до В80 расход стали во всех конструкциях снижается. Так, в колонне – на 2,5 % (в т. ч. приведенный к арматуре класса А240С на 2,2 %), в балке на 2,5 % (1,9 %), в ферме на 12,0 % (8,2 %);

– при увеличении класса высокопрочного песчаного бетона с ВПБ60 до ВПБ80 расход стали в колонне и ферме не меняется и незначительно повышается в балке (на 4,5 %, в т. ч. приведенный к арматуре класса А240С, на 3,6 %);

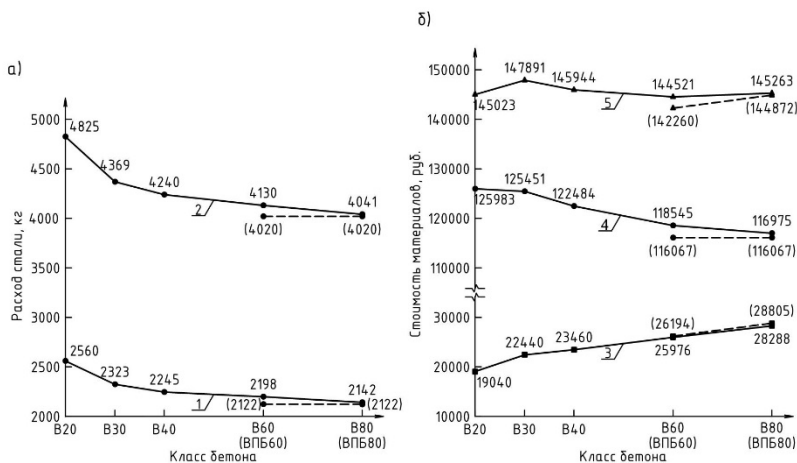


Рис. 2 Результаты исследований для крайней двухветвевой колонны 4КД180 в зависимости от вида и класса бетона

Графики общего расхода стали (а) и стоимости материалов (б); 1-общий расход стали; 2-то же, приведенный к классу А240С; 3-стоимость бетона; 4-стоимость стали; 5-общая стоимость материалов. В скобках приведены значения для классов ВПБ60 и ВПБ80

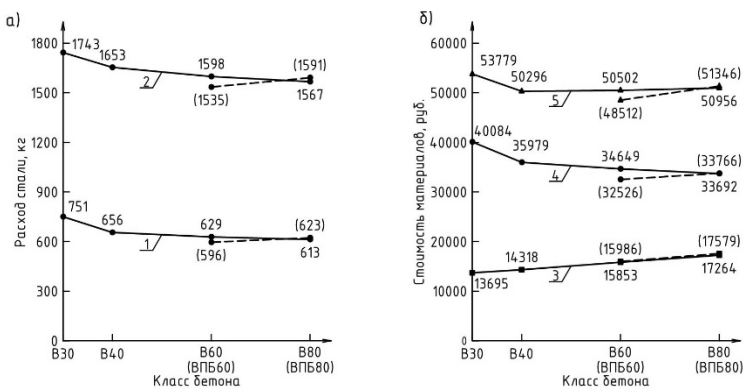


Рис. 3 Результаты исследований для решетчатой балки 2БДР18 в зависимости от вида и класса бетона

Графики общего расхода стали (а) и стоимости материалов (б); 1-общий расход стали; 2-то же, приведенный к классу А240С; 3-стоимость бетона; 4-стоимость стали; 5-общая стоимость материалов. В скобках приведены значения для классов ВПБ60 и ВПБ80

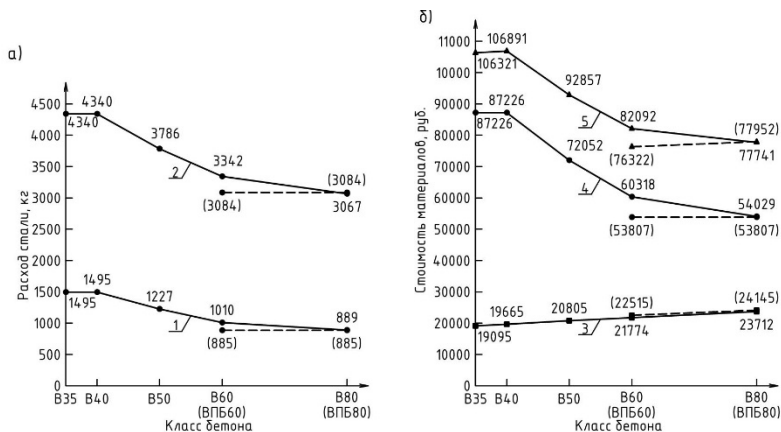


Рис. 4 Результаты исследований для безраскосной фермы ФБ24IV в зависимости от вида и класса бетона

Графики общего расхода стали (а) и стоимости материалов (б); 1 – общий расход стали; 2 – то же, приведенный к классу А240С; 3 – стоимость бетона; 4 – стоимость стали; 5 – общая стоимость материалов. В скобках приведены значения для классов ВПБ60 и ВПБ80

– общий расход стали при изготовлении конструкций из высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80 по сравнению с изготовлением их из высокопрочного тяжелого бетона классов В60 и В80, как правило, меньше. В 10 случаях из 12 (т.е. в 83 % случаев), включающих в т. ч. расход, приведенный к арматуре класса А240С, он ниже на 0,5...12,4 %, и только в 2 случаях выше на 0,6...1,6 %.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Изготовление всех рассмотренных в статье несущих конструкций одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами (крайней двухветвевой колонны 4КД180, решетчатой балки 2БДР18 и безраскосной фермы ФБ24IV) из высокопрочного тяжелого и песчаного бетона классов В60, В80 и ВПБ60, ВПБ80 является более экономичным по сравнению с изготовлением их из тяжелого бетона традиционных классов В20...В40. Повышение класса тяжелого и высокопрочного песчаного бетона ведет к снижению общего расхода стали. Общий расход стали при изготовлении конструкций из высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80 по сравнению с изготовлением их из высокопрочного тяжелого бетона классов В60 и В80, в большинстве случаев меньше. По общей стоимости материалов самым экономичным оказалось изготовление всех конструкций из высокопрочного песчаного бетона класса ВПБ60.

ЛИТЕРАТУРА

1. Mindess S. Developments in the formulation and reinforcement of concrete. 2019. 423 p. DOI:10.1016/C2017-0-03347-5.
2. Модифицированные высокопрочные бетоны классов В80 и В90 в монолитных конструкциях / С.С. Каприелов, В.И. Травуш, Н.И. Карпенко и др. // Строительные материалы. 2008. №3. С. 9-13.
3. Илюхина Е.А., Лакман С.И., Миллер А.Б., Травуш В.И. Конструктивные решения высотного здания «Лахта Центр» в Санкт-Петербурге // Строительные науки. 2019. № 3. С. 110-121.
4. Карпенко Н.И., Каприелов С.С., Безгодов И.М., Моисеенко Г.А., Степанов М.В. Исследование деформаций усадки мелкозернистого высокопрочного бетона и сталефибробетона при рациональном содержании фибры // Известия высших учебных заведений. Серия «Технология текстильной промышленности». 2018. № 3. С. 227-230.
5. Морозов Н.М., Хозин В.Г., Мугинов Х.Г. Особенности формирования структуры модифицированных песчаных бетонов // Строительные материалы. 2010. № 9. С. 72-73.
6. Морозов Н.М., Мугинов Х.Г., Хозин В.Г., Антаков А.Б. Высокопрочные песчаные бетоны для монолитного строительства // Известия КГАСУ. 2012. № 2 (20). С. 183–187.
7. Хозин В.Г., Хохряков О.В., Низамов Р.К. Карбонатные цементы низкой водопотребности – перспективные вяжущие для бетонов // Бетон и железобетон. 2020. № 1 (601). С. 15-28.
8. Хозин В.Г., Хохряков О.В., Низамов Р.К., Кашапов Р.Р., Баишев Д.И. Опыт наномодификации цементов низкой водопотребности // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 1. С. 53-57.
9. Вдовин Е.А., Хозин В.Г., Ильина О.Н., Ку克林 А.Н., Гиздатуллин А.Р., Шарафутдинов Б.Д. Опыт применения полимеркомпозитной арматуры при строительстве бетонных аэродромных покрытий в аэропортовом комплексе г. Казань. Сб. научных трудов: Инновационные материалы, технологии и оборудование для строительства современных транспортных сооружений / Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. 2013. С. 86-90.
10. Boucedra A., Bederina M., Ghernouti Y. Study of the acoustical and thermo-mechanical properties of dune and river sand concretes containing recycled plastic aggregates // Construction and Building Materials. 2020. V. 256. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2020.119447.
11. Ouassila B., Houria H., Leila K., Mouloud B., Assia A., Chaher R. Valorization of marble's waste as a substitute in sand concrete // Advances in Concrete Construction. 2020. № 9 (2). P. 217-225. DOI:10.12989/acc.2020.9.2.217.
12. Thangapandi K., Anuradha R., Awoyera P. O., Gobinath R., Archana N., Berlin M., Oladimeji O. B. Durability phenomenon in manufactured sand concrete: Effects of zinc oxide and alcofine on behavior // Silicon. 2021. V. 13(4). P. 1079-1085. DOI:10.1007/s12633-020-00494-2.
13. Tolstoy A. D., Fomina E. V., Milkina A. S. Durability of fine-grained high-strength concrete in corrosive environment. Paper presented at the IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. V. 753 (3). DOI:10.1088/1757-899X/753/3/032036.

14. Peng Z., Li D., Zhou Y., Ren, S.. Failure criterion in stress space for coral reef sand concrete under biaxial compression. *Wuhan Ligong Daxue Xuebao/Journal of Wuhan University of Technology*. 2018. V. 40 (5). P. 66-70. DOI:10.3963/j.issn.1671-4431.2018.05.011.

15. Li Z., Wang G., Yang S., Ju G. Experimental study on mechanical properties and stress-strain constitutive relations of desert sand concrete. *Yingyong Lixue Xuebao // Chinese Journal of Applied Mechanics*. 2019. V. 36 (5). P. 1131-1137. DOI:10.11776/cjam.36.05.B063.

16. Li B., Yin L., Fan L. Analysis on flexural fatigue performance of manufactured sand concrete. *Jianzhu Cailiao Xuebao // Journal of Building Materials*. 2017. V. 20 (5). P. 801-807. DOI:10.3969/j.issn.1007-9629.2017.05.024.

17. Dong Z., Wu G., Xu Y. Bond and flexural behavior of sea sand concrete members reinforced with hybrid steel-composite bars presubjected to wet-dry cycles // *Journal of Composites for Construction*. 2017. V. 21 (2). DOI:10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000749.

18. Мухаметрахимов, Р. Х. Технология и контроль качества строительной 3D-печати / Р. Х. Мухаметрахимов, Л. В. Зиганшина // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. – 2022. – № 1(59). – С. 64-79. – DOI 10.52409/20731523_2022_1_64. – EDN BZJGUO.

19. Мухаметрахимов, Р. Х. Влияние портландцементов с различным минералогическим составом на основные свойства композитов, сформированных методом послойного экструдирования (3D-печати) / Р. Х. Мухаметрахимов, Л. В. Лукманова // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. – 2021. – № 2(56). – С. 37-49. – DOI 10.52409/20731523_2021_2_37. – EDN DXDYSR.

20. Palagin N., Dul'miyeva A. Cost-effective design of long cylindrical shells of high-strength sand concrete, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. V. 890 012078. DOI: 10.1088/1757-899X/890/1/012078.

21. Палагин Н.Г. Возведение длинных цилиндрических оболочек из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность / Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин, А.Ф. Дульмиева // *Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары*. 2020. – С. 133–141.

22. Palagin N., Nikitin G., Sadrutdinova A. (2022) Erection of Flat Shells of Positive Gaussian Curvature Made from High-Strength Sand Concrete and Its Economic Efficiency. In: Vatin N.I., Tamrazyan A.G., Plotnikov A.N., Leonovich S.N., Pakrastins L., Rakhmonzoda A. (eds) *Advances in Construction and Development. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 197. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-16-6593-6_11.

23. Палагин Н.Г. Возведение пологих оболочек положительной гауссовой кривизны из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность / Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин, А.Р. Садрутдинова // *Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары*. 2020. – С. 142–149.

24. Палагин Н.Г. Возведение сплошных колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность / Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин,

А.Н. Трунов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 150–156.

25. Palagin, N.G., Nikitin, G.P., Trunov, A.N.: Economic efficiency of manufacturing rectangular columns of one-story industrial buildings with overhead cranes from high-strength sand concrete abstract. News KSUAE 2022 59(1), 41–53 (2022). https://doi.org/10.52409/20731523_2022_1_41

26. Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин, А.Н. Трунов. Экономическая эффективность применения колонн прямоугольного сечения одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами из высокопрочного песчаного бетона // Известия КГАСУ 2022 № 1(59). С 41-53. DOI: 10.52409/20731523_2022_1_41

27. Палагин Н.Г., Ахметов М.М., Гридчин А.М., Череватова А.В. Экономическая целесообразность изготовления многопустотных плит перекрытий из высокопрочного песчаного бетона // Известия КГАСУ. 2021. №4 (58). С. 26-38. DOI:10.52409/20731523_2021_4_26».

28. Palagin N., Akhmetov M. Economic Feasibility of Manufacturing of Multi-hollow Floor Slabs from High-Strength Sand Concrete N. Vatin (ed.), Proceedings of STCCE 2022, Lecture Notes in Civil Engineering 291, https://doi.org/10.1007/978-3-031-14623-7_38

29. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (с изменениями № 1, № 2, № 3, № 4).

30. СП 63.13330.2018 «СНиП 52–01–2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменениями № 1, № 2),

31. Методическое пособие «Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры» (к СП 63.13330.2012) / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, И.К. Никитин, К.Е. Соседов, Д.Н. Трекин, А.И. Звездов, Т.А. Мухамедиев, Д.В. Кузеванов.– М., 2015. – 281 с.

32. СП 311.1325800.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции из высокопрочных бетонов. Правила проектирования»

33. СП 355.1325800.2017 «Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения. Правила проектирования»

34. Серия 1.463.1-3/87 Фермы стропильные железобетонные безраскосные пролетом 18 и 24 м для одноэтажных зданий с малоуклонной и скатной кровлей.

35. Серия 1.424.1–9 Колонны железобетонные двухветвевое сечения для одноэтажных производственных зданий высотой 15,6; 16,8 и 18,0 м.

36. Баранова Т.И., Соколов Б.С. Проектирование перемычек над проходами в колоннах // Бетон и железобетон. – 1982. – № 6. – с. 23-24.

37. Баранова Т.И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких элементах // Бетон и железобетон. – 1987. – № 3. – с. 22-24.

38. Серия 1.462.1-3/89 Железобетонные стропильные решетчатые балки для покрытий одноэтажных зданий.

39. Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ: учебное пособие. Издание второе, переработанное и дополненное /Н.А. Бородачев – Самара, 2017. – 256 с.

40. Методическое пособие по расчету предварительно напряженных железобетонных конструкций (к СП 63.13330.2012) / Э.Н. Кодыш,

Н.Н. Трекин, И.К. Никитин, К.Е. Соседов, Д.Н. Трекин, А.И. Звездов, Т.А. Мухамедиев. – М., 2015. – 169 с.

41. Рекомендации по расчету прочности и трещиностойкости узлов преднапряженных железобетонных ферм. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР. – 1987. – 48 с.

Сведения об авторах

Палагин Николай Григорьевич, доцент, к.т.н., доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», pal_nik11@mail.ru

Аджихай Эмилия Рустемовна, инженер АО «Казанский Гипрониавиапром», г. Казань, a_milij@mail.ru

Хисамиев Раниль Ранифович, инженер ООО «Айкон», г. Казань, khisamiyev1999@mail.ru

Локтев Алексей Егорович, инженер ООО «Кристалл», г. Казань, ae.loktev.99@mail.ru

Palagin Nikolai Grigorievich, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, pal_nik11@mail.ru

Ajihai Emilia Rustemovna, engineer of Kazan Giproniaviaprom JSC, Kazan, a_milij@mail.ru

Khisamiyev Ranil Ranifovich, engineer of Ikon LLC, Kazan, khisamiyev1999@mail.ru

Loktev Alexey Egorovich, engineer of Kristall LLC, Kazan, ae.loktev.99@mail.ru

Для цитирования:

Палагин Н.Г. Исследование экономической целесообразности изготовления несущих строительных конструкций одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами из высокопрочного песчаного бетона / Н.Г. Палагин, Э.Р. Аджихай, Р.Р. Хисамиев, А.Е. Локтев // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 256–268.

Citation:

Palagin N.G. Research of the economic feasibility of manufacturing bearing building structures of a single-storey production building with bridge cranes from high-strength sand concrete/ N.G. Palagin, E.R. Adjihai, R.R. Khisamiyev, A.E. Loktev // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 256–268.

УДК 69:004.92

ФОРМИРОВАНИЕ ИНФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ ОБЪЕКТА КАПИТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

И.В. Петрова,

Чебоксарский институт (филиал)
Московский политехнический университет,
г. Чебоксары, Россия

В.Ф. Богданов,

Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: рассмотрены сущность модели, задачи специалистов по организации строительства. Дана информация о правилах формирования и ведения информационной модели, о составе сведений, документов и материалов, включаемых в эту модель. Из содержания статьи и использованного списка литературы будет видно, какие сведения необходимо включать в информационную модель на этапах жизненного цикла объекта капитального строительства при производстве инженерных изысканий, архитектурно-строительном проектировании, строительстве, реконструкции, капитальном ремонте, эксплуатации и сносе.

Ключевые слова: информационная модель, специалист, организация строительства, задачи, формирование, ведение, правила, состав, жизненный цикл, этапы, сведения, документы, материалы, электронный документ, XLM-схема.

FORMATION OF AN INFORMATION MODEL OF A CAPITAL CONSTRUCTION OBJECT

Abstract: the essence of the model, the tasks of specialists in the organization of construction are considered. Information is given about the rules for the formation and maintenance of an information model, about the composition of information, documents and materials included in this model. From the content of the article and the list of references used, it will be clear what information should be included in the information model at the stages of the life cycle of a capital construction object during engineering surveys, architectural and construction design, construction, reconstruction, overhaul, operation and demolition.

Keywords: information model, specialist, construction organization, tasks, formation, maintenance, rules, composition, life cycle, stages, information, documents, materials, electronic document, XLM-scheme.

ВВЕДЕНИЕ

В широком понимании моделирование – это упрощенное представление изучаемого объекта. Модель должна отражать сущностное содержание объекта и наглядно представлять этого содержания. Таким требованиям вполне соответствует информационная модель.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Информационная модель (ИМ) объекта капитального строительства – это совокупность взаимосвязанных сведений, документов и материалов об объекте капитального строительства, формируемых в электронном виде на этапах выполнения инженерных изысканий, осуществления архитектурно-строительного проектирования, строительства, реконструкции, капитального ремонта, эксплуатации и сноса объекта капитального строительства [1].

На сегодняшний день информационное моделирование стало главным направлением развития строительства. Более активный переход на информационную модель необходим, чтобы усовершенствовать и повысить качество проектирования и других стадий жизненного цикла проекта.

Анализ внедрения ИМ в строительстве.

Специалисты по организации строительства в соответствии с профессиональным стандартом [2], выполняя свои трудовые функции, должны уметь проверять полностью представления данных проектной, рабочей и организационно-технологической документации в информационной модели (ИМ); анализировать сведения, документы и материалы по подготовке строительства, включаемые в ИМ, представлять их в форме электронных документов, отображать в графическом и табличном виде; знать средства и методы внесения, хранения, обмена и передачи электронных документов ИМ и форматы представления последних.

Информационная модель формируется и ведется, актуализируется по утвержденным Правительством РФ [3] Правилам [4]. Формирование ИМ – это сбор, обработка, систематизация, учет, включение в ИМ и хранение в электронной форме взаимосвязанных сведений, документов, материалов об объекте, предусмотренных их Составом [5], утвержденным [3].

Информационная модель охватывает все этапы жизненного цикла объекта капитального строительства, начиная инженерными изысканиями и завершая сносом.

На этапах производства инженерных изысканий в ИМ объекта включаются следующие сведения, документы и материалы (СДиМ):

- отчетная документация о выполнении инженерных изысканий и приложения к ней в соответствии с Постановлением [6], графическая часть которых дополнена трехмерной моделью;

- другие документы, представляемые для проведения государственной экспертизы [7] и негосударственной экспертизы [8].

На этапе архитектурно-строительного проектирования в ИМ включаются:

- СДиМ, входящие в состав разделов проектной документации в соответствии с Постановлением [9] с трехмерной моделью графической части;

- иные документы по [7] и [8];

– документы, прилагаемые к заявлению о выдаче разрешения на строительство [1];

– СДиМ входящие в состав разделов рабочей документации с трехмерной моделью графической части.

На этапах строительства, реконструкции, капремонта в ИМ направляются:

– дата и номер разрешения на строительство;

– дата и номер решения уполномоченных органов о прекращении действия разрешения на строительство;

– СДиМ, входящие в состав исполнительной документации с трехмерной графической частью;

– копия документа о вынесении на местность линий отступа от красных линий;

– сведения, содержащиеся в общем и специальных журналах, в которых ведется учет выполнения работ;

– документы, необходимые для получения разрешения на ввод объекта в эксплуатацию.

На этапе эксплуатации в ИМ входят:

– дата и номер разрешения на ввод объекта в эксплуатацию;

– материалы о фактическом выполнении работ по техобслуживанию объекта, о проведении текущего ремонта;

– сведения, содержащиеся в журнале эксплуатации здания;

– графические материалы в виде трехмерной модели.

Наконец, на последнем этапе:

– результаты и материалы обследования объекта;

– СДиМ, входящие в состав проекта организации работ по сносу объекта [10] с графической частью, дополненной трехмерной моделью.

Все сведения, документы и материалы, включаемые в ИМ объекта капитального строительства, представляются в форме электронных документов в виде файлов в формате XML. До введения в действие XML-схемы электронные документы в зависимости от их видов представляются в форматах: ODT, PDF/A, ODS, LandXML, IFC.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Осознание необходимости информационного моделирования в российском строительстве происходит очень медленно. На настоящий момент данная концепция лишь начинает набирать обороты и затрагивает только проектные компании. Организации же, занимающиеся непосредственно строительством, ИМ пока не доверяют, не говоря уже о службах, отвечающих за техническое обеспечение и обслуживание построенных объектов. Можно сказать, что на сегодняшний день информационное проектирование в рамках проектных организаций сводится к созданию трехмерной модели в пределах одной-двух дисциплин (обычно это архитектура и инженерные сети) и в редчайших случаях – в пределах всех основных дисциплин состава проектно-сметной документации.

Внедрение информационного моделирования требует серьезных инициативных усилий и готовности идти на некоторый риск, поскольку современные нормы не обязывают проектные организации передавать 3D-модели ни в экспертизу, ни на строительную площадку. Более того,

потребуется приведение новой технологии в соответствие с традиционными для России нормами и стандартами [8, 9]. Во многом от правительства зависит создание информационно-правовой базы, вводящей на строительный рынок новые технологии и связанные с ними процедуры по созданию, внедрению и обязательному использованию информационной модели объекта строительства на протяжении всего жизненного цикла. То есть, наиболее благоприятные условия для развития и внедрения ИМ могут появиться, только когда ее использование выйдет на федеральный уровень.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключении отметим, что специалисты строительной отрасли сегодня находятся на начале пути к информационному моделированию объекта капитального строительства. Известно определение ИМ. Составлены и утверждены Правила ее формирования и ведения. Разработан состав сведений, документов и материалов, включаемых в ИМ на всем протяжении жизненного цикла объекта капитального строительства. Но пока мало опыта по формированию и ведению ИМ. Модель будет совершенствоваться и это будет происходить тем быстрее, чем больше количество специалистов-участников строительства будет овладевать знаниями и умениями в информационном моделировании объектов капитального строительства.

ЛИТЕРАТУРА

1. Градостроительный кодекс Российской Федерации: текст с изменениями и дополнениями на 2022 год. – М. : Эксмо, 2022. – 448 с. – (Актуальное законодательство).
2. Профессиональный стандарт "Специалист по организации строительства", Утвержден приказом Министерства труда и социальной защиты Российской Федерации от 21.10.2021 № 747н, зарегистрировано в Министерстве юстиции Российской Федерации 19 ноября 2021 года, регистрационный N 65910
3. Постановление Правительства РФ от 15.09.2020 г. №1431 «Об утверждении Правил формирования и ведения информационной модели объекта капитального строительства, состава сведений, документов и материалов, включаемых в информационную модель объекта капитального строительства и представляемых в форме электронных документов, и требований к форматам указанных электронных документов, а также о внесении изменения в пункт 6 Положения о выполнении инженерных изысканий для подготовки проектной документации, строительства, реконструкции объекта капитального строительства» с изменениями и дополнениями от 01.03.2022 г. и от 27.05.2022 г.
4. Правила формирования и ведения информационной модели объекта капитального строительства. Утв. пост. Правительства РФ 15.09.2020 г. №1431 с изменениями от 27.05.2022 г.
5. Состав сведений, документов и материалов, включаемых в информационную модель объекта капитального строительства и представляемых в форме электронных документов, и требования к форматам указанных электронных документов. Утв. пост. Правительства РФ 15.09.2020 г. №1431.

6. Постановление Правительства РФ от 15.01.2006 г. №20 «Об инженерных изысканиях для подготовки проектной документации, строительства, реконструкции объектов капитального строительства» с изменениями и дополнениями от 01.03.2022 г. и 27.05.2022 г.

7. Постановление Правительства РФ от 05.03.2007 г. №145 «О порядке организации и проведении государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий».

8. Постановление Правительства РФ от 31.03.2012 г. №272 «Об утверждении Положения об организации и проведении негосударственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий».

9. Постановление Правительства РФ от 16.02.2008 г. №87 «О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию».

10. Постановление Правительства РФ от 26.04.2019 г. №509 «Об утверждении требований к составу и содержанию проекта организации работ по сносу объекта капитального строительства».

Сведения об авторах

Петрова Ирина Владимировна, к.п.н., доцент Чебоксарский институт (филиал) Московский политехнический университет, г. Чебоксары, Россия iri551468@mail.ru

Богданов Василий Филиппович, к.э.н., доцент, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова, г. Чебоксары, Россия basil1943@mail.ru

Petrova Irina Vladimirovna, PhD, Associate Professor Cheboksary Institute (branch) Moscow Polytechnic University, Cheboksary, Russia iri551468@mail.ru

V.F. Bogdanov, Candidate of Economics, Associate Professor I.N.Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia basil1943@mail.ru

Для цитирования:

Петрова И.В. Формирование информационной модели объекта капитального строительства / И.В. Петрова, В.Ф. Богданов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 269–273.

Citation:

Petrova I.V. Formation of an information model of a capital construction object/ I.V. Petrova, V.F. Bogdanov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 269–273.

УДК 636.4.033

К ВОПРОСУ ОБОСНОВАНИЯ ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ОЗОНАТОРА В СИСТЕМАХ ДЛЯ СОЗДАНИЯ МИКРОКЛИМАТА НА ФЕРМАХ

Творогов В.А.,
ФГБОУ ВО Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: приведены результаты теоретических исследований по обоснованию параметров озонатора для ферм и комплексов

Ключевые слова: озон, обеззараживание, приточно-вытяжная система.

ON THE ISSUE OF SUBSTANTIATION OF THE MAIN PARAMETERS OF THE OZONATOR IN SYSTEMS FOR CREATING A MICROCLIMATE ON FARMS

Abstract: the results of theoretical studies on the substantiation of the parameters of the ozonator for farms and complexes are presented

Keywords: ozone, disinfection, supply and exhaust system.

ВВЕДЕНИЕ

Высокая концентрация животных на единицу производственной площади предъявляет высокие требования к микроклимату в животноводческих помещениях. Для более полной реализации генетического потенциала животных и птицы, повышению естественной резистентности и профилактики заболеваний, увеличению ресурса эксплуатации ферм, комплексов и технологического оборудования необходимо поддерживать оптимальный микроклимат в производственных помещениях, достигаемый за счет соблюдения обоснованных значений формирующих его факторов среды, приведенные для каждой половозрастной группы животных в соответствующих нормах технологического проектирования животноводческих ферм и комплексов [1].

Примерно третья часть всей затрачиваемой энергии в животноводстве расходуется на микроклимат. Для создания приемлемого микроклимата ежегодно из животноводческих ферм и комплексов нужно удалить 166 млрд. м³ водяных паров, 39 млрд. м³ углекислого газа, 1,8 млрд. м³ аммиака, 700 тыс. м³ сероводорода, 82 тыс. т пыли, патогенную микрофлору, на что расходуется около 2 млрд. кВт-ч электроэнергии в год, на обогрев помещений дополнительно идет 1,8 млрд. кВт-ч, 0,6 млн. м³ природного газа, 1,3 млн. т жидкого и 1,7 млн. т твердого топлива. [2,6,7]. При этом загрязняется окружающая среда и ухудшается качество жизни людей, живущих в соседстве с крупными предприятиями [3,4].

Таким образом, разработка и создание энергоэффективных и экологических технологий, обеспечивающих эффективные способы снижения энергоемкости, средств очистки и обеззараживания удаляемого воздуха, для создания оптимального микроклимата на фермах и комплексах остается актуальной задачей.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

По энергоэффективности естественная вентиляция является самой экономной, но она малоэффективна при высокой концентрации животных и при высоких внешних температурах воздуха в летние и переходные периоды. В связи с этим животноводческие фермы и комплексы снабжаются приточно-вытяжным оборудованием, воздухообмен в которых в холодный период осуществляется с принудительной вентиляцией, в теплый период – смешанной. Возможны варианты с рекуперацией энергии.

Проведенный обзор систем для очистки и обеззараживания использованного воздуха животноводческими предприятиями [5] позволяет сделать следующие выводы:

– усложняется конструкция системы создания микроклимата;

– значительно увеличиваются расходы на поддержание оптимального микроклимата;

– отмечается низкая эффективность системы при эксплуатации в зимнее время из-за образования снежного наста и наледи в каналах для удаления отработанного воздуха, и т.д.

В связи с этим серийного производства эти системы не нашли. Для поддержания научно обоснованных параметров микроклимата в животноводческих помещениях широко используют механические системы вентиляции типа «Климат» и ПВУ, совмещенные с воздушным обогревом [5].

Решением поставленной задачи в данной работе является модернизация приточно-вытяжной установки ПВУ-6, снабженной секцией озонатора (рис. 1).

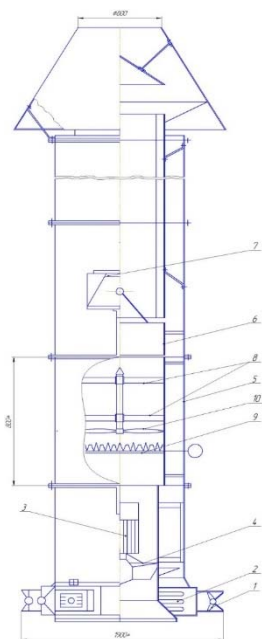


Рис. 1 – Усовершенствованная приточно-вытяжная установка

1 – шарнирные отражатели; 2 – нагревательные элементы; 3 – привод вентилятора; 4 – колесо вентилятора с двумя рядами лопастей;

5 – секция для озонирования воздуха; 6 – смесительная камера;

7 – электропривод рециркуляционных заслонок; 8 – опоры для вала привода крыльчатки; 9 – электрод-крыльчатка; 10 – электрод-диск.

Асептирование воздуха происходит при перемещении его в устройство крыльчаткой через плазму разряда между подвижными и неподвижными электродами, находящимся под напряжением [5]. Нужно отметить, что этот способ позволяет устранить болезнетворные бактерии, микробы, вредные запахи, а также выполняет дезинсекцию и дератизацию животноводческих

помещений. В зимний период закрытием рециркуляционных заслонок 7 можно озонированный воздух вернуть в помещение в смеси со свежим воздухом, что позволяет сэкономить энергию на подогрев.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Для проектирования озонирующего устройства необходимы определенные теоретические предпосылки. При такой конструкции озонатора основные параметры крыльчатки можно обосновать из условия преодоления момента кулоновских сил (сила зеркального отображения), возникающих при образовании коронного разряда, моментом сил, создаваемых напором воздуха о лопасти крыльчатки. Момент кулоновских сил относительно оси вращения подвижного электрода зависит от количества одновременно образуемых разрядов и расстояния их от центра вращения крыльчаток. Для нашего случая момент на валу крыльчатки должен быть определен и с учетом трения в подшипниковых узлах из следующего условия:

$$M_{\text{в}} = M(F_{\text{к}}) + M_{\text{тр}} = \sum F_{\text{к}i} R_i + M_{\text{тр}}, \quad (1)$$

где $F_{\text{к}i}$ – сила зеркального отображения на i -том электроде; R_i – расстояние от оси вращения до i -ого электрода; $M_{\text{тр}}$ – момент трения в подшипниках качения.

Причем, $F_{\text{к}i}$ можно определить из следующей зависимости:

$$F_{\text{к}i} = Q^2 / 4\pi\epsilon_0\epsilon (h_i)^2, \quad (2)$$

где Q – сила взаимодействия двух точечных разноименных зарядов; ϵ_0 – диэлектрическая проницаемость вакуума ($\epsilon_0=8,85*10^{-12}$ Ф/м); ϵ – диэлектрическая проницаемость среды ($\epsilon \geq 1$); h_i – расстояние между i -тым подвижным и неподвижным электродом.

Нужно отметить, что дополнительного привода крыльчатки нет. Момент на валу крыльчатки создается напором воздуха от работы двухрядного вентилятора приточно-вытяжной установки, который одновременно осуществляет приток свежего и отсос использованного воздуха.

В отличие от предыдущего технического решения [5], для обеспечения сохранности крыльчатки она изготавливается из озоностойкого диэлектрика, а подвижный электрод озонатора, выполненный из тугоплавкого трубчатого элемента, подвешивается на него. Неподвижный электрод выполнен в виде диска с множественными отверстиями, для прохода использованного воздуха, в промежутках которых устанавливаются конусообразные тугоплавкие элементы.

При подборе мощности озонирующего устройства будем исходить из нормативных требований Главного государственного санитарного врача РФ, указанных в Постановлении от 28.01.2021 N 212.1.007-76. Для обеспечения безвредного действия озона на человека и животных в расчетах примем его концентрацию равной $q=0,1$ мг/м³.

Для согласования производительности озонаторного отсека с производительностью модернизируемой установки ПВУ-6 необходимо учитывать его геометрические параметры, количество одновременно коронирующих электродов, расстояние между электродами. В первом прибли-

жении производительность озонатора Q_o можно определить из следующей зависимости, (мг/с):

$$Q_o = k * Z * h^2 * \pi * n, \quad (3)$$

где k – коэффициент пропорциональности, учитывающий удельный выход озона с одной пары электродов при повороте подвижного электрода на рад, мг/мм; Z – число игл коронирующего электрода, h – расстояние между подвижными и неподвижными электродами, мм; n – число оборотов крыльчатки, c^{-1} .

С другой стороны, с учетом нормативных требований и производительности ПВУ-6 можем составить уравнение баланса озона:

$$Q_o = q * Q_{ПВУ} / 3600, \quad (4)$$

где $Q_{ПВУ}$ – производительность приточно-вытяжной установки ПВУ-6, м³/ч.

Тогда, приравнивая правые части зависимостей 3 и 4 можно определить количество игл коронирующего электрода, задаваясь остальными параметрами:

$$Z = q * Q_{ПВУ} / (3600 * k * h^2 * \pi * n). \quad (5)$$

При радиальном расположении неподвижных электродов, с целью недопущения нерегулируемого образования коронного разряда, который может привести пожароопасному состоянию, большое значение имеет расстояние между электродами по радиусу и по дуге их расположения. Эти расстояния можно определить из условия полного разрыва коронного разряда между подвижным и неподвижным электродами при повороте подвижного электрода на определенный угол, который в свою очередь можно связать (h) расстоянием между ними при заданных электрических параметрах.

Нужно отметить, что удельный выход озона с одной пары электродов в свою очередь зависит от таких параметров как расстояние между электродами и силы тока коронного разряда.

Для определения силы тока коронного разряда с учетом среднего значения концентрации легких отрицательных ионов в помещении, можно воспользоваться приближенной формулой Н. М. Багирова [5]:

$$I_v = 0,44 \times 10^{-12} n_n^2, \quad (6)$$

где n_n – значение концентрации легких отрицательных ионов внутри помещения, выбираем из рекомендаций для каждой половозрастной группы животных.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведенные теоретические исследования позволяют правильно спроектировать и создать экспериментальный озонирующий отсек для приточно-вытяжной установки ПВУ-6 и могут являться основой для проектирования похожих объектов.

Для определения эффективных режимов получения озона при проектировании будем закладывать возможность регулирования таких параметров, как h – расстояние между подвижными и неподвижными электродами, Z – число игл коронирующего электрода, U – напряжение на электродах, I_v – силы тока коронного разряда.

ЛИТЕРАТУРА

1. ВНТП 2-96. Ведомственные нормы технологического проектирования свиноводческих предприятий. Дата актуализации текста 05.05.2017/Минсельхозпрод России, Москва-1998-Стр.82.
2. Ильин, И.В. энергосберегающая система вентиляции для животноводческих помещений/ Тракторы и сельскохозяйственные машины.- 2003.-№2.-С.21-24.
3. Страшная вонь в Чебоксарах – Запах с Юрмы <https://cheb.ru/zapah>.
4. Александров, А.С. Новая поточно-технологическая линия переработки навоза (статья)/ А.С. Александров, К.Н. Краснов, В.А. Творогов/ Молодая инновационная Чувашия: творчество и активность/ Сборник трудов XVIII Международной Открытой научной конференции молодежи и студентов Выпуск 16. – Чебоксары: Политех, 2021. – 146-149 стр.. ISBN 978-5-907246-44-7.
5. Творогов, В.А. Разработка озонатора воздуха для создания микроклимата на свиноводческих фермах// Творогов В.А., Сметанин В.А., Васильева В.В. – «МОЛОДЕЖЬ И ИННОВАЦИИ» Материалы XVIII Всероссийской научно-практической конференции молодых ученых, аспирантов и студентов г. Чебоксары, 17-18 марта 2022 года. С.400-403.
6. Mozgova, A. S. Test Results for Ventilation Units / A. S. Mozgova, T. V. Shchennikova // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering : International Science and Technology Conference (FarEastCon 2020) 6th-9th October 2020, Russky Island, Russia, Vladivostok, 28 января 2021 года. – Vladivostok: IOP Publishing, 2021. – P. 042049.
7. Русинова, Н. Г. Вопросы надежности систем создания микроклимата / Н. Г. Русинова, Н. А. Федоров // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020 : Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции, Чебоксары, 25–26 ноября 2020 года. – Чебоксары: Общество с ограниченной ответственностью «Издательский дом «Среда», 2020. – С. 304-310.

Сведения об авторах

Творогов В.А., канд. техн. наук, доц., ФГБОУ ВО Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия

Tvorogov V.A., Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia

Для цитирования:

Творогов В.А. К вопросу обоснования основных параметров озонатора в системах для создания микроклимата на фермах / В.А. Творогов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 274–278.

Citation:

Tvorogov V.A. On the issue of substantiation of the main parameters of the ozonator in systems for creating a microclimate on farms/ V.A. Tvorogov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 274–278.

УДК 658.26

АНАЛИЗ ПОТРЕБЛЕНИЯ ЭНЕРГОРЕСУРСОВ НА ПРИМЕРЕ БЮДЖЕТНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ

*Т.В. Щенникова,
Н.А. Федоров*

ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье рассмотрены проблемы использования существующих утвержденных в нормативных актах РФ методик расчета по определению расчетным способом количество потребляемой тепловой энергии. На примере бюджетного учреждения выполнен анализ расчетов по определению расчетных расходов тепла на отопление, вентиляцию и ГВС. Рассмотрены результаты таких расчетов, выполненные аккредитованными организациями в различные периоды. Показана значимость определения расходов тепловой энергии расчетным способом.

Ключевые слова: энергоресурсы, тепловая нагрузка, удельная отопительная характеристика, базовый показатель.

ANALYSIS OF ENERGY CONSUMPTION ON THE EXAMPLE OF BUDGET ORGANIZATIONS

Abstract: the article deals with the problems of using the existing methods of calculation approved in the regulatory acts of the Russian Federation to determine the amount of consumed thermal energy by calculation. On the example of a budgetary institution, an analysis of calculations was made to determine the estimated heat consumption for heating, ventilation and hot water. The results of such calculations performed by accredited organizations in different periods are considered. The importance of determining the cost of thermal energy by calculation is shown.

Keywords: energy resources, heat load, specific heating characteristic, basic indicator.

ВВЕДЕНИЕ

В связи с вступлением в силу 16.01.2019г. Федерального закона от 19.07.2018г. № 221-ФЗ О внесении изменений в Федеральный закон «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации» [1] проведение обязательных энергетических обследований отменено. После вступления в силу изменений вместо проведения энергоаудита имеется возможность проводить самообследование путем предоставления энергетических деклараций в специализированную государственную информационную систему ГИС «Энергоэффективность».

С учетом введения изменений учреждениями бюджетными имеется возможность не проводить энергетические обследования, а самостоятельно или

с привлечением сторонних не аккредитованных организаций предоставлять в Минэнерго России энергетические декларации. Не смотря на ведение административной ответственности за непредставление декларации о потреблении энергетических ресурсов, может ослабнуть контроль за энергоэффективностью руководителем бюджетной организации, что позволяет, по мнению авторов, не эффективно потреблять энергоресурсы оплачиваемые бюджетом. Поэтому остается открытым задача о применении, утвержденных законодательством РФ методик по определению расчетным способом количество потребляемой тепловой энергии. Задача возникает при необходимости сопоставления расчетных расходов тепловой энергии определенных расчетным способом с показаниями узлов учета потребляемых энергоресурсов (например, при досудебных или аналогичных проверках).

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В целом, требования Федерального закона [1] направлены на снижение объема энергопотребления бюджетными иными организациями, соответственно на повышение энергоэффективности. Требование закона предполагает на объекте потребления тепловой энергии наличие счетчика учета энергии, в том числе счетчика природного газа, для котельных являющимися источником тепловой энергии. Соответственно, расчет за потребленные энергоресурсы осуществляется на основании договорных отношений по показаниям узла учета или, в случае отсутствия узлов учета потребленной тепловой энергии или энергоресурсов, или их не функционированию по ряду причин (поверка, выход из строя), по утвержденным законодательством РФ методикам.

Согласно действующему ФЗ № 221 [1] статьи 13, п2, в случае отсутствия приборов учета энергоресурсов, а также при выходе из строя, утрате или по истечении срока эксплуатации приборов учета расчеты за потребленные энергоресурсы должны осуществляться с применением расчетных способов, которые установлены в соответствии с законодательством Российской Федерации. В соответствии с постановлением РФ от 18 ноября 2013 года N 1034 (с изменениями на 25 ноября 2021 года) [2], при отсутствии приборов учета или их неработоспособности определение количества тепловой энергии, расходуемого на отопление и вентиляцию, осуществляется расчетным путем и основывается на пересчете базового показателя в зависимости от измерению температуры наружного воздуха. Также в данном постановлении имеется ссылка на методику утвержденной Министерством строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ [3], по которой необходимо выполнять расчеты по определению количества тепловой энергии.

В пунктах 66 и 73 данной методики [3] определение количества тепловой энергии на отопление, вентиляцию и ГВС соответственно определяется с учетом базового показателя тепловой нагрузки, указанного в договоре и величиной тепловой нагрузки на ГВС в соответствии с договором. Таким образом, в документах [2,3] вводится понятие базового показателя, принимающего значение тепловой нагрузки, указанное в договоре теплоснабжения. Однозначно, базовый показатель тепловой нагрузки для вновь построенных зданий и сооружений можно определить на основании проектных данных, в которых такие сведения имеются. Величину базового показателя указывает потребитель в заявлении на заключение договора

теплоснабжения в соответствии с п.35 Правил организации теплоснабжения в РФ [4], значение показателя подтверждается технической или проектной документацией. Для старых зданий и сооружений зачастую такие сведения отсутствуют, поэтому и была необходимость выполнения в соответствии ФЗ 221 [1] энергетического обследования организаций и составления паспорта энергоэффективности, на основании которых можно было бы определять базовые показатели тепловой нагрузки. Но вопрос об определении базового показателя остается открытым даже при выполнении энергетического обследования. До вступления в силу приказа № 99/пр министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ от 17 марта 2014 г. [3] действовал МДС 41-5.2000 [5]. На основании данного документа можно было определить расчетные расходы Теловой энергии на нужды отопления вентиляции и ГВС с учетом удельной тепловой характеристики принимаемой справочно, из того же МДС 41-5.2000. Уже при введении данного нормативного документа предполагалось, что значение данного расчетного метода должно последовательно, при росте оснащённости объектов теплопотребления узлами учета уменьшаться. Об этом напрямую сказано в преамбуле МДС [5, 10, 11]. Таким образом, определение базового показателя и выполнение энергетического обследования для прогнозирования или сопоставления с фактическими данными потребления энергоресурсов с применением утверждённых на законодательном уровне нормативов для зданий «старой постройки» затруднено. Задачи анализа, прогнозирования и сопоставления (к примеру, при выполнении судебных экспертиз) все еще остаются, но законодательно ссылаться на нормативы, которые отменены, достаточно сложно.

Также необходимо заметить, что методики расчета нормативного потребления тепловой энергии, которые приведены в отменённом МДС [5], не могут отражать фактическое теплопотребление, т.к. не могут отражать фактическое состояние объектов теплоснабжения, в том числе и техническое состояние источника тепла, в случае, когда источником тепла может являться газовая отопительная котельная. Но эта методика расчета может использоваться для анализа или сопоставления. То же можно сказать и по отношению к СП 124.13330.2012 с изменениями на 2022 год [6], которые предполагают использование удельных тепловых характеристик зданий по приложению Б отнесенных к площади. Данные значения хоть и рассматриваются при разработке схем теплоснабжения, но удельные показатели здесь должны отражать значения близкие к действительным значениям для тех или иных категорий зданий соответствующего года постройки. Предполагается, что при анализе или планировании потребления тепловой энергии можно ориентироваться на данные значения.

Также хочется отметить на возможную не компетентность или заинтересованность некоторых организаций выполняющих энергоаудит, с вытекающими отсюда последствиями. При выполнении расчетов по определению расхода тепловой энергии даже на основании расчетных методов ранее законодательно утвержденных, может наблюдаться не обоснованное применение количественных и нормативных(удельных) показателей по видам тепловой нагрузки. Это приводит завышению расчетных величин потребления тепловой энергии, что соответственно приводит к обоснованному увеличению фактического потребления энергоресурсов и нецелевое его применение. В следующем разделе представлен такой пример.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Ниже представлен расчет по приведенной в [5] методике расчета потребности тепла на теплоснабжение и природного газа на газоснабжение котельной бюджетной организации и расчеты по энергетическим обследованиям выполненными аккредитованными организациями, в различные периоды года.

Характеристика объекта исследования. Тепловая энергия для объекта используется для нужд отопления и горячего водоснабжения. Источником тепла является собственная котельная с газопотребляющим оборудованием – котел газовый «КЧМ-5», в количестве 12 шт. Система теплоснабжения закрытая. Система отопления одноконтурная, горизонтальная. В качестве отопительных приборов используются радиаторы марки МС 140.

Район нахождения объекта исследования Чувашская республика, с. Калинино. Расчетная температура наружного воздуха для проектирования отопления согласно [7,8] $t_{н.р.о} = -32^{\circ}\text{C}$. Строительные объемы представлены в Таблице 1.

Таб. 1. Строительные объемы

Наименование здания	Объем здания, м ³	<i>m</i> , чел.
Учебный корпус	13918	165
Спальный корпус №1	3 379,0	80
Спальный корпус №2	2 621,0	60
Баня (в здании котельной)	200	140

2. Расчет потребления тепловой энергии по методике [5].

Результаты расчета по нагрузке на отопление и вентиляцию и основные выбранные параметры представлены в таблице 2.

Таб. 2. Расчет нормативной нагрузки зданий на отопление и вентиляцию помещений по МДС

Наименование здания	Объем здания, м ³	$q_{об}$, ккал/ч	$q_{вв}$, ккал/ч	$t_{н.р.о}$, °С	$t_{вв}$, °С	$t_{рв}$, °С	$Z_{рв}$, сут	$Q_{о.р.}$, Г кал/ч	$Q_{в.р.}$, Г кал/ч
Учебный корпус	13918	0,33	0,07	-32	20	-4,9	217	0,2532	0,0496
Спальный корпус №1	3 379	0,48	·	-32	22	-4,9	217	0,0918	·
Спальный корпус №2	2 621	0,52	·	-32	22	-4,9	217	0,0771	·
Баня (в здании котельной)	200	0,28	1,0	-32	25	-4,9	217	0,0033	0,0008

Материалы VI Международной (XII Всероссийской) конференции

Расчет нормативной нагрузки на горячее водоснабжение помещений по МДС представлен в таблице 3. Для расчета приняты нормы затрат воды на горячее водоснабжение абонента, л/ед. измерения в сутки в соответствии приложения 3 СНиП 2.04.01-85 [9] или табл. А.2 СП 30.13330.2020 [6], $a=2,7$ л/сут. для учебных корпусов школ-интернатов и $a=30$ л/сут. для спальных корпусов;

Таб. 3. Расчет нормативной нагрузки на горячее водоснабжение по МДС

Наименование здания	m , чел.	Объем здания, м ³	a , л/сут.	β	t_r , °С	$Z_{р.г.з.}$, сут.	$Q_{г.з.}$, Гкал/ч	$Q_{г.л.}$, Гкал/ч
Учебный корпус	165	13918	2,7	0,8	+60	217	0,0014	0,0011
Спальный корпус №1	80	3 379	30	0,8	+60	217	0,0076	0,0061
Спальный корпус №2	60	2 621	30	0,8	+60	217	0,0057	0,0046
Баня (в здании котельной)	140	200,0	100	0,8	+60	38	0,0443	0,0354

Расчеты по часовым и годовым расходам тепла приведены в таблице № 4, 5

Таб. 4. Расчетный часовой расход тепла

№ п/п	Наименование здания	Расчетный расход теплоты, Гкал/ч				Всего
		Отопление	Вентиляция	ГВС	Тех. нужды	
1	Учебный корпус	0,2532	0,0496	0,0014	-	0,3042
2	Спальный корпус №1	0,0918	-	0,0076	-	0,0994
3	Спальный корпус №2	0,0771	-	0,0057	-	0,0828
4	Баня (в здании котельной)	0,0033	0,0008	0,0443	-	0,0484
	ИТОГО	0,4254	0,0504	0,0590	-	0,5348

Таб. 5. Расчетный годовой расход тепла

№ п/п	Наименование здания	Годовой расход теплоты, Гкал				Всего
		Отопление	Вентиляция	ГВС	Тех. нужды	
1	Учебный корпус	631,43	61,91	6,49	-	699,83
2	Спальный корпус №1	238,07	-	52,46	-	290,53

3	Спальный корпус №2	200,05	-	39,35	-	239,40
4	Баня (в здании котельной)	8,97	1,07	16,82	-	26,86
ИТОГО		1078,5	62,98	115,13	-	1256,6

2. Данные по результатам энергетического обследования 2011 г.

Исходные данные на основании энергетического исследования:
 $T_{нар} = -32^{\circ}\text{C}$; $n = 304$ суток; $T_{ср} = -5,4^{\circ}\text{C}$ (СНиП 23-01-99); $a = 80,5$ л/сут. [9].
 Результаты расчета представлены в таблице 6, 7.

Таб. 6. Расчет нормативной нагрузки на отопление.

Наименование здания	Средняя скорость ветра w , м/с	$K_{л.р.}$	$V_{зд.}$, м ³	$q_{от}$	$T_{вн.}$, °C	$T_{нар.}$, °C	$T_{ср.}$, °C	$Q_{макс.от.}$, Гкал/час	Q_0 , Гкал	q
Учебный корпус	5	0.08	16108	033	18	-32	-5.4	0382	961.36	0.41
Спальный корпус №1	5	0.07	3379	0.39	20	-32	-5.4	0.072	255.75	0.47
Спальный корпус №2	5	0.07	2621	0.39	20	-32	-5.4	0.056	198.41	0.48
Итого									1415.51	

Таб. 7. Расчет расходов тепла на ГВС.

период ОВ	m	a	B	$T_{нор}$	$T_{х.зим.}$	$T_{х.лет.}$	$Q_{ср.зим.}$, Гкал/час	$Q_{ср.лет.}$, Гкал/час	$Q_{ГВС}$, Гкал/год
304	265	80.5	0.8	55	5	15	0.0533313	0.0014222	391.18685

Анализ выполненных расчетов показал, что в этом расчете приняты завышенные значения количества дней отопительного периода, в расчете не учитывалась нагрузка на вентиляцию.

3. Данные по результатам энергетического обследования 2017 г.

Исходные данные на основании энергетического исследования:
 $T_{нар} = -32^{\circ}\text{C}$; $n = 217$ сут. ; $T_{ср} = -4,9^{\circ}\text{C}$; Для спального корпуса: $a = 40$ л/сут.;
 Для учебного корпуса: $a = 8$ л/сут. [6]. Результаты представлены в таблице 8.

Таб. 8. Потребность в теплоэнергии.

№ п/п	Наименование здания	Вид потребности	Максимальная расчетная тепловая нагрузка, Гкал/час	Годовая потребность в тепле, Гкал/год	Покрытие потребности в тепле, Гкал/год
1	Спальный корпус №1	отопление	0.093	233.720	233.720
		вентиляция	0.000	0.000	0.000

Материалы VI Международной (XII Всероссийской) конференции

		ГВС	0.024	64.176	64.176
2	Спальный корпус №2	отопление	0.076	192.390	192.390
		вентиляция	0.000	0.000	0.000
		ГВС	0.019	127.260	127.260
3	Учебный корпус	отопление	0.238	545.197	545.1'7
		вентиляция	0.046	43.806	43.806
		ГВС	0.010	5.878	5.878
4	Баня в здании котельной	отопление	0.003	9.477	9.477
		вентиляция	0.000	12.821	12.821
		ГВС	0.022	4.229	4.229

Анализ выполненных расчетов показал, что в этом расчете приняты завышенные значения расхода воды на одного человека в сутки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Законодательные акты РФ в области Энергосбережения ушли от применения такого понятия как удельная отопительная характеристика, с ведением понятия базового показателя, который не определяется на законодательном уровне расчетным способом, что приводит к осложнению обоснованности расчетов планирования, сопоставления потребления тепловых и энергоресурсов. ФЗ [1] однозначно требует установку узлов учета энергоносителей, что в принципе и правильно, но расчетные методы позволяют выполнять анализ эффективности энергопотребления, позволят правильно определить значение базового показателя для включения его в договор поставки энергоресурсов, чтобы не было разногласий между поставщиком услуг и потребителем в случае отказа в работе приборов учета. Необходимо на законодательном уровне закрепить методику по определению расходов потребления тепловой энергии. На такую методику утвержденную законодательством можно будет ссылаться при выполнении сопоставимого анализа потребления энергоресурсов в бюджетных организациях, где зачастую у руководителей нет мотивации в энергосберегающих мероприятиях, соответственно возникает возможность и нецелевого использования энергоресурсов, к примеру, увеличенного фактического потребления горячей воды.

ЛИТЕРАТУРА

1. Федеральный закон от 19.07.2018г. № 221-ФЗ О внесении изменений в Федеральный закон «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации» постановлением РФ от 18 ноября 2013 года N 1034 (с изменениями на 25 ноября 2021 года);
2. Постановление Правительства РФ от 18.11.2013 N 1034 (ред. от 25.11.2021) "О коммерческом учете тепловой энергии, теплоносителя";
3. Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ от 17 марта 2014 г. N 99/пр "Об утверждении Методики осуществления коммерческого учета тепловой энергии, теплоносителя";
4. Постановление Правительства РФ от 8 августа 2012 г. N 808 "Об организации теплоснабжения в Российской Федерации и о внесении

изменений в некоторые акты Правительства Российской Федерации" (с изменениями и дополнениями);

5. МДС 41.4.2000 «Методика определения количеств тепловой энергии и теплоносителя в водяных системах коммунального теплоснабжения»;

6. Свод правил СП 124.13330.2012 "СНиП 41-02-2003. Тепловые сети". Актуализированная редакция СНиП 41-02-2003 (утв. приказом Министерства регионального развития РФ от 30 июня 2012 г. № 280) (с изменениями и дополнениями);

7. СП 131.13330.2011 Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* «Строительная климатология»;

8. СП 131.13330.2018 «Строительная климатология»;

9. СНиП 2.04.01-85 Внутренний водопровод и канализация зданий.

10. Скребков, Г. П. Смена режимов движения в каналах с разной формой сечения / Г. П. Скребков, Т. В. Щенникова // Региональная энергетика и электротехника: проблемы и решения : сборник научных трудов / Министерство образования и науки Российской Федерации, Федеральное агентство по образованию, Федеральное государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Чувашский государственный университет им. И. Н. Ульянова" ; А. Н. Ильгачев – отв. ред.. – Чебоксары : Издательство Чувашского университета, 2009. – С. 167-175.

11. Русинова, Н. Г. Разнообразие видов когенерационных установок мини-ТЭЦ / Н. Г. Русинова, А. А. Карташова // Вестник КИГИТ. – 2012. – № 2(20). – С. 60-66.

Сведения об авторах

Щенникова Татьяна Владимировна, старший преподаватель кафедры Теплотехники и гидравлики ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия

Федоров Николай Анфимович, старший преподаватель кафедры Теплотехники и гидравлики ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия

Shchennikova Tatyana Vladimirovna, Senior Lecturer of the Department of Heat Engineering and Hydraulics I.N. Ulyanova, Cheboksary, Russia

Fedorov Nikolai Anfimovich, Senior Lecturer of the Department of Heat Engineering and Hydraulics I.N. Ulyanova, Cheboksary, Russia

Для цитирования:

Щенникова Т.В. Анализ потребления энергоресурсов на примере бюджетных организаций/ Т.В. Щенникова, Н.А. Федоров // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 279–286.

Citation:

Schennikova T.V. Analysis of energy consumption on the example of budget organizations/ T.V. Schennikova, N.A. Fedorov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 279–286.

УДК 330.341.42:343.37

СТРУКТУРА И РОЛЬ «ТЕНЕВОЙ» ЭКОНОМИКИ В ОБЩЕСТВЕ

*А.П. Яковлев,
Е.Е. Степанова*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Ф.Н. Емельянова
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье рассматриваются: Понятие «теневой» экономики. Структура теневой экономики. Факторы роста «теневой» экономики. Цена преступности."Последствия «теневой» экономики.

Ключевые слова: преступность, «теневая экономика».

THE STRUCTURE AND ROLE OF THE "SHADOW" ECONOMY IN SOCIETY

Abstract: the article deals with: The concept of "shadow" economy. The structure of the shadow economy. Growth factors of the "shadow" economy. The Price of Crime"Consequences of the "shadow" economy.

Keywords: crime, "shadow economy"!

ВВЕДЕНИЕ

За последние годы все большие масштабы приобретают формы преступности, которые связаны с экономическими причинами, «теневой», незаконной экономикой, легализацией незаконных доходов.

«Теневая» экономика – не контролируемые обществом производство, распределение, обмен и потребление товарно-материальных ценностей и услуг, т.е. скрывающиеся от органов государственного управления и ответственности социально-экономические отношения между отдельными гражданами, социальными группами по использованию государственной собственности в корыстных личных или групповых интересах.

Теневая экономика представляет интерес, прежде всего с точки зрения всего влияния на протекание большинства обычных, нормальных, экономических явлений процессов: формирование и распределение дохода, торговли, инвестирования и экономического роста в целом. Современные масштабы теневой экономической деятельности, размеры причиняемого экономическими преступлениями ущерба, проникновение организованной преступности в хозяйственную и финансовую сферы, а также коррумпированность органов власти и управления всех уровней позволяют говорить о том, что экономическая преступность стала фактором, не только влияющим на все социально экономические процессы в обществе, но и

представляющим для них реальную угрозу, в первую очередь – экономической безопасности страны.

Экономическая безопасность – это, прежде всего, защита национальных интересов от внешних и внутренних угроз в экономической сфере.

МВФ, Мировой банк и большинство экспертов сходятся на том, что теневая экономика в мире, включающая незаконную, скрытую и коррупционную, составляет в настоящее время около 25% мирового ВВП или 9 трлн. долл., из них скрытая экономика примерно 6,0-6,5 трлн. дол. Годовой оборот незаконной экономики приближается к 1 трлн. долл., из них на первом месте наркобизнес, превышающий 5-% в общих доходах преступных группировок. Годовой оборот наркобизнеса составляет примерно 500 млрд. дол., а прибыль превышает 200 млрд. дол. в год. На втором месте – хищения товаров и контрабанда, составляющие по 85 от нелегального оборота или примерно по 80 млрд. дол. Нелегальная проституция оценивается оценивается в 60 млрд. долл. (6%). Незаконные азартные игры дают около 50 млрд. долл., а нелегальная торговля оружием – 40 млрд. долл.

Коррупционная экономика по своим масштабам немногим уступает незаконной. По данным мирового банка она также может быть оценена в 1 трлн.дол. в год, из них около 400 млрд. дол. Приходится на взятки при распределении государственных заказов".

Все три сектора теневой экономики легализуют незаконно полученные доходы. По данным ФАТФ, скорректированным в соответствии с ростом мирового ВВП, общая сумма легализации превышает 3 трлн. долл. в год.

Опасной тенденцией современной преступности является стремление криминальных структур проникнуть и закрепиться в экономике и политике. Борясь за контроль над прибыльными сферами экономической деятельности и территориями, преступная сфера вовлекает в свои сети государственный аппарат, проникает в структуры власти и управления. В ряде случаев она является истинным хозяином той или иной сферы или территории. Особо опасным проявлением последних лет стала криминализация политической и даже правящей элиты, которая пользуется неприкосновенностью.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Цель исследования – изучение сущности, состава и роли экономической преступности в современной России.

Объект исследования – Россия в целом.

Информационная база исследования – архивные, отчетные Госкомстата России и ЧР и приводимые в периодической печати данные.

Понятие «теневой» экономики. Распространенные понятия "теневая", "скрытая", "неформальная", "нелегальная", "преступная экономика" не получили пока однозначного толкования в экономической науке. В специальной литературе и публицистике среди вышеназванных терминов лидирует словосочетание «теневая экономика».

В российской правовой системе отсутствует общепринятое определение понятия "теневая экономика", поэтому каждый исследователь может трактовать его по-своему. Широко используются термины "криминальная", "подпольная", "черная", "серая", "вторая", "незаконная", "параллель-

ная", "неофициальная", "деструктивная", неучтенная" экономика, которые по смыслу близки к теневой экономике, однако не являются ее синонимами.

Первые упоминания о теневой экономике можно встретить в американских экономических исследованиях 1930-х гг. В период «сухого закона» теневая экономика в современном понимании и коррупция уже приняли угрожающий размах, но общественное внимание было отвлечено от них иными, куда более грозными событиями. Только в 70-е гг. XX в. общественный и научный интерес к теневым явлениям проявился вновь. В работе П. Гутманна (США) "Подпольная экономика" (1977 г.) впервые был дан анализ роли и масштабов теневой экономики.

В 1980-е гг. проблемы теневой экономики вышли на передний план. В 1983 г. в Белефелде (Германия) была проведена первая международная конференция по этой тематике. В 1991 г. в Женеве состоялась конференция европейских статистиков, посвященная скрытой и неформальной экономике. По ее материалам опубликовано специальное руководство по статистике теневой экономики к странам с рыночной системой хозяйствования. В 1996 г. на совместном заседании ЕЭК ООН, Евростат и ОЭСР впервые была предложена методика оценки масштабов теневой экономики.

В последнее десятилетие теневая экономика превратилась в одну из глобальных проблем мирового сообщества, многие аспекты которой (мировой наркобизнес, отмывание "грязных" денег, коррупция государственных органов, киберпреступность и т. п.) стали предметом обсуждения на многочисленных международных форумах.

Глобальный характер теневой экономики требует таких же усилий со стороны мирового сообщества. Международное признание получила идея необходимости государственного вмешательства в сферу теневого бизнеса с целью предотвращения криминализации экономики. Межгосударственное сотрудничество и координация борьбы с экономической преступностью стали важным звеном в системе международных отношений.

В отечественной экономической науке интерес к проблемам теневой экономики возник в 1980-е гг. В период перестройки стимулировались исследования, направленные на выявление деформаций социалистической экономики.

Характерной чертой и существенным недостатком дискуссии по теневой экономике в конце 80-х – начале 90-х гг. прошлого века было то, что она в значительной степени носила политико-публицистический характер. В 90-е гг. российские и зарубежные исследователи постепенно пришли к общему пониманию большинства связанных с теневой экономикой проблем, хотя, естественно, сохранилась множественность позиций по этому вопросу.

Во второй половине 1990-х – начале 2000-х гг. появился ряд интересных работ отечественных ученых по проблемам теневой экономики. Были предприняты серьезные усилия в раскрытии основных причин теневой экономики в России (см. работы С.П. Глинкиной)". Серьезному анализу подвергнуты механизмы теневых операций (уход от налогов, финансовые махинации, отмывание денег и т. п.); (работы Д.Г. Макарова, А.А. Яковлева, Г.Б. Клейнер)². Проведены исследования теневых операций в отдельных секторах экономики, например, в кредитно-финансовой сфере

(работы В.Д. Ларичева, В.В. Вяткина, Р.С. Сатуева, Д.А. Шраер и др.). Была довольно детально изучена проблема коррупции (работы М.Е. Тарасова, В.В. Радаева, С.П. Глинкиной, С.В. Максимова, М.И. Дзилиева).

С начала 2000 гг. появились работы по противодействию легализации незаконных доходов.

Структура теневой экономики. Теневая деятельность может быть представлена как совокупность теневых операций. Часть экономической системы, основанную на незаконных операциях, как и В.Н. Мельников и А.Г. Мовсесян мы будем называть незаконной. Другими словами, под незаконной экономикой подразумевается экономическая деятельность, в основе которой лежат прямо запрещенные законом операции. Другая часть экономики считается легальной.

Теневые операции могут иметь место как в незаконной, так и в легальной части экономической системы.

К операциям относятся, прежде всего, сделки (транзакции), и также учетные, расчетные, информационные, организационные и коммуникативные действия. Операцию можно назвать теневой, если она включена в схему, в которую входит хотя бы одна незаконная операция. При этом незаконность операции определяется исключительно в соответствии с действующим в данной стране законодательством, включающим принятые международные нормы. Таким образом, теневые операции могут быть незаконными сами по себе или входить в состав теневых схем.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Таким образом, теневая экономика включает в себя незаконную или криминальную экономику (названные авторы употребляют термины "незаконный", "нелегальный" и "криминальный" как синонимы).

Незаконная экономика охватывает операции следующих видов:

- операции, направленные на экономическое обеспечение террористической и антиконституционной деятельности;
- операции с товарами, производство, использование и оборот которых законодательно запрещены или ограничены: наркоторговля, работорговля и торговля заложниками, торговля человеческими органами, производство и использование фальшивых денег, незаконная торговля оружием и т. д.;
- предоставление незаконных услуг (проституция, мошенничество и т. д.);
- уголовный промысел, в рамках которого криминальные доходы извлекаются путем совершения традиционных уголовных преступлений (профессиональная преступность);
- сфера услуг, связанных с применением или угрозой применения насилия в экономических отношениях (заказные убийства, рэкет и т. д.); цель данного вида деятельности – силовое обеспечение функционирования криминальной экономики, подавление конкуренции и социального контроля насильственными методами, посредством совершения общеуголовных преступлений;
- сфера создания, толкования, применения, исполнения теневых (неформальных) норм, регулирующих сферу криминальной экономической деятельности ("разборки по понятиям", "выбивание долгов" и т. д.).

Отметим, что многие экономисты считают, что включение в состав теневой экономики нелегальной экономической деятельности (наркотики, проституция и т. п.), а также неэкономических видов деятельности (рэкет, грабежи, печатание фальшивых денег и др.) нецелесообразно.

На наш взгляд, вызывает сомнение включение в состав теневой экономики работоторговли и торговли заложниками, торговли человеческими органами. Эти виды преступления нами рассматриваются в разделе «Преступления против личности».

Система национальных счетов делает четкое различие между сделками, которые осуществляются с общего согласия покупателей и продавцов (например, продажа наркотиков, краденых товаров) и включаются в границы производства, и другими видами деятельности, которые не входят в границы производства, когда сделки производятся без взаимного согласия (например, вымогательство, кража). Можно назвать достаточно большое число операций с финансовыми и нефинансовыми активами, которые не являются по сути своей экономическими.

Например, подделка банковских документов является по существу кражей денег и не может быть квалифицирована как производство какого-либо товара или оказание услуги. Рэкет с определенной степенью условности можно принять как своеобразную "услугу", но он не основан на принципе добровольности, поэтому его также нельзя относить к экономическим операциям. Эти операции не учитываются при расчете макроэкономических показателей и не влияют на их величину.

Поскольку законы могут меняться, границы незаконной экономики также находятся в движении. Так, с принятием закона о разрешении продажи оружия частным лицам часть этого бизнеса перешла быть нелегальной и перешла в официальный легальный сектор экономики.

В нормальной легальной экономике могут осуществляться следующие 3 группы теневых операций:

1) незаконные экономические отношения в сфере легальной экономической деятельности (экономическая преступность);

2) сфера нелегального бизнеса, связанного с производством, реализацией и потреблением нормальных товаров и услуг без лицензии и специального разрешения;

3) разрешенная законом деятельность, которая официально не показывается или приуменьшается осуществляющими ее субъектами в целях уклонения от уплаты налогов или от выполнения определенных законом обязательств;

4) сфера нелегальной занятости (незаконный найм незарегистрированных мигрантов, оплата "в конвертах" и т. д.);

5) незаконные экономические операции в сфере политического рынка, политической деятельности (подкуп, незаконные формы лоббирования и т. д.);

6) коррупционные операции в системе государственной и муниципальной службы в связи с осуществлением экономической деятельности, принятием и исполнением экономически значимых решений.

Эту часть теневой экономики будем условно называть легальной или скрытой теневой экономикой. В легальной теневой экономике довольно четко выделяются три основные части: преступления в сфере экономической деятельности (п. 1 и 2); экономика уклонения от налогов (п. 3 и 4) и коррупционная экономика (п. 5 и 6).

Факторы роста «теневой» экономики. Существует точка зрения, что реформы 1990-х гг. являются экономическим «послесловием» к глубинным процессам роста теневой криминальной экономики в России, происходившим в годы застоя. Однако реформы лишь высвободили присутствующие теневые экономики автономные механизмы регулирования, связанные, прежде всего, с насилием.

Доходы, которые контрагенты теневой экономики получали в системе административного распределения ресурсов, были весьма значительны: 31,8 млрд. руб. в 1975 г., 52,5 млрд. руб. в 1980г.; 74,3 млрд. руб. в 1985г. Соответственно по отношению к фонду оплаты труда в СССР эти доходы составили: 13,8%, 17,9%; 21,1%.

Переход от системы административного распределения ресурсов к рыночному механизму развития означает изменение динамики номинальных показателей. В переходный период существовала точка зрения, согласно которой наличие теневой экономики – прямое следствие подавляющей нормальной хозяйственной жизни административной системы управления, с устранением которой и переходом к рыночному хозяйствованию запрещенные и потому не регистрируемые сделки неизбежно легализуются и выйдут из "тени" в "свет".

Подобные надежды не оправдались. Наоборот, переход способствовал росту сферы "агрессивной координации", когда сделки заключаются под влиянием силы, минуя мораль и закон.

Мировой опыт свидетельствует о том, что выйти из ловушки тотальной криминализации социально-экономических отношений довольно трудно. Анализ причин происходящего приводит, к сожалению, к лидирующей роли государства. Далее приведем некоторые доказательства этого.

В 1992 г. государство начало с того, что фактически ликвидировало накопления граждан. При спровоцированной гиперинфляции практически не было предпринято никаких мер для того, чтобы сохранить трудовые сбережения десятков миллионов людей в сберегательных банках. Параллельно произошла очень серьезная криминализация финансового сектора. В том же году Центробанк России распределял в условиях высокой инфляции кредиты под высокий отрицательный процент, и те, кто стоял "у кормушки", получили колоссальные доходы.

В конце 1993 г. произошло свертывание демократических институтов контроля власти над обществом. И после этого началась легализация криминальной деятельности. Если раньше деньги из бюджета воровали преимущественно в нелегальных формах, то, начиная с осени 1993 г., правительственные структуры пошли по пути легального предоставления незаконных льгот «придворным» коммерческим структурам. Известные примеры свидетельствуют о том, что в денежно-бюджетной сфере легализация криминальных отношений -факт свершившийся.

Денежная политика 1994 г. привела к тому, что существенная часть хозяйственных отношений постепенно трансформировалась и перешла в теневой сектор. Искусственно вызванный кризис ликвидности в расчетах в реальном секторе экономики привел к тому, что предприятия стали широко практиковать бартер и расчеты наличными и, естественно, уходить от налогов.

В общем, даже этот небольшой анализ показывает, что именно государству и государственной политике мы обязаны тем, что отечественная экономическая система погрузилась в «квазиколумбийское» состояние: в 1995 г. фактически уже сформировались механизмы его устойчивого самовоспроизводства.

Формирование устойчиво воспроизводящейся системы высококриминализованных экономических отношений, характеризуется рядом признаков: огромный вес теневого сектора; огромная роль неформальных и внеправовых отношений. Колоссальные проблемы – почти тотальная коррумпированность госаппарата; низкая роль права и судебной системы, ее подчиненность административному аппарату и теневому капиталу.

"Цена преступности". Одним из основных показателей, характеризующих преступность, следует назвать ее последствия. Иначе его стали называть (этот термин ранее употреблялся в других странах) – "цена преступности". В нее входят: имущественный, моральный, физический и иной вред, причиняемый преступлениями общественным отношениям, а также все затраты общества на борьбу с этим социально-негативным явлением. Пока в России они фактически почти не составляются (кроме отдельных исследований по сопоставлению с зарубежными аналогами) и открыто не публикуются, отсюда соответственно и вытекающие последствия.

Более подробно этот вопрос рассмотрен польскими криминологами Бруноном Хольстом и Лернеллем. Они подчеркивают, что преступление имеет экономические и социальные последствия. Экономические последствия можно выразить в определенной стоимости. Социальные последствия денежной оценке не подлежат. Все экономические последствия Б. Хольст классифицирует, выделяя:

- ущерб, прямо или косвенно причиненный преступной деятельностью и особенно имущественными преступлениями;
- упущенную материальную выгоду;
- расходы, связанные с содержанием правоохранительных органов, включая расходы на борьбу с криминогенными явлениями и их предупреждение;
- затраты на ликвидацию последствий уже совершенных преступлений.

Лернелль понимает под социальными последствиями "те отрицательные последствия преступности, которые, во-первых, не затрагивают индивида непосредственно, но затрудняют жизнь в обществе и, во-вторых, состоят в уничтожении таких ценностей, которые не поддаются материальной оценке".

Последствия, имеющие сопоставимое во времени денежное выражение, можно назвать экономическим термином – ущерб или издержки.

Под ущербом понимается финансовая и учетная мера уменьшения имущественной субстанции. В каждом конкретном случае ущерб подсчитывается по-разному. Например, имеет место преступное уничтожение каких-либо материальных ценностей, предназначенных для перепродажи. Причиненный уничтожением ущерб охватывает два момента: цену покупки, доставки, хранения, сырья (собственные расходы) и утрату ожидаемой прибыли.

Издержки – это затраты человеческого труда, имеющего своей непосредственной либо отдаленной целью решение определенной задачи

(Расходы, которые несет общество: связанные с работой сотрудников МВД, ФСБ, Прокуратуры, некоторых структур ФПС и даже МО, которое не является правоохранительным органом, в части профилактической деятельности, выявления преступников, расследования преступлений и исполнения наказаний).

Экономические последствия выступают на двух уровнях макро – (речь идет об экономических последствиях преступных деяний либо иных явлений в масштабе государства) и микроэкономическом – (отрицательные последствия могут проявиться, например, в семье пострадавшего).

На первый взгляд, вопрос о цене преступности кажется простым, однако, только на первый взгляд. Основные дискуссии учеными ведутся по трем аспектам проблемы цены преступности: виды и размеры негативных последствий преступности, методы их правильной оценки и меры ослабления экономических и социальных последствий. Что касается последних, то их трудно оценить в денежном выражении.

Последствия «теневой» экономики. «Теневая» экономика безусловно имеет негативные последствия. В переходный период одним из следствий является формирование соответствующей олигархии, присваивающей связанные с монополизмом колоссальные доходы, и вместе с тем – обнищание огромной части населения.

Второе следствие – деградация бюджетной системы (на которой эти клановые структуры паразитируют, используя такой главный источник сверхдоходов, как манипулирование с бюджетными ресурсами и государственной собственностью), рост государственного долга как вынужденное в подобных условиях средство решения финансовых проблем в обществе. А с этим, как и с отмеченными выше моментами, сопряжено сужение реального сектора экономики, разорение значительной части предприятий (согласно имеющимся оценкам, до двух их третей в реальном секторе не имеют шансов выжить в сложившейся экономической ситуации, а не менее трети уже фактически находятся в состоянии банкротств).

Третье следствие – перераспределение национального дохода в пользу паразитического потребления. Мы видим, как оно растет у рассматриваемой элитной группы, включая «подставное» потребление, связанное с развращением охранных и других структур, обслуживающих кланы, тогда как народно-хозяйственные сферы, обеспечивающие благосостояние большей части населения (индустрия народного потребления, здравоохранение, образование и т.п.), пришли в упадок.

Четвертое следствие – пресловутая утечка российских капиталов за границу: ежегодно из России вывозится за рубеж до 20 млрд. долл., по другим данным – около 60 млрд. долл. Вся эта система и сегодня устойчиво воспроизводится, причем главный механизм ее воспроизводства связан с тем, что сформировавшиеся кланы фактически доминируют в принятии общегосударственных экономико-политических решений и обладают абсолютной конкурентоспособностью в сравнении с любыми другими хозяйственными субъектами.

О том, что практически вся мощь госаппарата подчиняется интересам отмеченных кланов, свидетельствует правительственная денежно-кредитная политика, а также приватизационная политика, которая явно делалась по заказу конкретных коммерческих структур. В этой ситуации весь

бюджет был направлен на обслуживание соответствующих интересов. На полные обороты были запущены механизмы казнокрадства, не только скрытого, но и легального.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В ходе реформ был фактически ликвидирован механизм контроля власти со стороны общества. По мнению ученых, ни парламент, ни общественные организации не контролируют сегодня не только Правительство РФ в целом или Банк России, но и отдельные структуры исполнительной власти, скажем, Министерство финансов или Госкомимущество. Практически все эти государственные институты превратились в «государства в государстве». Например, на сегодняшний день, к сожалению, нельзя дать ни достоверной оценки финансовой политики, финансовых ресурсов, так как Минфин РФ скрывает многие данные, ни выяснить объем приватизационной собственности. К тому же и в случаях вскрытия серьезных злоупотреблений властью никаких санкций не применяется. Все это способствует распределению собственности и бюджетных денег криминальными структурами. При этом колоссальным монопольным преимуществом обладают те кланы, которые в нем участвуют.

«Проедание» фондов предприятий. В 1992 г., когда руководители предприятий требовали от российского правительства индексации оборотных средств, на многих из них имелись значительные запасы сырья и материалов, оставшиеся в наследство от административной системы распределения ресурсов. Эти запасы товарно-материальных ценностей составляли большие трети валового общественного продукта СССР в 1991 г., и торговля ими, в том числе вывоз за рубеж, осуществлялась весьма бойко. Фактически имело место массовое "проедание" предприятиями их оборотных средств, а сегодняшняя "стабилизация" – это "проедание" уже средств основных. Регистрируемый ныне уровень деловой активности не позволяет большинству предприятий промышленности, строительства и транспорта хотя бы сохранять имеющиеся производственные мощности.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. Угланов – д.ю.н., начальник Академии экономической безопасности МВД РФ// Аргументы недели, 2008, №9.
2. Глинкина СП. Коррупция в России: Причины, масштабы, качественные изменения//Восток. 2000.
3. Макаров Д.Г. Экономические и правовые аспекты теневой экономики в России// Вопросы экономики. 1998.
4. Экономическая безопасность России. Вып. 1. М.: Юридическая литература, 1994.
5. Вардомский Л.Б, Матвеев В.А.Кластерный метод как инструмент обоснования развития проблемного региона. М. 2008.
6. Алиев В.М., Аминов Д.И. ЮНИТИ-ДАНА, Закон и право, 2007
7. Мельников В.Н., Мовсесян А.Г. Противодействие легализации незаконных доходов. – М.:МЦФЭР, 2007.
8. Мельников В.Н., Мовсесян А.Г. Противодействие легализации незаконных доходов.

Сведения об авторах

Яковлев Алексей Петрович – кандидат экономических наук, действительный член (академик) МАИ при ООН, доцент кафедры строительных технологий, геотехники и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», Россия, Чебоксары.

Емельянова Феодосия Николаевна – кандидат экономических наук, профессор, действительный член (академик) Российской академии социальных наук.

Степанова Елизавета Евгеньевна – магистрант строительного факультета ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (email: stepanova_885@mail.ru)

Yakovlev Aleksey Petrovich – candidate of economic sciences, assistant professor of Construction Technologies, Geotechnics and Construction Economics Department of the Faculty of Construction of the I.N.Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia.

Feodosia Nikolaevna Yemelyanova – Candidate of Economic Sciences, Professor, full member (academician) of the Russian Academy of Social Sciences.

Stepanova Elizaveta Evgenyevna – master's student of the Faculty of Construction of the I.N.Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, (email: stepanova_885@mail.ru)

Для цитирования:

Яковлев А.П. Структура и роль «теневой» экономики в обществе / А.П. Яковлев, Ф.Н. Емельянова, Е.Е. Степанова // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 287–296.

Citation:

Yakovlev A.P. Structure and role of the "shadow" economy in society / A.P. Yakovlev, F.N. Emelyanova, E.E. Stepanova // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 287–296.

УДК 332.1:330.341.1

ИННОВАЦИИ КАК СТРАТЕГИЧЕСКАЯ ПЕРСПЕКТИВА РЕГИОНАЛЬНОГО РАЗВИТИЯ

**А.П. Яковлев,
Е.Е. Степанова**
ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Ф.Н. Емельянова
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье рассматривается связь инноваций как стратегической перспективы регионального развития и инвестиций. Инновации без инвестиций нереальны: результаты научно-технического поиска, возможности технологического прорыва остаются нереализованными, что ведет к тому же результату – падению конкурентоспособности товаров и услуг, вытеснению их из внутреннего и внешнего рынков. Поэтому инвестиционная и инновационная политика государства, регионов и корпораций должны разрабатываться, осуществляться и оцениваться взаимосвязано, совместно, так как только при таком единстве они в состоянии принести необходимый эффект предприятию, региону и стране.*

***Ключевые слова:** инновации, инвестиции, региональная политика, региональное развитие, кластеры, научно-технический прогресс, инновационная деятельность.*

INNOVATIONS AS A STRATEGIC PERSPECTIVE OF THE REGIONAL DEVELOPMENT

***Abstract:** in this article is discussed the connection of innovations as a strategic perspective of the regional development and investments. Innovations without investments are impossible: the results of scientific-technical search, possibility of the technological breakthrough are unrealized, that can lead to the fall of competitiveness of services and goods, exclusion them from the internal and external markets. That is why investment and innovative policies of the government, the regions and corporations should be developed, to be carried and evaluated in common, because only this way they are able to bring essential effect to the country, regions and enterprises.*

***Keywords:** innovations, investments, regional politics, regional development, clusters, scientific and technical progress, innovative activity.*

ВВЕДЕНИЕ

Современное состояние экономики России говорит о том, что стране нужны новые инфраструктуры, способные обеспечить всем регионам равный доступ к инновационному развитию. Альтернативы инновационному

развитию у России пока нет. Инновационная экономика должна стать не только самостоятельным сектором российской экономики, но и условием повышения конкурентоспособности других отраслей. Увеличение добавленной стоимости, создаваемой в инновационном секторе и с помощью инноваций в традиционных отраслях, необходимо сделать одним из важнейших государственных приоритетов. Государственная региональная политика России, в свою очередь, простимулирует переход к инновационной модели развития, придаст новый культурный и геоэкономический смысл региональным проектам и инициативам.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Цель исследования – изучение инновационных процессов и научно-технического развития регионов, рассмотрение промышленной политики, выявление проблем в их реализации.

Предмет исследования – институциональные модели регионального развития.

Объект исследования – Россия.

Информационная база – архивные, отчетные Госкомстата России и приводимые в периодической печати данные.

Основная задача региональной политики – обеспечить концентрацию ресурсов на приоритетных направлениях, создать условия для межрегиональной кооперации и стратегического партнерства власти, бизнеса и общественных институтов в рамках инновационной модели развития. Необходимо сформировать новые инновационные технологии развития регионов, работающие на повышение конкурентоспособности российских регионов и страны в целом.

Важной характеристикой региональной политики считается ее подчиненность центру. Всегда существует некий штабной центр, в котором принимаются основные решения и который обеспечивает координацию различных институтов, вовлеченных в процесс реализации региональной политики. Но реализация региональной политики в федеративных государствах заметно усложняется. Осложнения обусловлены в основном не появлением еще одного уровня управления (необходимость согласования, больше бюрократии и т.п.), а политико-психологическими факторами и препятствиями в достижении консенсуса между основными участниками процесса регионального планирования.

Необходимость принятия решений «наверху», то есть на уровне, на котором можно оценить ситуацию, взвесить проблемы и понять перспективы регионов, вовсе не означает, что региональная политика должна и реализовываться «сверху».

Система регионального развития в сфере инновационной политики, может выглядеть следующим образом:

– министерство региональной политики (выполняет функции штабного центра: принимает основные решения в области региональной политики, организует их реализацию и финансирование, координацию и контроль);

– комитеты по территориальному (региональному) планированию (как правило, объединяют ряд административно-территориальных единиц и обеспечивают публично-правовой характер и нормативную структуру

региональной политики. Их функции: лицензирование, стандартизация, унификация, оценка и т.д.);

– агентства регионального развития (преимущественно экстерриториальные, представляют собой операторов рыночного типа: интегрируют инициативу бизнеса, территориальных и профессиональных сообществ).

Анализ современных институциональных моделей регионального развития показывает, что они представляют собой институциональную «зашнуровку» трех разных технологий:

– интеллектуальной, отвечающей за разработку картины будущего, формулирование проблем и поиск наиболее эффективных решений (она все больше приобретает характер коллективной мыследеятельности и находит новые институциональные формы, выходя за рамки традиционных научных учреждений и университетов);

– управленческой (или технологии территориального планирования и правоприменения), призванной обеспечить реализацию поставленных целей регионального развития с учетом реальных временных, финансовых, организационных, человеческих и других видов ресурсов;

– политической (к ней можно отнести и идеологию «пространственного развития»), необходимой для учета различных факторов регионального развития, согласования интересов, целей и приоритетов разного уровня, формирования консенсуса участников, контроля за соблюдением установленных «правил игры».

Известно, что особенностью новой региональной промышленной политики является важная роль местных органов власти и районных институциональных структур, ориентация на использование местных конкурентных преимуществ и повышенное внимание к местным производственным системам и инновационным вложениям.

Новая региональная промышленная политика отражает принципиальные изменения, произошедшие в последнее десятилетие в общенациональной промышленной политике, в том числе и инновационной политике. Отличительной чертой этих изменений являются переход от отраслевого принципа к региональному и возматерияние роли различных форм партнерства между государством и частным капиталом на разных уровнях управления.

Традиционная региональная промышленная политика часто приводила к искусственному созданию «полюсов» экономического роста, не имеющих необходимой устойчивости в долгосрочной перспективе, а также формированию культуры иждивенчества вследствие использования массированных субсидий. Новая региональная промышленная политика нацелена на максимизацию внутреннего потенциала экономического развития территорий за счет мобилизации конкурентных преимуществ через формирование системы эффективных рыночных институтов, систем предпринимательства, профессиональной подготовки, создание инкубаторов инноваций и новых технологий.

Кластеры представляют собой географическую концентрацию на определенной территории совокупности взаимосвязанных между собой компаний и институтов, обеспечивающих конкурентоспособность регионального кластера. Они включают в себя поставщиков определенных товаров, производственных услуг, сырья, энергии, а также инфраструктуру

турных услуг. Кластеры могут распространяться как вдоль нисходящих цепочек добавленной стоимости (например, к системам сбыта и потребления), так и по восходящим цепочкам к производителям взаимозаменяемой продукции, а также компаниям в отраслях со схожими технологиями, уровнем квалификации рабочей силы или структурой издержек.

Наконец многие кластеры включают в себя государственные и иные институты, например, Университеты, агентства по стандартам, научные центры, центры переподготовки и профессиональные организации, а также структуры, обеспечивающие специализированную поддержку в области обучения, переподготовки кадров, а также информационную, исследовательскую и техническую поддержку.

Региональные кластеры воздействуют на конкурентоспособность по трем направлениям: во-первых, увеличивая производительность компаний, базирующихся в кластерном ареале; во-вторых, ускоряя инновационный процесс, который закладывает фундамент будущего роста производительности; и наконец, стимулируя создание новых компаний и новых бизнесов, которые, расширяясь, усиливают сам кластер. Кластер дает возможность входящим в него компаниям, не теряя своей гибкости и независимости, приобретать те же преимущества, которые независимые компании могут получить, только увеличивая масштабы производства или осуществляя формальные альянсы с другими компаниями.

Нахождение в составе кластера позволяет компании повышать производительность и эффективность благодаря общему использованию факторов производства, информации, технологий, необходимых институтов и координации действий с другими родственными компаниями.

Новая кластерная региональная политика должна быть в значительной мере приоритетной политикой самих региональных властей. Стержнем этой политики должна являться деятельность, направленная на институциональное обеспечение преимуществ каждого конкретного региона в сфере предпринимательского климата (включая инвестиционный климат). В динамике это будет означать быстрое улучшение предпринимательского климата в стране в целом. Роль федерального центра при этом должна заключаться в создании таких общегосударственных институциональных условий, которые бы не исключали, а, напротив, способствовали эффективному развитию региональной инициативы в области институционального строительства.

Необходимость кластерного подхода к региональной промышленной политике осознается пока, к сожалению, только на экспертом уровне. Так научные деятели В. Княгинин и П. Щедровицкий справедливо утверждают, что рано или поздно России придется сформировать новую концепцию пространственной организации и пространственного развития экономики страны. Место отраслей в современной экономике должны будут занять кластеры, а так называемые «интегрированные» регионы, по всей видимости, будут уступать место «сетевым».

Кластерный метод, первоначально использованный в исследованиях проблем конкурентоспособности, теперь стал применяться при решении и более масштабных задач регионального развития, в том числе и при разработке программ регионального развития, развитии новых технологий инвестиционного и инновационного профиля и как основа для решения

такой злободневной задачи, как эффективное взаимодействие большого и малого бизнеса. Этот метод, в частности, был успешно использован Л. Вардомским и В. Матвеевым при разработке Программы социально-экономического развития Республики Адыгея. При этом ставилась цель выхода Республики на траекторию устойчивого роста за счет развития производственного сектора экономики с акцентом на укрепление профилирующих отраслей АПК, лесопромышленного комплекса и промышленности строительных материалов, опирающихся на местный ресурсный потенциал.

Инновационная стратегия России и регионов требует констатации существующих и разработки новых форм взаимодействия всех субъектов инновационного процесса. В связи с тем, что инновационная политика неотделима от научно-технической, построение иерархической пирамиды должно включать в себя обе составляющих. Но прежде чем обращаться к субъектам научно-технической и инновационной политики, необходимо полное понимание существующих связей научно-технического и инновационного процесса.

Вершину «инновационной пирамиды» венчают существующие доктрины развития российской науки и федеральный закон «О науке и государственной научно-технической политике». Непрерывность процесса «наука – инновация» требует плавного законодательного перехода к концепции инновационной политики и федеральному закону «Инновация и государственная инновационная политика».

Следующей ступенью пирамиды являются приоритетные направления развития науки и техники и перечень критических технологий федерального уровня, причем приоритетные направления дают «жизнь» федеральным целевым научно-техническим программам (в составе перечня федеральных целевых программ, утверждаемых совместно с ежегодным федеральным бюджетом), отраслевым приоритетам науки и техники, на базе которых разрабатываются отраслевые и межотраслевые научно-технические программы. Вся эта линия организации науки опирается на научно-технические проекты, реализуемые в отраслях экономики и дающие «жизнь» инновациям.

Структуру пирамиды формируют такие ступени, как федеральные целевые инновационные программы, базой для которых становится перечень критических технологий федерального уровня и федеральные научно-технические программы. Далее идут отраслевые перечни критических технологий, отраслевые инновационные программы и инновационные проекты, создающие рынок инноваций. Все ступени этой пирамиды органически «завязаны» на региональные программы и стратегии научно-технической и инновационной политики.

Основные формы взаимодействия центра и регионов в вопросах формирования и реализации государственной научно-технической и инновационной политики, с одной стороны, регламентированы законом «О науке и государственной научно-технической политике» и, с другой стороны, должны учитываться в проекте федерального закона об инновационной политике.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Необходимость государственного регулирования инновационных процессов объясняется не только их общенациональным значением, но и экономическим содержанием. С одной стороны, в настоящее время инновации становятся основным средством увеличения прибыли хозяйствующих субъектов за счет лучшего удовлетворения рыночного спроса, снижения производственных издержек по сравнению с конкурентами. С другой стороны, в условиях классических рыночных механизмов получение научно-технических результатов было бы существенно затруднено, а многие инновации не внедрены в хозяйственную практику.

Ограниченность рыночных механизмов, как среды продуцирования и распространения инноваций, можно проследить по ряду направлений.

Во-первых, регионам невозможно сконцентрировать средства, необходимые для осуществления масштабных инноваций. Совершенствование процессов научного познания делает НИОКР все более дорогостоящими. Новые научные результаты достигаются высококвалифицированными, т.е. высокооплачиваемыми кадрами; при этом опережающими темпами растет фондовооруженность научного труда. В России же наблюдается другая ситуация: зарплата остается на уровне средней по региону, а фондовооруженность из года в год падает.

Во-вторых, многие капитальные вложения могут оказаться экономически эффективными лишь при масштабах внедрения, который превосходит определенный критический минимум, и наличии достаточно емкого рынка.

В-третьих, изолированное осуществление инновационной деятельности ведет к существенным потерям как для отдельных фирм, так и для экономики в целом.

В-четвертых, существуют инновационные процессы, которые не могут быть осуществлены на коммерческой основе. К ним относятся фундаментальные научные исследования, результаты которых, как правило, не могут быть коммерциализированы. Однако, в конечном счете большинство инноваций связано с успехами фундаментальной науки.

В-пятых, инновационные проекты в большинстве случаев характеризуются значительной степенью неопределенности результата и длительностью лага получения отдачи.

В-шестых, экономический эффект инноваций проявляется в различных видах и во многих сферах. Сопряженные инновационные эффекты зачастую превышают величину прибыли, рассчитанную на этапе инициирования проекта.

В-седьмых, существует стремление к стабильному извлечению сверхприбыли за счет монопольного обладания научно-техническими достижениями. Развитие информационных систем и патентно-лицензионных механизмов позволяет предотвращать вступление понятного с коммерческой точки зрения стремления хозяйствующих субъектов в острый конфликт с интересами общества.

В-восьмых, высокая стоимость новых видов продукции и услуг часто делает их недоступными для массового потребителя. Это непосредственно связано с высокими затратами как на начальных этапах инновационного цикла, так и на стадии освоения инноваций.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По мнению многих специалистов инвестиции и инновации неразрывно связаны в хозяйственной жизни. Инновации без инвестиций нерезультативны: результаты научно-технического поиска, возможности технологического прорыва остаются нереализованными, что ведет к тому же результату – падению конкурентоспособности товаров и услуг, вытеснению их из внутреннего и внешнего рынков. Поэтому инвестиционная и инновационная политика государства и корпораций должны разрабатываться, осуществляться и оцениваться взаимосвязано, совместно, так как только при таком единстве они в состоянии принести необходимый эффект как предприятию, так и стране.

В число основных задач перспективной научно-технической и инновационной политики региона должны входить:

- преодоление «структурного разрыва» между современным уровнем развития мировых технологий и состоянием материально-технической базы региональной экономики;

- апробация и внедрение передовых технологий добычи, переработки и использования топливно-энергетического сырья;

- поэтапное формирование инфраструктуры инновационного рынка региона и благоприятной для внедрения научных разработок и технологических инноваций экономической и социальной среды;

- внедрение системы продвижения фундаментальных научных разработок и исследований на внешние информационные рынки;

- создание специальных центров инновационной деятельности (научно-технологические парки, инженерные центры) и научно-производственных комплексов на базе вузов, академических институтов и крупных промышленных предприятий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Яковлев А.П. Финансирование инновационного процесса регионального экономического развития // Ученые записки РГСУ №1, 2014 (ст. реком. ВАКом на соискание докторских и канд. степеней)

2. Атоян В.О. законодательном обеспечении инновационной деятельности // Проблемы теории и практики управления. 2003. № 5. С. 74-78.

3. Вардомский Л.Б, Матвеев В.А.Кластерный метод как инструмент обоснования развития проблемного региона. М. 2008.

4. Яковлев А.П. Мониторинг финансов инновационного процесса регионального экономического развития // Вестник Чувашского университета № 5 2013 г. Чебоксары изд. ЧГУ (ст. реком. ВАКом на соискание докторских и канд. степеней)

5. Яковлев А.П., Моисеева Е.В. Население и трудовые ресурсы Чувашии: проблемы и перспективы // Ученые записки РГСУ №2, 2014 (ст. реком. ВАКом на соискание докторских и канд. степеней)

6. Рождественский А.В. Региональная инвестиционная политика как важнейший механизм развития социальной сферы России / А.В. Рождественский // Сборник научных статей докторантов, аспирантов и соискателей. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2008. – Вып. 3. – С. 103-114.

7. Чувашская Республика и регионы Приволжского федерального округа: Стат. Сборник / Комитет государственной статистики Чувашской Республики. Чебоксары, 2—8.

8. Яковлев А.П. Финансирование инновационной деятельности в экономике. М.: г. Чебоксары: Изд-во «РГСУ», 2011.

9. Яковлев А.П. Совершенствование финансовой политики регионов // Чебоксарский институт экономики и менеджмента (филиал) Санкт-Петербургского государственного политехнического университета, 2010.

Сведения об авторах

Яковлев Алексей Петрович – кандидат экономических наук, действительный член (академик) МАИ при ООН, доцент кафедры строительных технологий, геотехники и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», Россия, Чебоксары.

Емельянова Феодосия Николаевна – кандидат экономических наук, профессор, действительный член (академик) Российской академии социальных наук.

Степанова Елизавета Евгеньевна – магистрант строительного факультета ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (email: stepanova_885@mail.ru)

Yakovlev Aleksey Petrovich – candidate of economic sciences, assistant professor of Construction Technologies, Geotechnics and Construction Economics Department of the Faculty of Construction of the I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia.

Feodosia Nikolaevna Yemelyanova – Candidate of Economic Sciences, Professor, full member (academician) of the Russian Academy of Social Sciences.

Stepanova Elizaveta Evgenyevna – master's student of the Faculty of Construction of the I.N.Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, (email: stepanova_885@mail.ru)

Для цитирования:

Яковлев А.П. Инновации как стратегическая перспектива регионального развития/ А.П. Яковлев, Ф.Н. Емельянова, Е.Е. Степанова // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 297–304.

Citation:

Yakovlev A.P. Innovations as a strategic perspective of the regional development / A.P. Yakovlev, F.N. Emelyanova, E.E. Stepanova // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 297–304.

ГЕОТЕХНИКА, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.152

ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬСТВА ПРИ УПЛОТНЕНИИ ЗАСТРОЙКИ ИСТОРИЧЕСКОГО ЦЕНТРА ГОРОДА НА ПРИМЕРЕ ОБЪЕКТА КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ: УСАДЬБА КИСЕЛЕВА, РАСПОЛОЖЕННОГО ПО ул. МУШТАРИ 20, г. КАЗАНЬ

М.В. Вилкова,
ООО НПФ "Рекон+",

Р.Р. Латыпов,
ООО БриоСтрой

К.А. Фабричная,
Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет (КазГАСУ),
Республика Татарстан,
Российская Федерация.

***Аннотация:** в статье приводятся принятые проектные решения, методика и результаты геотехнического моделирования влияния строительства нового жилого здания с подземным паркингом на существующие объекты, в том числе объект культурного наследия в историческом центре г. Казани. Особенностью проекта являлось: плотное примыкание глубокого котлована нового здания к конструкциям объекта культурного наследия, наличие под фундаментами существующего здания просадочных и пластичных слоев грунтов, техническое состояние стен и фундаментов существующего здания.*

***Ключевые слова:** геотехническое моделирование, плотная застройка, глубокий котлован, усиление грунтов, численное моделирование, осадка основания, программный комплекс Midas GTS NX.*

PROBLEMS OF CONSTRUCTION DURING THE COMPACTION OF DEVELOPMENT OF THE HISTORICAL CENTER OF THE CITY ON THE EXAMPLE OF THE OBJECT OF CULTURAL HERITAGE: THE ESTATE OF KISELEV, LOCATED ON THE str. MUSHTARI 20, KAZAN

Abstract: *the article presents the adopted design decisions, methodology and results of geotechnical modeling of the impact of the construction of a new residential building with underground parking on existing facilities, including a cultural heritage site in the historical center of Kazan. The peculiarity of the project was: the tight junction of the deep pit of the new building with the structures of the cultural heritage site, the presence of subsidence and plastic soil layers under the foundations of the existing building, the technical condition of the walls and foundations of the existing building.*

Keywords: *geotechnical modeling, density of development, deep pit, strengthening of foundations, numerical simulation, foundation settlement*

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время продолжается процесс уплотнения сложившейся исторической застройки крупных городов РФ, как за счет строительства новых точечных объектов с развитым подземным пространством, так и реконструкции существующих зданий с их приспособлением под новые функции и современные требования к комфорту. При этом возникает множество вопросов, которые условно можно разделить на несколько групп:

- возможность нового строительства в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений, в том числе объектов культурного наследия (ОКН);
- подбор конструктивных схем зданий для нового строительства, с учетом минимизации воздействий на окружающую застройку;
- сохранение и усиление конструкций существующих зданий;
- реализация принятых решений по сохранению существующей застройки.

Исследователи во многих городах РФ отмечают необходимость тщательного моделирования (прогнозирования) влияния нового строительства на сложившуюся застройку, с целью оптимизации технических решений по усилению грунтов, фундаментов, и организации в процессе строительства требуемого по ГОСТ геотехнического мониторинга. Многие исследователи предлагают создание общих моделей грунтов – единой геоинформационной системы геологической среды города для прогнозирования возможного развития опасных инженерно-геологических условий. В случае Казани еще в 2015 году Е.М. Пашкин отмечал, что город находится в сложных геологических условиях, оказывается огромное техногенное воздействие в первую очередь на геологическую среду, предлагал изучить комплексные геофизические исследования, начиная с «импактного мониторинга». Интеграция результатов моделирования отдельных участков застройки в общую базу, на первом этапе локально, в пределах кварталов, позволит начать работу по созданию глобальной системы.

Новое строительство в сложившейся застройке сопровождается устройством различных видов геотехнических барьеров, позволяющих минимизировать влияние на существующие объекты. Вопросам моделирования различных видов геотехнических барьеров посвящены работы Шашкина А.Г., Шашкина К.Г. [1], Улицкого В.М., Мангушева Р.А. [2] Полищука А.И. и др. [3-5], учет усиления грунтов оснований и фундаментов существующих зданий [6] и возможных опасных геологических процессов [7] так же необходим.

Геотехнический прогноз влияния нового строительства на здания, расположенные в непосредственной близости, выполняется моделированием фрагмента застройки с помощью различных программных комплексов, реализующих МКЭ. Основная цель прогноза- определение расчетных осадок и обоснование конструктивных мероприятий по сохранности существующих зданий.

В своих работах исследователи рассматривают модели влияния в виде плоских задач, решаемых в ПК Лира[8-10] или Plaxis 2D [11-12], при этом отмечено, что по сравнению с трехмерной постановкой задачи, получены большие значения дополнительных осадок, из-за отсутствия возможности в двухмерной постановке задачи учесть пространственную работу конструкций здания и основания.

В данной работе рассматривается первая часть исторического квартала, ограниченного улицами Горького- Муштари – Щапова -Толстова. Оценивается влияние строительства нового пятиэтажного жилого здания с подземным паркингом на существующие объекты, взаимное расположение которых показано на рис. 1.

В данном квартале с 2015 года ведутся активные работы по реконструкции и новому строительству по полосе от угла ул. Щапова/Муштари к улице Горького:

строительство нового здания по адресу Муштари, 18;

реставрация и приспособление здания усадьбы Киселева, Муштари, 20;

реставрация и приспособление здания усадьбы усадьба Иванова, Муштари, 22;

реконструкция здания, Муштари, 24.

реставрация комплекса зданий, Горького 24-26.

Эти работы приводят к усилению существующих грунтов, устройству разделительных шпунтовых ограждений, в том числе сохраняемых после строительства.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Характерное конструктивное решение зданий, расположенных в центре города, в том числе объектов культурного наследия, имеет: бутовые ленточные фундаменты, кирпичные стены и деревянные перекрытия, часто встречаются кирпичные своды над подвалами и первыми этажами зданий. По результатам инженерно- геологических изысканий для зданий по ул. Муштари 20 основанием фундамента является суглинок непросадочный, тугопластичный. По результатам обследований для существующих зданий установлена категория технического состояния – II, для которых предельная дополнительная осадка, вызванная влиянием нового строительства 1см (по таблице К.1. СП 22.13330), разность осадок 0,0006.



Рис. 1. Расположение исследуемых объектов.

Для исключения снижения влияния на существующие здания в соответствии СП 22.13330.2011(2016) в проекте нового строительства были предусмотрены следующие мероприятия:

- усиление грунтов основания существующего здания вдоль примыкающей границы котлована, по технологии jet-grouting, грунто-цементными сваями, диаметром 600 мм по технологии "Jet1", со средней прочностью грунтоцемента не менее 4 МПа с шагом 1,5 м, глубина инъектирования от 2,2 до 4,15 м (до слоя суглинка твердого);

- устройство ограждения котлована из стальных труб, погружаемые безударными методами (вдавливанием) в том числе бурением лидерных скважин. Шпунт выполнен из стальных труб 530x8 длиной 15 и 14м. Шаг труб 550мм. Трубы шпунта у здания Муштары 20 остаются в грунте, так как их выемка затруднительна при возведении конструкций проекти-

руемого здания. Остальные трубы шпунта извлекаемы. Разрез представлен на рис. 2.

Расчет влияния выполнен в геотехническом программном комплексе Midas GTS NX 2016. Заданы нормативные характеристики грунта фП, сП при условии замачивания. Мощность слоев грунта, модули деформаций и другие данные приняты по результатам из инженерно-геологических исследований, см. табл. 1. Негативными факторами являются неоднородность слоев грунта, наличие просадочной супеси под подошвой фундамента, пластичной супеси в зоне влияния, насыпного слоя переменной мощности, наличие водоупорного слоя (суглинок 3б).

Для вычисления жесткости интерфейсных элементов, моделирующие взаимодействие ограждения котлована с грунтом, принят коэффициент снижения 0,33 для стальных труб по таблице 9.1 СП 22.13330. Удельное сцепление в зоне контакта не учитывается.

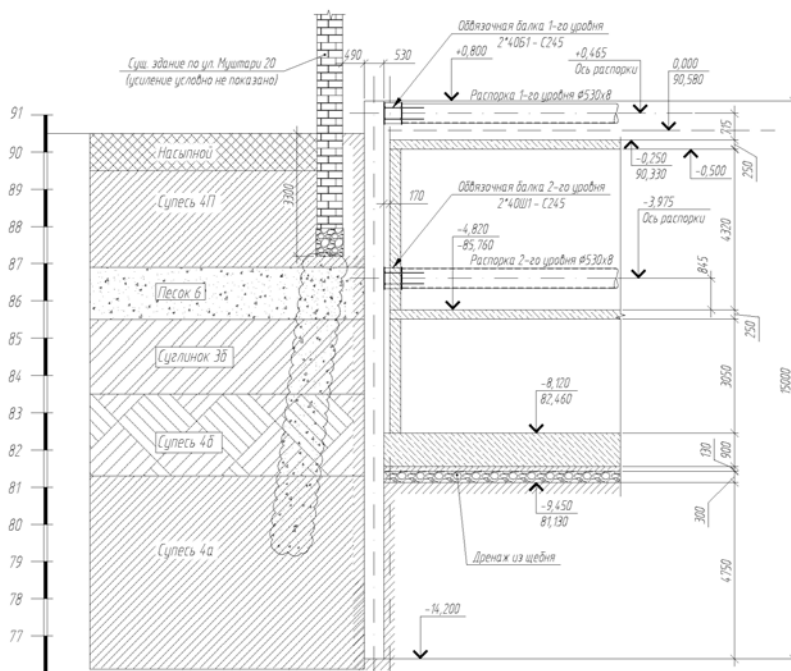


Рис. 2 Ограждения котлована у здания по ул. Муштары 20 (ОКН)

При расчете напряженно-деформированного состояния массива грунта использована модель Modified Mohr-Coulomb (см. табл. 1). Для решения задачи в пространственной постановке используемые конечные элементы: объемные изопараметрические КЭ (для грунта и моделирования существующих зданий), оболочки (shell) для моделирования напряженно-деформированного состояния конструкций и универсальные стержневые КЭ, используемые для моделирования колонн, балок и шпунтов.

Таб. 1 Параметры модели грунта

Наименование грунта	Основные характеристики грунтов	Дополнительные параметры для модели ММС
ИГЭ-1. Насыпной слой	$\rho = 18,5 \text{ кН/м}^3$. $C = 10$ кПа, $\varphi = 15$ град. $e_0 = 0,75$	$E_{50}^{\text{ref}} = 10000 \text{ кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 8100 \text{ кПа}$. $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 40000 \text{ кПа}$ $m^* = 1 - m = 1 - 0.5 = 0.5$. $\nu_{\text{ur}} = 0.2$. $\psi = 0$. $\text{OCR} = 1$. $p_{\text{ref}} = 100 \text{ кПа}$
ИГЭ-4б. Супесь пластичная	$\rho = 19,7 \text{ кН/м}^3$. $C = 12,7$ кПа, $\varphi = 23$ град. $e_0 = 0,63$	$E_{50}^{\text{ref}} = 22700 \text{ кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 22700 \text{ кПа}$. $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 90000 \text{ кПа}$ $m^* = 1 - 0.5 = 0.5$. $\nu_{\text{ur}} = 0.2$. $\psi = 0$. $\text{OCR} = 1$. $p_{\text{ref}} = 100 \text{ кПа}$ для нижнего слоя $p_{\text{ref}} = 250 \text{ кПа}$
ИГЭ-3б. Суглинок тугопластичный	$\rho = 19,1 \text{ кН/м}^3$. $C = 12,7$ кПа, $\varphi = 23$ град. $e_0 = 0,63$	$E_{50}^{\text{ref}} = 132700 \text{ кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 13700 \text{ кПа}$. $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 54800 \text{ кПа}$ $m^* = 1 - m = 1 - 0.6 = 0.4$. $\nu_{\text{ur}} = 0.2$. $\psi = 0$. $\text{OCR} = 1$. $p_{\text{ref}} = 100 \text{ кПа}$
ИГЭ-3а. Суглинок твердый	$\rho = 19,1 \text{ кН/м}^3$. $C = 23$ кПа, $\varphi = 22$ град. $e_0 = 0,65$	$E_{50}^{\text{ref}} = 29000 \text{ кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 29000 \text{ кПа}$. $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 116000 \text{ кПа}$ $m^* = 0,4$. $\nu_{\text{ur}} = 0.2$. $\psi = 0$. $\text{OCR} = 1$. $p_{\text{ref}} = 150 \text{ кПа}$
ИГЭ-4а. Супесь твердая	$\rho = 18 \text{ кН/м}^3$. $C = 14,7$ кПа, $\varphi = 25$ град. $e_0 = 0,71$	$E_{50}^{\text{ref}} = 27500 \text{ кПа}$ $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 27500 \text{ кПа}$. $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 83000 \text{ кПа}$ $m^* = 0,5$. $\nu_{\text{ur}} = 0.2$. $\psi = 0$. $\text{OCR} = 1$. $p_{\text{ref}} = 200 \text{ кПа}$

Учитывается стадийность разработки котлована:

1 стадия – определение напряженного состояния грунта с обнулением перемещений. Принимаем, что осадки всех зданий в радиусе влияния стабилизировались.

2 стадия – устройство ограждения и 1 яруса распорок.

3 стадия- отрывка котлована до отм. 86,6 (подошва фундамента Муштары 20), определение НДС массива грунта.

4 стадия – устройство 2 яруса распорок.

5 стадия – выемка грунта до дна котлов наотм. 81,43.

6 стадия – приложение нагрузок на бровку котлована 24 кН/м^2 .

7 стадия – приложение нагрузок от проектируемого сооружения на дно котлована (эксплуатация).

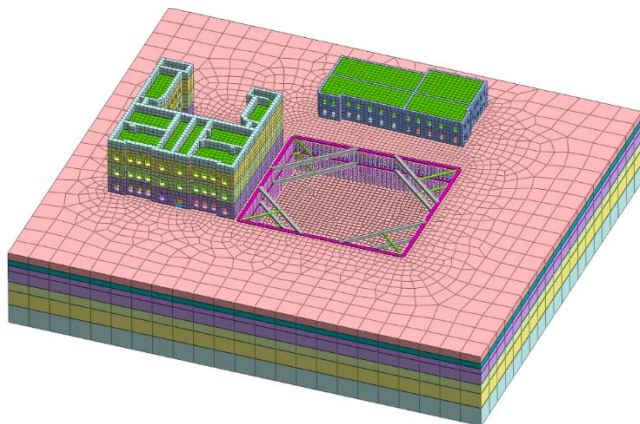


Рис. 3. Общий вид конечно-элементной модели в ПК Midas.

При определении радиуса зоны влияния R в соответствии СП 22.13330 за критерий принята осадка массива 1 мм.

На момент строительства здание по Муштары 20 не эксплуатируется.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Определено влияние нового строительства на деформации существующих зданий на всех этапах строительства и эксплуатации, рис.4: максимальные расчетные осадки составили 5 мм для здания по адресу Муштары 20 и 1,7мм для здания по улице Шапова, 11мм для нового здания. Полученные дополнительные осадки не превышают предельных значений при деформации шпунтового ограждения котлована, рис.5а и величины осадок в выбранных контрольных точках, рис. 5.б.

Максимальное значение разности осадок составляет не более $(0,0043 - 0,002)/10 = 0.00023 < 0.0006$. Сохранность существующих зданий обеспечена. Установленный радиус влияния составил от 7 м до 17 м. Минимальные значения расположены в угловых точках контура котлована, максимальное в направлении здания по адресу Муштары 20. В направлении здания по улице Шапова радиус влияния – 16 м.

Так же результаты были учтены при разработке программы мониторинга- контрольные точки съемки осадок, маяки на стенах здания [13]. Программа мониторинга в процессе строительства включала следующие основные этапы:

1. мониторинг осадки стен части здания, попадающих в зону влияния (вдоль границы котлована), с контролем раскрытия существующих трещин и величин осадок углов при устройстве грунтоцементных свай и ограждений котлована;

2. мониторинг осадки стен здания, с контролем раскрытия существующих трещин и величин осадок углов при устройстве глубокого котлована нового здания (с учетом определенного радиуса влияния);

3. мониторинг осадки стен (углов) здания, с визуальным контролем появления новых и раскрытия существующих трещин при возведении каркаса нового здания.

4. мониторинг осадки стен (углов) здания, при усилении фундаментов и стен здания, попадающих в зону влияния.

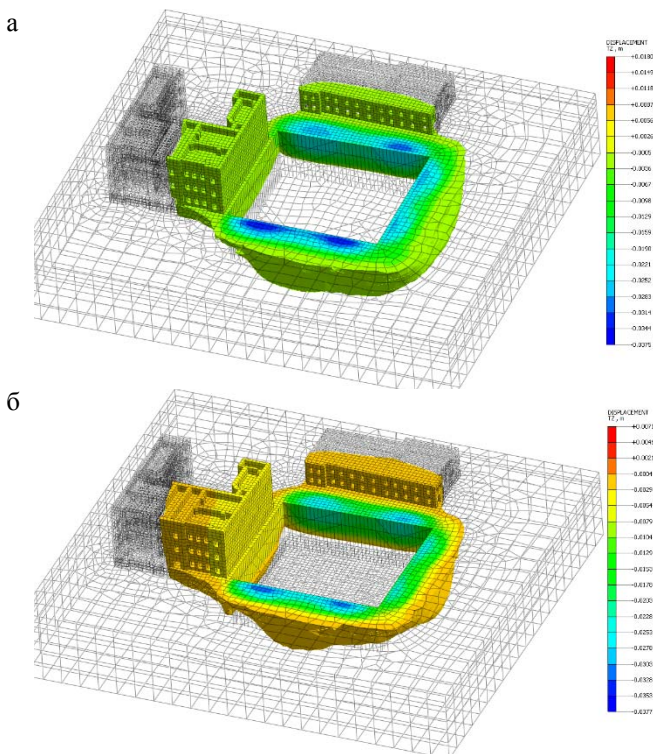


Рис. 4. Осадка существующих зданий и радиус влияния на стадии:

а – выемки проектного котлована, б – эксплуатации здания

Полученный при моделировании радиус влияния повлиял на решение о комплексном усилении грунтов под фундаментами Муштары 20 по технологии jet-grouting, которое было выполнено после усиления кирпичных стен здания методом инъектирования.

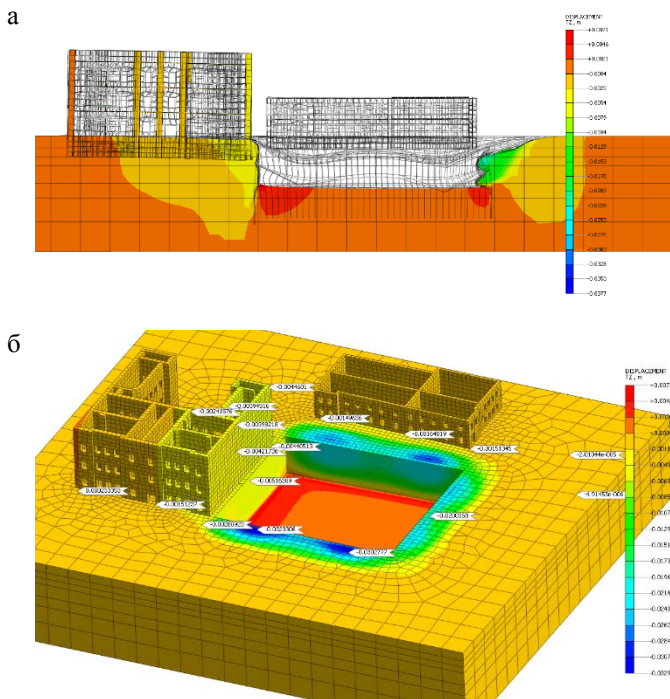


Рис. 5. Результаты расчета: а – деформированная схема ограждений котлована и существующих зданий, б – осадки существующих зданий

Мониторинг осадки выполнялся по деформационным маркам в кирпичной кладке стен и по данным геодезических съемок, раскрытие трещин контролировалось трещиномерами. Интенсивность показаний дифференцированная, в зависимости от текущих этапов строительства.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Примененный в проекте комплекс мероприятий – устройство шпунтового барьера, устройство плитного фундамента у нового здания, усиление грунтов и конструкций существующего здания, позволил обеспечить сохранность существующей застройки при новом строительстве.

Выполненный геотехнический прогноз показал высокую достоверность результатов по данным мониторинга, производившегося при строительстве здания, что позволило в дальнейшем применить аналогичную методику при разработке геотехнического прогноза разрабатываемого в настоящее время проекта застройки по Горького 26.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Подземное строительство в Санкт-Петербурге: краткий обзор технических решений//Жилищное строительство. 2016. №9. С. 15–22.

2. Мангушев Р.А., Сапин Д.А. Учет жесткости конструкций «стена в грунте» на осадку соседних зданий//Жилищное строительство. 2015. №9. С. 3–7.

3. Полищук А.И., Межаков А.С. Геотехнический барьер и его влияние на осадки фундаментов соседних зданий // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 4. – С. 133–142. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.4.013

4. Полищук А.И., Межаков А.С. Оценка работы разделительных ограждений в слабых глинистых грунтах, устраиваемых для защиты существующих зданий от влияния нового строительства // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 2. – С. 124–131. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.2.13

5. Полищук А.И., Межаков А.С. Оценка влияния наклона разделительного ряда из свай между фундаментами соседних зданий на их осадки // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2019. – Т. 10, № 1. – С. 69–79. DOI: 10.15593/2224-9826/2019.1.07

6. Полищук А.И., Петухов А.А. Способы усиления фундаментов и строительных конструкций цокольной части реконструируемых, восстанавливаемых зданий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2018. – № 1. – С. 42–51. DOI: 10.15593/2224-9826/2018.1.04

7. Мирсаяпов И.Т., Нуриева Д.М., Королева И.В. Исследование влияния строительства жилого комплекса в овраге на изменение технического состояния зданий существующей застройки // Известия КГАСУ. 2016. № 4 (380). С.262-269.

8. Мирсаяпов И.Т. Айсин Н. Н. Развитие вертикальных деформаций здания в зоне влияния глубокого котлована// Известия КГАСУ. 2020. № 1 (51). С. 101–108.

9. Мирсаяпов И.Т. Айсин Н. Н. Оценка влияния устройства глубокого котлована на дополнительные осадки зданий окружающей застройки// Известия КГАСУ. 2020. № 3 (61). С. 6-13. DOI:10.52409/20731523_2022_3_6, EDN: ESCYYW

10. Мирсаяпов И. Т., Нуриева Д.М., Шакиров И.Ф. Исследование влияния реконструкции 12-ти этажного административного здания на техническое состояние зданий окружающей застройки// Известия КГАСУ. 2019. № 4 (50). С.245-254.

11. Калошина С. В., Шаламова Е. А., Безгодов М. А. Особенности инженерных изысканий и геотехнического моделирования объектов в условиях плотной городской застройки // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН 2016 № 3 . С.72-78

12. Пономарев А.Б., Калошина С. В., Захаров А.В. и др. Геотехническое моделирование влияния глубокого котлована при реконструкции здания//Жилищное строительство. 2014. №9 . С. 38–42.

13. Вилкова М.В., Фабричная К.А К вопросу обеспечения надежности и безопасности эксплуатации при приспособлении здания – объекта культурного наследия // Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации. – Материалы докладов XIII Общероссийской конференции изыскательских организаций 2017. С.508-512.

Сведения об авторах

Вилкова Марина Валерьевна – руководитель, главный инженер проекта, ООО НПФ "Рекон+", г.Казань, Республика Татарстан, Российская Федерация. e-mail: npf.recon@mail.ru

Латыпов Рамиль Рашитович – кандидат технических наук, гл. конструктор ООО БриоСтрой. г.Казань, Республика Татарстан, Российская Федерация.

Фабричная Ксения Александровна кандидат технических наук, доцент, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия. e-mail: fabrichnayaka@gmail.com

Vilkova Marina Valerievna – Head, Chief Project Engineer, NPF "Recon+" e-mail: npf.recon@mail.ru

Latypov Ramil Rashitovich – candidate of technical sciences, Ch. designer of BrioStroy LLC.

Fabrichnaya Ksenia Alexandrovna Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Kazan, Russia. e-mail: fabrichnayaka@gmail.com

Для цитирования:

Вилкова М.В. Проблемы строительства при уплотнении застройки исторического центра города на примере объекта культурного наследия: усадьба Киселева, расположенного по ул. Муштари 20, г. Казань / М.В. Вилкова, Р.Р. Латыпов, К.А. Фабричная // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 305–315.

Citation:

Vilkova M.V. Problems of construction during the compaction of development of the historical center of the city on the example of the object of cultural heritage: the estate of Kiselev, located on the str. Mushtari 20, Kazan / M.V. Vilkova, R.R. Latypov, K.A. Fabrichnaya // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 305–315.

УДК 624.154

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ МЕЖСКВАЖИННЫМ УЛЬТРАЗВУКОВЫМ МЕТОДОМ

*С.Н. Леонович,
Н.А. Будревич,
А.В. Колодей,
К.П. Каберник*

Белорусский национальный
технический университет
г. Минск,
Республика Беларусь

Мяо Цицизюнь

Циндаоский технологический
университет
г. Циндао (пров. Шаньдун, Китай).

Аннотация: целью работы являлось исследование однородности структуры буронабивных свай, определение фактической их длины, выявление дефектов свай методами: межскважинный ультразвуковой (УЗ) мониторинг (CHUM – Crosshole Ultrasonic Method), эхоимпульсный метод (PEM – Puls Echo Method). Объект исследования – буронабивные железобетонные сваи диаметром ~800 мм. На основе полученных в ходе экспериментальных исследований данных сделаны выводы о длине свай, дефектах сплошности буронабивных свай, прочности на сжатие.

Ключевые слова: сваи буронабивные, неразрушающий контроль, эхоимпульсный метод, межскважинный ультразвуковой мониторинг, прочность на сжатие.

DETERMINATION OF THE STRENGTH OF BORED PILES BY INTER-WELL ULTRASONIC METHOD

Abstract: the aim of the work was to study the uniformity of the structure of bored piles, determine their actual length, identify pile defects using methods: cross-hole ultrasonic (US) monitoring (CHUM – Crosshole Ultrasonic Method), echo-pulse method (PEM – Puls Echo Method). The object of study is bored reinforced concrete piles with a diameter of ~800 mm. Based on the data obtained in the course of experimental studies, conclusions were drawn about the length of the pile, continuity defects of bored piles, and compressive strength.

Keywords: bored piles, non-destructive testing, pulse-echo method, inter-well ultrasonic monitoring, compressive strength

ВВЕДЕНИЕ

Устройство свайных фундаментов является одним из основных и важных видов работ в строительстве [1–3]. Как правило, некоторая часть буронабивных свай после их устройства имеют дефекты. Чтобы избежать серьезных проблем при строительных работах, связанных с нарушением сплошности ствола свай, необходимо производить ее оценку неразрушающим методом сразу после их устройства с целью выявления дефектов на ранней стадии строительства. Основные преимущества неразрушающего метода: быстрое получение данных и возможность проверки большого количества данных; определение длины сваи в пределах 80 м; выявление дефектов разного характера в стволе сваи; возможность диагностики любой сваи одним человеком самостоятельно [4–7].

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Методика испытаний и приборы контроля

Основу метода СНУМ составляет продольное профилирование тела сваи путем регистрации скорости/времени распространения ультразвукового импульса в направлении, поперечном по отношению к оси буронабивной сваи [8, 9]. Генерацию и прием УЗ импульса производят отдельными преобразователями, которые размещают в трубах доступа (ТД), предварительно заполняемых водой. Оба преобразователя устанавливаются на одном горизонтальном уровне, после чего производится измерение скорости/времени распространения УЗ импульса. После регистрации УЗ импульса преобразователи смещаются на один шаг профилирования и процедура измерения повторяется. Принципиальная схема представлена на рис. 1. Ультразвуковые сенсоры и датчики погружения в рабочих позициях представлены на рис. 2.

Испытания целостности конструкции методом РЕМ (рис. 3) осуществляется путем формирования импульса акустической волны и регистрации импульсов, возникающих при отражении зондирующего импульса от неоднородностей в теле сваи (Standard ASTM D5882–16: «Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations») [3]. Информационными параметрами являются измеренные колебательные скорости и ускорения зон контроля при прохождении акустической волны в теле сваи и характеристические временные интервалы, соответствующие глубине расположения участков отражения акустического импульса. Ориентировочное значение скорости распространения акустической волны в бетоне сваи определялось по ГОСТ 17624–2012 «Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности» ультразвуковым прибором «Пульсар-2.2 ДБС» [4].

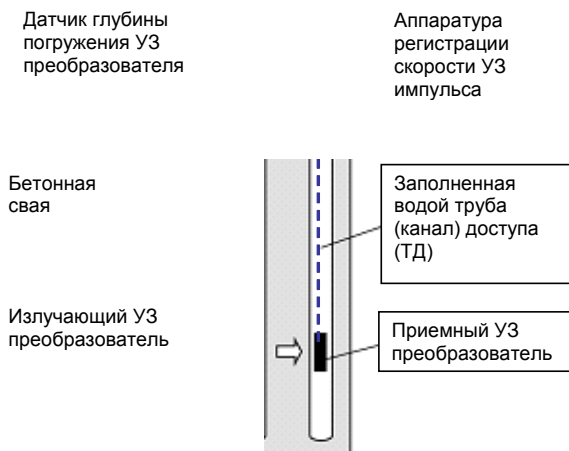


Рис. 1. Схема проведения испытаний межскважинным ультразвуковым методом CHUM (ASTM D6760-16 «Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing»)



Рис. 2. Ультразвуковые сенсоры и датчики погружения в рабочих позициях на каналобразующих трубах испытываемой сваи



Рис. 3. Испытания методом РЕМ

Отражение волны от границы раздела сред происходит из-за изменения полного акустического импеданса сваи.

Акустический импеданс Z определяется как:

$$Z = S \cdot \sqrt{E \cdot \rho} \quad (1)$$

где S – площадь сечения сваи, E – модуль упругости, ρ – плотность материала сваи.

Любое изменение S , E или приведет к изменению импеданса и, как следствие, к отражению акустической волны. Отражения могут быть вызваны следующими причинами: достижением акустической волны конца сваи; уменьшением/увеличением поперечного сечения; потерей сплошности (попаданием грунта, воды, воздуха в тело сваи, образованием поперечных трещин); изменением физико-механических свойств бетона по длине сваи; контрастной сменой слоев грунта по глубине расположения сваи.

Не вызывают отражения следующие дефекты: постепенное (на протяжении нескольких диаметров) изменение диаметра сваи; изогнутая форма сваи; мелкие дефекты.

От знака изменения импеданса на границе раздела сред зависит знак отражения (рис. 4).

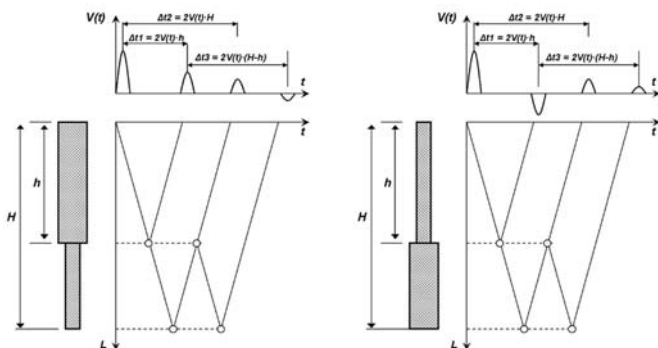


Рис. 4. Влияние формы сваи на форму акустического отклика

Приборы и оборудование

Ультразвуковые измерения по методу СНУМ выполняются с использованием приборного комплекса «Пульсар-2.2 ДБС». Состав комплекса приведен на рис. 5.

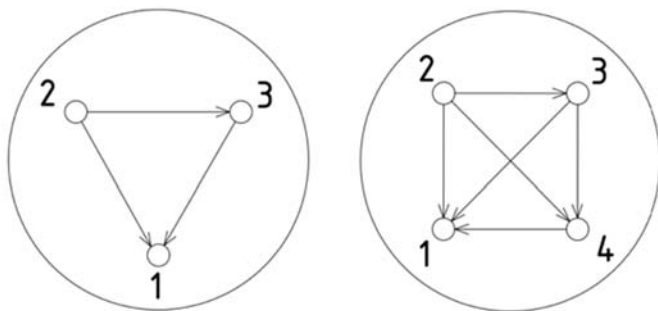
Для проведения испытаний в стволы изготавливаемых опытной и анкерных свай в арматурные каркасы устанавливаются вертикальные металлические трубы (каналы) доступа (ГД) с внутренним диаметром ≥ 50 мм, заполняемые водой.

Изготовление опытных свай предусматривает установку трех (четырёх) труб доступа. На рис. 6 показана схема прозвучивания тела сваи в плане ее поперечного сечения. Это позволяет произвести измерения по трем направлениям (рис. 6), захватывающим периферию сечения сваи, где наиболее вероятно образование дефектов сплошности.



Рис. 5. Состав измерительного комплекта «Пульсар – 2.2 ДБС»:

- 1 – электронный блок; 2 – разъемы для подключения УЗ датчиков;
- 3 – разъем для подключения датчиков длины кабеля; 4 – УЗ датчик;
- 5 – смотчики кабеля; 6 – кабель для подключения УЗ датчиков (10м);
- 7 – датчик положения (энкодер) Н1; 8 – датчик положения (энкодер) Н2



1 – 2 → – направление трасс испытаний бетона опытных свай
 Рис. 6. Схемы расположения труб доступа (ТД) и трасс (сечений) по методу *СНУМ*

Крепление труб к каркасу должно обеспечивать их вертикальность и неизменяемость положения во время бетонирования. Отклонение труб доступа от вертикали не должно превышать 1–1,5 % по длине ствола. Нижний торец труб должен находиться на уровне нижнего торца сваи. На нижних торцах труб были установлены заглушки для обеспечения герметичности канала доступа. Для верхних торцов труб были предусмотрены съемные (срезаемые) заглушки в целях предохранения трубы от попадания в них бетона и посторонних предметов.

Испытания целостности конструкции методом РЕМ выполняются с использованием приборного комплекса «Спектр-3.0». Состав комплекса приведен на рис. 7.



Рис. 7. Общий вид прибора Спектр-3.0:
 1 – сейсмоприемник; 2 – устройство для записи, обработки и отображения данных

Сейсмоприемник 1 воспринимает механические колебания исследуемого объекта, преобразует их в электрический сигнал и передает его в электронный блок 2. Электронный блок оцифровывает сигнал, производит запись и последующую обработку полученного сигнала. Электронный блок выполнен на основе планшетного компьютера под управлением ОС Android.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Полный спектр полученных результатов проведенных испытаний будет представлен на одной свае.

По данным УЗ мониторинга выявлена вариация прочности бетона по длине ствола сваи по отдельным траекториям составляет от 28 % (траектория 3–4) до 45 % – траектория 2–3, по диаметральным (1–3, 2–4) 28...31 %. Вариация по длине ствола средней по сечению прочности бетона сваи составляет 28 %. Максимальная вариация прочности 38 %, 45 % наблюдается по периферийным траекториям 1–4 и 2–3 (см. рис. 31, 32).

Выявлена выраженная зона неоднородности бетона в интервале отметок -0,5...-1,5 м. Дефект распространяется на 20...30 % площади сечения сваи на указанной отметке, со снижением прочности от 25 % до 40 МПа (по трассам 1–4, 2–3, см. рис. 32).

На отметках -4...-6,5 м выявлены дефекты, который можно интерпретировать, как уменьшение прочности бетона в пределах до 20...30 % по трассам прозвучивания 1–4, 2–3. Акустический отклик на отметке -10 м интерпретируется как локальное уменьшение сечения сваи («шейка») в пределах 20 %, прочность и однородность бетона на этих отметках не отличаются от средних показателей по всей длине сваи. На кернах с отметок -5...-6,5 м наблюдаются неоднородности в виде грунтовых включений (см. рис. 9).

Регистрируемой «шейке» на отметке -10...-11 м (см. фрагмент 1, рис. 10) может соответствовать дефект однородности в виде грунтового включения (см. рис. 9).

На отметках -19...-20,5 м снижение прочности по трассам 1–4 и 2–3 на 20...30 %. На отметках -23,5...-25 м присутствует дефект типа «бочка», обусловленный выпучиванием боковой поверхности ствола сваи; показатели ультразвукового прозвучивания в этой зоне находятся на уровне средних значений.

Показатели прочности бетона сваи приведены в таблице 1. Среднее значение прочности бетона по всем трассам прозвучивания – 37,8 МПа; без учета аномальных данных по трассам 1–4, 2–3 на отметках -0,5-1,5 м средняя прочность составляет 38,6 МПа. При этом характеристическая прочность бетона $f_{ck,cube} = 34,3$ МПа.

Импульс от пяты сваи (см. фрагмент 3 рефлектограммы рис. 10) отчетливый, с крутыми фронтами, что указывает на отсутствие значимой дисперсии скорости акустического импульса, что, в свою очередь, свидетельствует о однородности бетона по сечениям ствола.

Общая длина сваи по проходимости канальных труб – 29,0 м; по данным сейсмоакустического метода – 29...30 м.

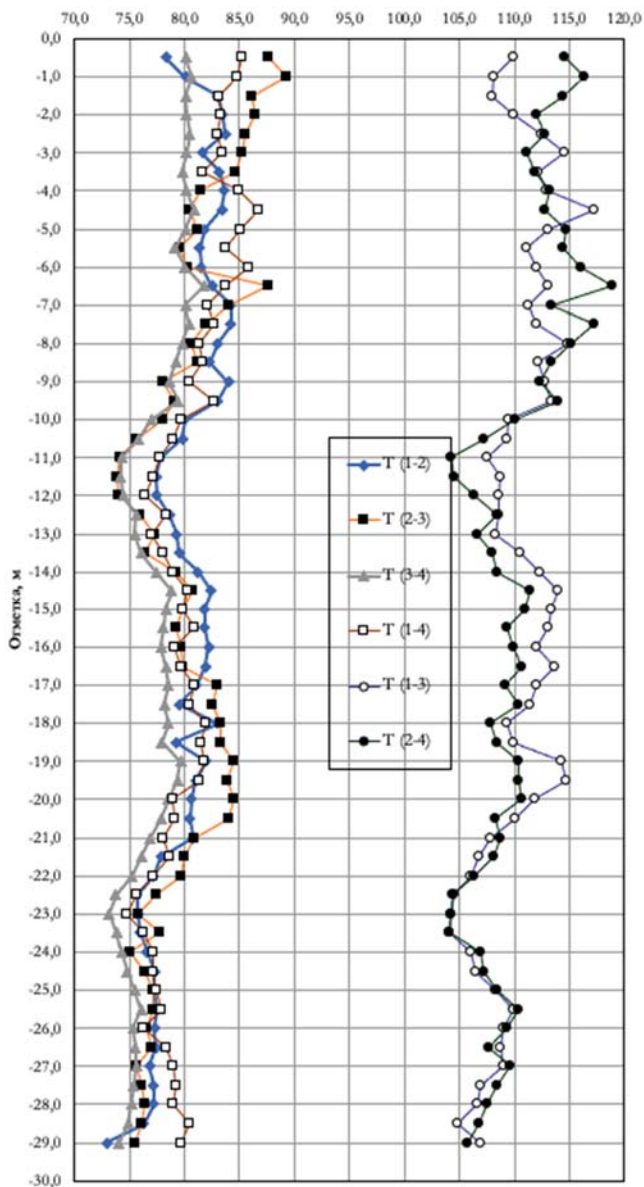


Рис. 8. Диаграмма распределения по отметкам ствола сваи времени распространения УЗ импульса

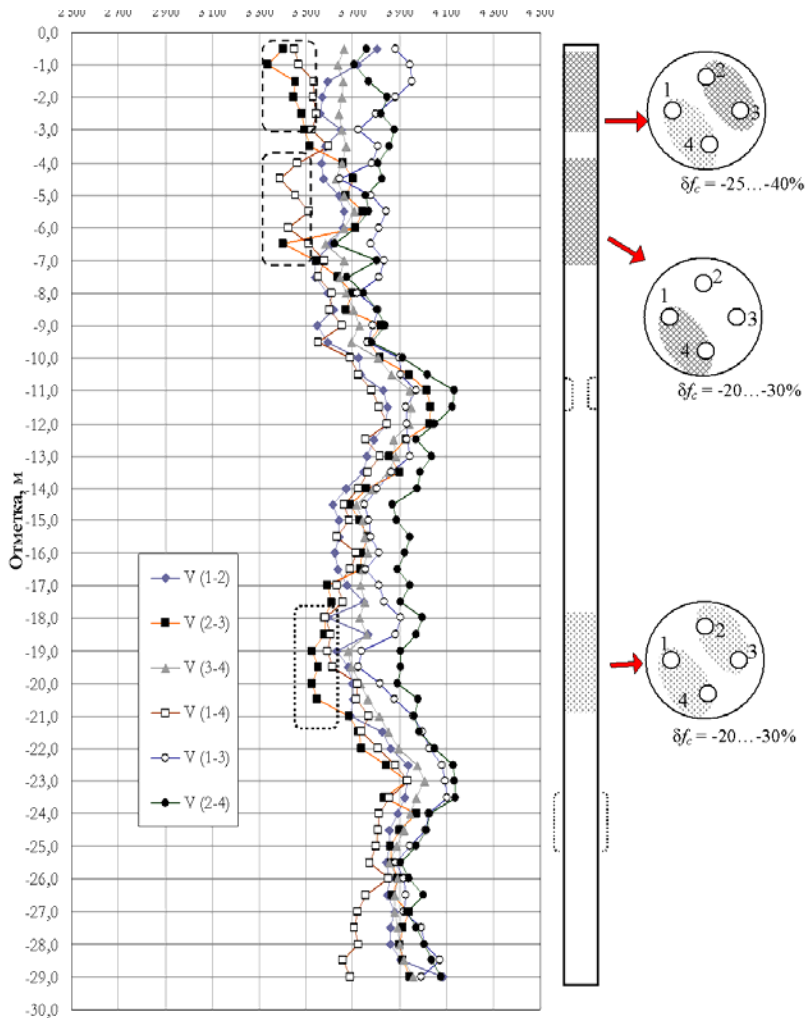
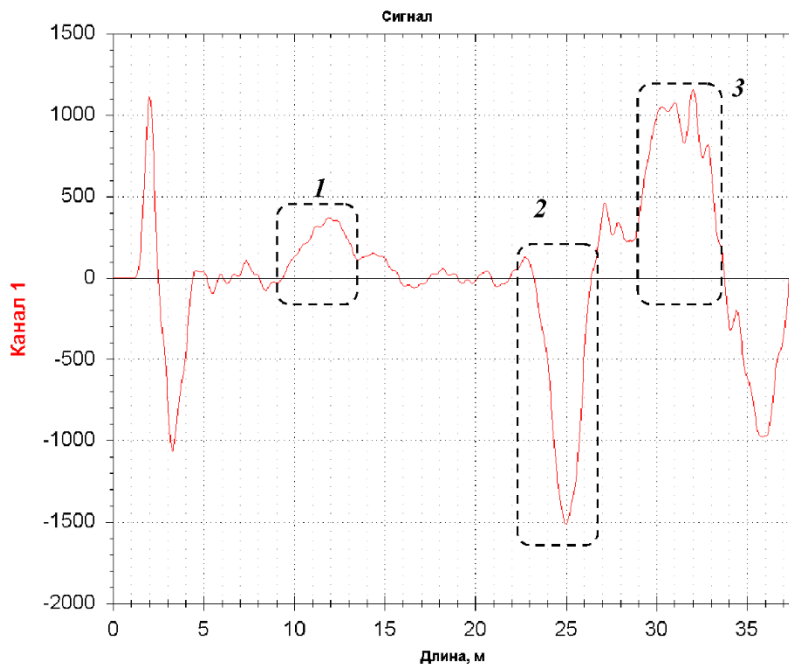


Рис. 9. Ультразвуковой профиль сваи



Акустическая длина 29...30 м (проектн. длина 29 м);
 «Шейка» (1) на отметке -11 м; «бочка» (2) на отметке -23,5 м;
 Пята сваи определяется эхо-сигналом (3) на отметке -29...-30 м;
 Признаков фрагментации ствола сваи не наблюдается.

Рис. 10. Рефлектограмма сваи

Для уточнения оценки качества бетона сваи были выполнены работы по отбору кернов всю длину ствола сваи, в области вблизи геометрического центра. На рис. 11 показаны отобранные керны из сваи.

Прессовые испытания на одноосное сжатие образцов выполнялись совместно с измерениями скорости ультразвука.

Измерение скорости ультразвука выполнялись в диаметральном направлении через боковые поверхности образцов. Средний диаметр образцов – 63 мм.

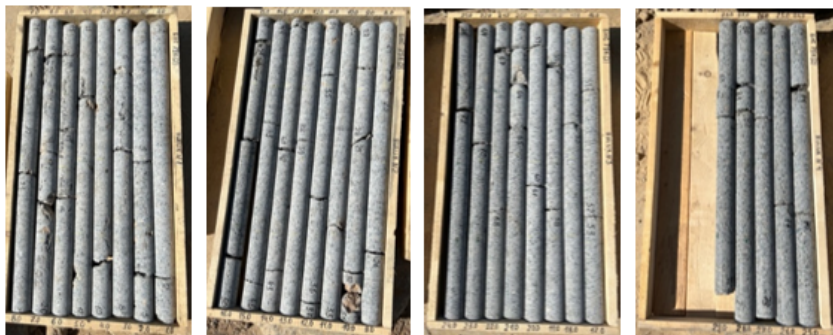


Рис. 11. Керны, отобранные из сваи



Рис. 12. Керны с дефектами структуры

Данные прессовых и ультразвуковых испытаний образцов-кернов были сопоставлены с данными межскважинного УЗ мониторинга. На рисунках 13 и 14 приведены диаграммы распределения по длине ствола сваи полученных данных. Прочность бетона на каждой отсчетной отметке ствола сваи определялась как средняя прочность бетона по результатам прессовых испытаний 3-х образцов-кернов. Скорость УЗ импульса в образцах-кернах измерялась в плоскости сечения по диаметру образца. Отсчетное значение определялось как среднее 4-х измерений в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

На рис. 13 приведены данные измерений скорости УЗ в образцах-кернах и данные скорости УЗ по результатам межскважинного мониторинга. На отметках -2,5...-9,5 м, -14,5...-16,5 м и -22...-28,5 м наблюдается хорошее совпадение значений скорости УЗ в образцах и в массиве ствола сваи. В то же время коэффициент линейной корреляции скорости УЗ по всем отметкам невысокий и составляет $r_{V_{mon}, V_{kern}} = 0,52$.

Результаты определения прочности бетона приведены на рис. 14. Обращает на себя внимание большой разброс прочности по данным испытания кернов – от 20,7 МПа (отметка -7,5 м) до 52...53 МПа (на отметках -0,5 м, -11,5 м, -25,5 м). Коэффициент вариации $V_{fkern} = 21$ %. Среднее значение прочности бетона кернов по всем контрольным отметкам – 39,5 МПа.

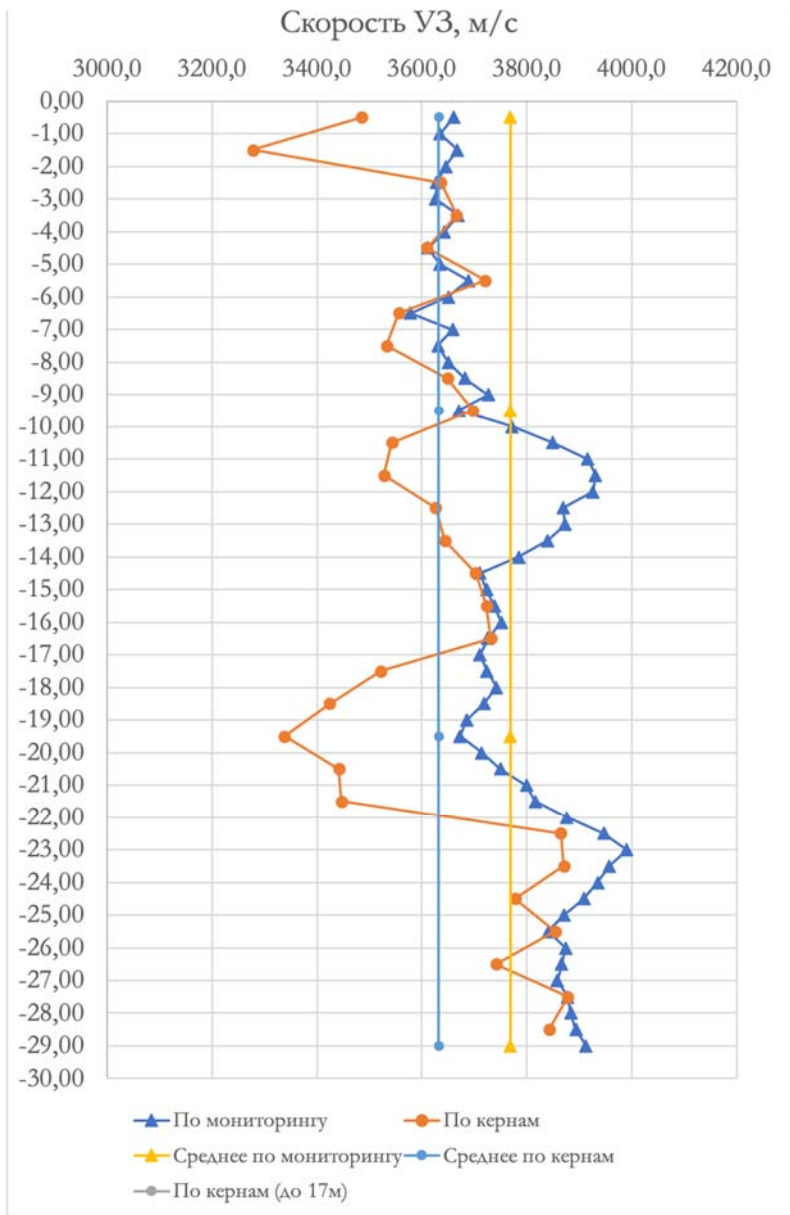


Рис. 13. График распределения по длине ствола сваи скорости распространения УЗ импульса по данным испытаний кернов и по данным межскважинного УЗ мониторинга

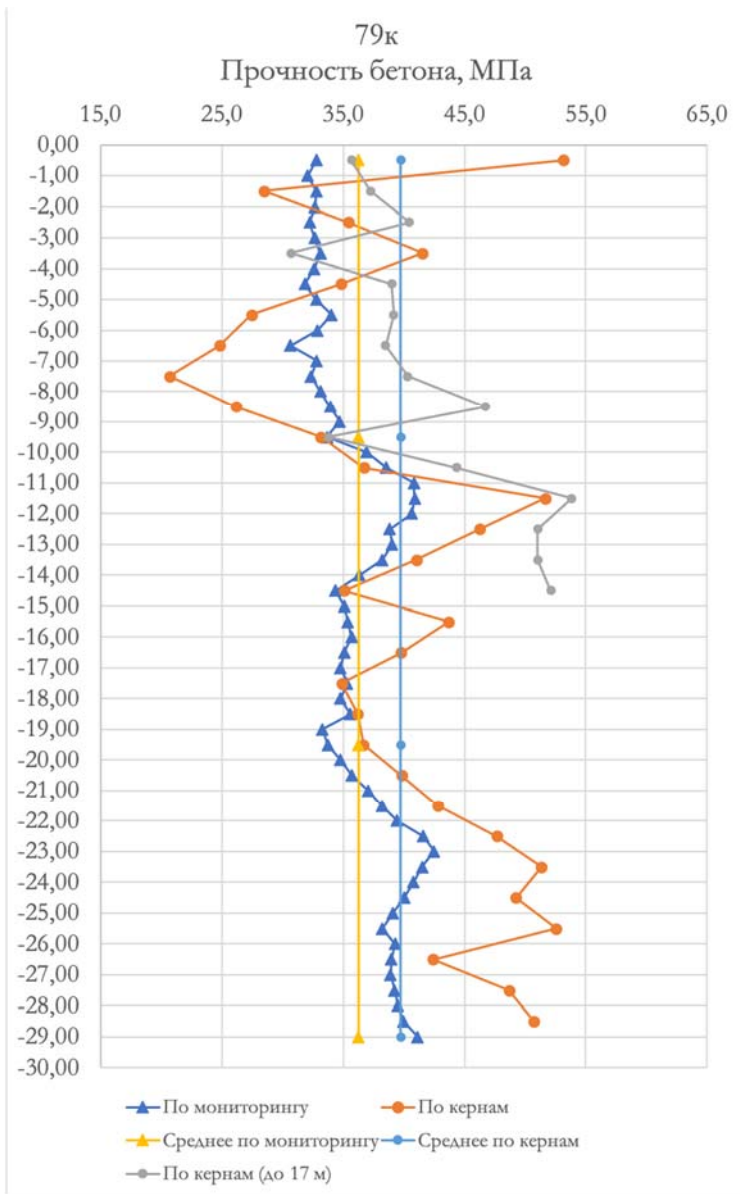


Рис. 14. График распределения по длине ствола прочности бетона сваи по данным испытаний кернов и по данным межскважинного УЗ мониторинга

Разброс значений прочности по данным УЗ мониторинга – от 30,7 МПа (отметка -6,5 м) до 42,5 МПа (отметка -23 м). Коэффициент вариации $V_{fmon} = 8,8\%$. Среднее значение прочности по всем контрольным отметкам – 36,2 МПа. Значимой является корреляция оценок прочности бетона по данным прессовых испытаний и данным УЗ мониторинга, коэффициент линейной корреляции оценок прочности составляет $r_{fmon, fkern} = 0,76$. Более высокий показатель корреляции $r_{fmon, fkern}$ в сравнении с $r_{Vmon, Vkern}$ и значительно меньший коэффициент вариации указывает на эффективность ультразвукового метода определения прочности бетона ствола сваи, поскольку испытанию подвергается значительно больший объем бетона в сечении, что нивелирует влияние мелких неоднородностей, чем при испытании кернов малого диаметра (63 мм). Влиянием мелких неоднородностей бетона, включая и зерна крупного заполнителя на малой базе прозвучивания кернов объясняется невысокая сходимости значений скорости УЗ в отдельных образцах-кернах и по трассам УЗ мониторинга соответствующих сечений сваи при близких показателях средней по стволу сваи прочности бетона.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполнен контроль сплошности и однородности сваи двумя неразрушающими методами – ультразвуковым межскважинным и сейсмоакустическим методами. Имеющиеся расхождения проектных значений длины и так называемой акустической длины находятся в пределах погрешности метода испытаний и обусловлены неизбежным отклонением фактической скорости распространения акустической волны от принятого в расчетах среднего значения. Проектная длина сваи подтверждена методом межскважинного ультразвукового мониторинга подтверждено (по проходимости канальных труб).

ЛИТЕРАТУРА

1. Пономарев А.Б. Свайные фундаменты как элементы устойчивого строительства // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2015. No 1. С. 103–119.
2. Опалихина А.А. Свайные фундаменты на винтовых сваях в условиях Крайнего Севера // Инновационная наука. 2018. No 6. С. 31–34.
3. Крутов В.И., Когай В.К., Глухов В.С. Свайные фундаменты из набивных свай в пробитых скважинах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2010. No 2. С. 10–14.
4. Леонович С.Н., Снежков Д.Ю., Будревич Н.А. Исследование качества буронабивных свай Impact-Echo методом (неразрушающий контроль). Проблемы современного строительства: Материалы Международной научно-технической конференции. Минск, 28 мая 2021. С. 258–269.
5. Liang M.T., Su P.J. Detection of the corrosion damage of rebar in concrete using Impact-Echo method // Cement and Concrete Research. 2001. Vol. 31. No. 10, pp. 1427–1436.
6. Liu P.-L., Yeh P.-L. Vertical spectral tomography of concrete structures based on Impact-Echo depth spectra // NDT & E International. 2010. Vol. 43. No. 1, pp. 45–53.

7. Kachanov V.K., Sokolov I.V., Avramenko S.L. Problems of acoustic testing of large-size concrete building structures // Russian Journal of Nondestructive Testing. 2008. Vol. 44. No. 12, pp. 812–819.

8. Капустин В.В., Чуркин А.А., Лозовский И.Н., Кувалдин А.В. Возможности сейсмоакустических и ультразвуковых методов при контроле качества свайных фундаментов // Геотехника. 2018. Т. 10. № 5–6. С. 62–71.

9. Arkhipov A. Check and monitoring of condition of concrete slurry wall, jet-grouting and frozen soil fences by crosshole sounding method in underground construction // Procedia Engineering. 2016, pp. 11–18.

10. Леонович С.Н., Снежков Д.Ю., Бударевич Н.А. Исследование качества буронабивных свай Impact-Echo методом (неразрушающий контроль) // Материалы Международной 2021 научно-технической конференции (Минск, 28 мая 2021 г.) «Проблемы современного строительства», 2021, с. 258-269.

Сведения об авторах

Леонович Сергей Николаевич, доктор технических наук, профессор, Белорусский национальный технический университет

Мяо Цицзюнь, Циндаоский технологический университет

Бударевич Нелли Анатольевна, аспирант Белорусский национальный технический университет

Колодей А.В., магистрант Белорусский национальный технический университет

Каберник К.П., магистрант Белорусский национальный технический университет

Leonovich Sergei Nikolaevich, Doctor of Technical Sciences, Professor, Belarusian National Technical University

Miao Jijun, Qingdao University of Technology

Budrevich Nelli Anatolyevna, post-graduate student Belarusian National Technical University

A.V. Kolodei, undergraduate Belarusian National Technical University

K.P. Kabernik, undergraduate Belarusian National Technical University

Для цитирования:

Леонович С.Н. Определение прочности буронабивных свай межскважинным ультразвуковым методом / С.Н. Леонович, Мяо Цицзюнь, Н.А. Бударевич, А.В. Колодей, К.П. Каберник // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 316–331.

Citation:

Leonovich S.N. Determination of the strength of bored piles by inter-well ultrasonic method / S.N. Leonovich, Miao Jijun, N.A. Budrevich, A.V. Kolodei, K.P. Kabernik // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 316–331.

УДК 624.1

ГЕОТЕХНИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ ПРИ РАЗРАБОТКЕ ПОЛЕЗНЫХ ИСКОПАЕМЫХ

С.В. Сергеев

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Е.Д. Воробьев

НИУ «БелГУ», г. Белгород, Россия

***Аннотация:** рассмотрены основные методы геотехнического сопровождения строительства и эксплуатации зданий и сооружений в зонах влияния разработки полезных ископаемых. Приведена методика проведения мониторинга строительных конструкций с использованием информационно-измерительной системы.*

***Ключевые слова:** строительные конструкции, сейсмические явления, прочность, деформируемость, массив пород, мониторинг, бетон, тубинг, датчики деформации, замерная станция, банк данных, блок-схема.*

GEOTECHNICAL ASSESSMENT OF URBANIZED TERRITORIES IN THE DEVELOPMENT OF MINERALS

***Abstract:** the main methods of geotechnical support for the construction and operation of buildings and structures in the zones of influence of mineral development are considered. The methodology of monitoring of building structures using an information-measuring system is given.*

***Keywords:** building structures, seismic phenomena, strength, deformability, rock mass, monitoring, concrete, tubing, deformation sensors, measuring station, data bank, flowchart.*

ВВЕДЕНИЕ

Одним из приоритетных направлений строительной науки является решение технических проблем с учетом рационального природопользования. Направление предполагает разработку концепции комплексного использования подземного пространства и решение проблем развития городов. К таким регионам можно отнести территорию КМА, где ведется разработка полезных ископаемых открытыми и подземными способами. Населенные пункты, которые находятся в зоне влияния этих разработок испытывают значительные техногенные нагрузки.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В регион Курской Магнитной Аномалии (КМА) входят Белгородская и Курская области. Здесь разработка полезных ископаемых ведется как

открытым, так и подземным способами. Основными техногенными воздействиями на геологическую среду являются сдвигение массива пород при осушении месторождений и подземная разработка железных руд. Кроме этого, при массовых взрывах на карьерах в населенных пунктах происходят сейсмические явления силой до 4-5 баллов [1].

Обеспечение длительной прочности и устойчивости зданий в таких условиях возможно на основе целенаправленного и длительного мониторинга за геологической средой и за напряженным состоянием строительных конструкций зданий и сооружений [2, 3].

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

На основе длительных натуральных наблюдений за состоянием массива пород и существующими зданиями, и подземными сооружениями производится анализ результатов мониторинга, на основе которых устанавливаются основные тенденции развития опасных техногенных процессов. При этом база данных для мониторинга должна учитывать все факторы, влияющие на устойчивость зданий и сооружений. На рис. 1 приведена схема геотехнических процессов на примере осушения месторождения.

Рассмотрим её основные части:

1. Изменение уровня грунтовых вод:

а) при инфильтрации поверхностных вод из-за нарушения системы поверхностного водоотведения;

б) от утечек из водонесущих инженерных коммуникаций.

Последствиями этого процесса являются: снижение прочностных и деформативных характеристик грунтов в основании зданий и сооружений; уменьшение коэффициента устойчивости застроенных склонов; появление суффозных и карстовых пустот оснований зданий.

2. Схема сдвигения массива при осушении массива и подземном строительстве.

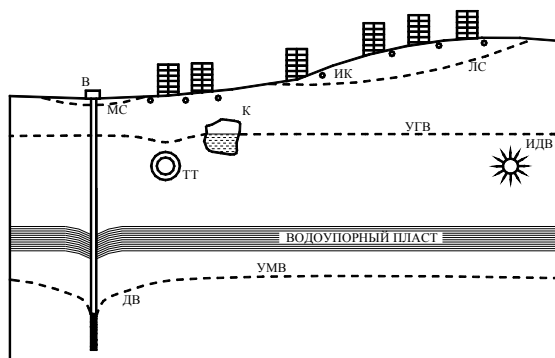


Рис. 1. Схема геотехнических процессов при водопонижении на застроенной территории: МС – мульда сдвига; ТТ – технический тоннель; ИК – инженерные коммуникации; К – карстовая пустота; ДВ – депрессионная воронка; УМВ – уровень межпластовых вод; УГВ – уровень грунтовых вод; ЛС – линия сдвига; ИДВ – источник динамических воздействий.

Эти процессы продолжают десятилетиями. При этом происходит вынос твёрдых частиц грунта и развивается процесс сдвижения массива. На больших площадях образуется мульда сдвижения параметры которой трудно прогнозировать. Радиусы депрессионных воронок изменяются от нескольких до десятков километров, а оседание в центре мульды достигает нескольких метров.

3. Систематические динамические воздействия на основания зданий и сооружений от промышленных взрывов на карьерах.

Проблему обеспечения безопасности и надёжности зданий и сооружений в зоне влияния горных работ можно решать при помощи информационно-измерительной системы мониторинга напряженно-деформированного состояния несущих строительных конструкций и элементов. Разработанная нами система включает в себя комплекс приборов, устанавливаемых в зданиях и подземных сооружениях (см. рис. 2).

Необходимо выделить два вида мониторинга зданий и сооружений в зоне влияния горных работ:

1) мониторинг наземных зданий и сооружений [4];

2) мониторинг подземных сооружений [5].

Мониторинг наземных зданий и сооружений должен производиться с учетом совместной работы системы «здание – фундамент – основание». При этом измерению и наблюдению подлежат:

1) вертикальные и горизонтальные деформации несущих строительных конструкций;

2) измерения усилия в арматуре фундаментных плит;

3) измерения осадок фундаментов.

В качестве измерительных приборов рекомендуется применять струнные: деформометры, датчики усилия в арматуре, температурные датчики и датчики давления на подошву фундамента.

Все приборы устанавливаются в конструкциях во время их возведения.

В зонах сдвижения земной поверхности в населенных пунктах производятся наблюдения за горизонтальными и вертикальными смещениями каждого здания. При этом особое внимание необходимо обратить на неравномерность осадок (наклон) зданий.

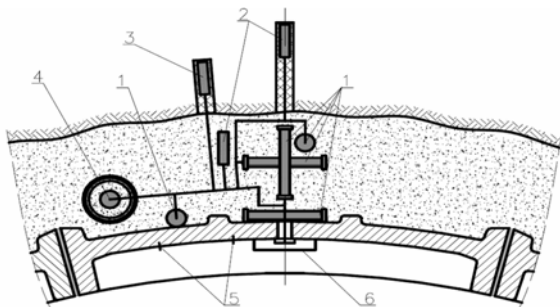


Рис. 2 Схема расположения приборов в подземных сооружениях:

- 1 – струнные деформометры установленные в крепи;
- 2 – температурные датчики; 3 – датчик порового давления;
- 4 – усадочный цилиндр; 5 – замерные базы; 6 – клеммный щиток для вывода информации через многожильный кабель



Рис. 3 Блок-схема обработки экспериментальных данных

Мониторинг подземных сооружений при разработке полезных ископаемых производится с применением специальных замерных станций [5]. Для крепления подземных сооружений применяются в основном монолитный бетон и металлические конструкции, а в особо сложных горно-геологических условиях применяются комбинированные крепи из бетона и чугунных тюбингов. На рис. 2 приведена схема расположения приборов в таких конструкциях. Видно, что измерения деформаций в бетоне производится в трех направлениях, а в тюбингах – двух. Для исключения усадочных деформаций бетона из измеренных применяются усадочные цилиндры. Снятие показаний приборов производится через многожильный кабель, выведенный через отверстие в тампонажной пробке тюбинга.

Все установленные приборы относятся к струнным, т.е. их показания – частота колебаний струны. Для обработки данных используется тарифовочная зависимость, полученная в заводских условиях. На внутреннем контуре тюбингов устанавливаются замерные базы на расстоянии 300 мм друг от друга, расстояние между ними периодически измеряются механическими тензодатчиками конструкции ЦНИИС с точностью от 0,01 мм. Определение напряжений по этим измеренным деформациям производится с использованием модуля упругости чугуна. На рис. 3 показана блок-схема обработки показаний приборов.

Информационно-измерительная система, установленная в наземных и подземных строительных конструкциях предназначена для:

1) обеспечения безопасности путём автоматического мониторинга в режиме реального времени напряженно-деформированного состояния несущих строительных конструкций и элементов;

2) своевременного обнаружения на ранней стадии негативного изменения напряженно-деформированного состояния несущих строительных конструкций и элементов, которое может привести к их разрушению и повлечь: переход объекта в ограниченно работоспособное или аварийное состояние, гибель людей;

3) контроля и формирования банка данных о параметрах изменения напряженно-деформированного состояния несущих строительных конструкций и элементов;

4) автоматизированного мониторинга в режиме реального времени напряженно-деформированного состояния несущих строительных конструкций и элементов путем получения всей необходимой информации от установленных в них первичных преобразователей по цифровым каналам связи.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Рассмотренные методы мониторинга прошли апробацию на многих объектах. Например, длительный мониторинг состояния строительных конструкций проводился при возведении 12-этажного жилого дома на фундаментной плите в г. Орел и при строительстве торгово-офисного центра в г. Белгород. Результаты наблюдений были использованы для корректировки проектов строительства.

Длительный мониторинг подземных сооружений проводился на горных предприятиях КМА и ООО «Еврохим-ВолгаКалий». Полученные в ходе мониторинга результаты были использованы для корректировки проекта крепи подземных сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Методическое руководство по оценке сейсмического действия взрывов в карьерах КМА. // Издательство КНН К МА. Губкин, 1986.

2. Сергеев С.В., Сеньюшкин В.В. База данных для мониторинга городской среды // Геомеханика. Механика подземных сооружений. Известия ТулГУ, вып. I, 2003.

3. Сергеев С.В., Петин А.Н., Овчинников А.В. Проблемы инженерной оценки урбанизированных территорий // Материалы Международной научной конференции «Проблемы природопользования и экологическая ситуация в Европейской России и сопредельных странах». – Москва-Белгород. Изд-во БелГУ, 2004. С. 153-155

4. Пособие по научно-техническому сопровождению и мониторингу строящихся зданий и сооружений, в том числе большепролетных, высотных и уникальных. МРДС 02-08. Росстрой. М.: 2008. 76 с.

5. Казикаев Д.М., Сергеев С.В. Диагностика и мониторинг напряженного состояния крепи вертикальных стволов. М.: Горная книга, 2011. 245 с.

Сведения об авторах

Сергеев Сергей Валентинович, доктор. техн. наук, профессор кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (sergeev.v@mail.ru).

Воробьев Евгений Дмитриевич, доцент, канд. техн. наук. кафедры прикладной геологии и горного дела Белгородского государственного национального исследовательского университета, г. Белгород, Россия, (vorobev@bsu.edu.ru)

Sergeev Sergey Valentinovich, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of "Construction Technologies, Geotechnics and Economics of Construction", Faculty of Construction of the I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, (sergey.sergeev.v@mail.ru).

Vorobyev Evgeny Dmitrievich, Associate Professor, Candidate of Technical Sciences. Department of Applied Geology and Mining of Belgorod State National Research University, Belgorod, Russia, (vorobev@bsu.edu.ru)

Для цитирования:

Сергеев С.В. Геотехническая оценка урбанизированных территорий при разработке полезных ископаемых / С.В. Сергеев, Е.Д. Воробьев // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 332–337.

Citation:

Sergeev S.V. Geotechnical assessment of urbanized territories in the development of minerals/ S.V. Sergeev, E.D. Vorobyev // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 332–337.

УДК 624.131.1:624.154.54

ОПЫТ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ОСОБО СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ

Н.С. Соколов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия
ООО НПФ «ФОРСТ»,
г. Чебоксары, Россия

С.С. Викторова

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** строительство объектов в стесненных условиях всегда является сложной геотехнической проблемой, связанной с обеспечением безаварийной эксплуатации зданий и сооружений окружающей застройки. В арсенале геотехников накоплен большой потенциал геотехнических технологий устройства ограждений котлованов. Зачастую не все подходят для условий их использования в стесненных условиях. Наиболее приспособлены для таких случаев технологии, используемые пробуренные скважины (скважины под буровые сваи и грунтовые анкера) с последующим заполнением их бетоном и при этом не нарушающие напряженно-деформированного состояния окружающего их грунта. Использование буроинъекционных свай и грунтовых анкеров, устраиваемых по электроэрозийной технологии (технология ЭРТ) во многих случаях успешно разрешает проблему строительства в стесненных условиях. В статье приводится один из геотехнических случаев устройства ограждения котлована в особо стесненных условиях. Работа является обзорной.*

***Ключевые слова:** геотехническое строительство, электроэрозийная технология ЭРТ, буроинъекционная свая ЭРТ, грунтовые анкера ЭРТ*

EXPERIENCE OF GEOTECHNICAL CONSTRUCTION IN PARTICULAR CONSTRAINTS

***Abstract:** the construction of objects in cramped conditions is always a complex geotechnical problem associated with ensuring the trouble-free operation of buildings and structures of the surrounding development. In the arsenal of geotechnicians has accumulated a great potential of geotechnical technologies of the device of fences of boilers. Often not all are suitable for the conditions of their use in cramped conditions. The most suitable for such cases are the technologies used by drilled wells (boreholes for drilling piles and earth anchors) with subsequent filling with concrete and at the same time not disturbing the stress-strain state of the surrounding soil. In many cases, the use of drilling injection piles and earth anchors made using electrical discharge*

technology (EDT technology) successfully solves the problem of construction in cramped conditions. The article gives one of the geotechnical cases of the device of fencing of the pit in especially cramped conditions. The work is overview.

Keywords: *geotechnical construction, electric discharge technology (EDT), EDT drilling injection pile, EDT ground anchor.*

ВВЕДЕНИЕ

Строительство зданий и сооружения в стесненных условиях требует от строителей и геотехников пристального внимания [1-12], связанного с необходимостью сохранения объектов окружающей застройки. В рассматриваемой статье приведен удачный пример устройства ограждения котлована строящегося здания, размещенного в окружении существующих сооружений.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В административном отношении участок строительства шестизэтажного жилого расположен в г. Нижний Новгород в стесненных условиях городской застройки. Он возведен на свободной от застройки территории. В окружении строящегося дома в зоне геотехнического влияния имеются шесть объектов существующей застройки (см. рис.1), в том числе два объекта ОКН (объекты культурного наследия).

В геоморфологическом отношении участок изысканий расположен на водораздельном плато рек Оки и Волги. Отметки поверхности земли в пределах участка изменяются от 135.9 до 136.3 Б.С. (по устьям инженерно-геологических выработок). Рельеф спланированный.

Инженерно-геологическое строение участка до глубины 20.0 м представлено нерасчлененными верхне-среднечетвертичными лессовыми супесями (rgQII-III), вскрытой мощностью 1.7-2.5 м, нерасчлененными верхне-среднечетвертичными лессовыми суглинками (rgQII-III), мощностью 14.5-16.6 м, с поверхности отложения перекрыты насыпным грунтом (tQIV), мощностью 1.7-3.0 м.

Все инженерно-геологические выработки нанесены на план расположения инженерно-геологических выработок. Геолого-литологическое строение участка характеризуется колонками скважин и инженерно-геологическими разрезами. Гидрогеологические условия участка до глубины 20.0 м на момент проведения изысканий (июль-август 2017 г.) характеризуются наличием водонесного горизонта, приуроченного к четвертичным отложениям. Уровень подземных вод зафиксирован на глубинах 4.5-6.4 м. Водонесный горизонт безнапорный, водовмещающими грунтами являются лессовые суглинки. Водупор скважинами не вскрыт. Питание водонесного горизонта осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков и утечек из водонесущих коммуникация.

Геолого-литологическое строение участка представлено в таблице 1.

Таб. 1. Геолого-литологическое строение участка

№ слоя	Возраст, генезис, описание грунтов, площадное распространение	Мощность, м
Современные пролювиально-делювиальные отложения (pdQIV)		
1	tQIV – насыпной грунт: песок коричневый пылеватый, с включением щебня, строительного мусора, арматуры; кирпич; суглинок с включением песка, кирпича, щебня, строительного мусора; супесь темно коричневая, с включением строительного мусора с примесью торфа. Вскрыт всеми скважинами с поверхности.	1.7-3.0
Нерасчлененные средне-верхнечетвертичные отложения (prQII- III)		
2	prQII-III – суглинок лессовый коричневый, темно-коричневый, с прослоями супеси. Вскрыт всеми скважинами в средней части разреза.	14.5-16.6
3	prQII-III – супесь лессовая коричневая, с прослоями суглинка. Вскрыт всеми скважинами	Вскрытая 1.7-2.5

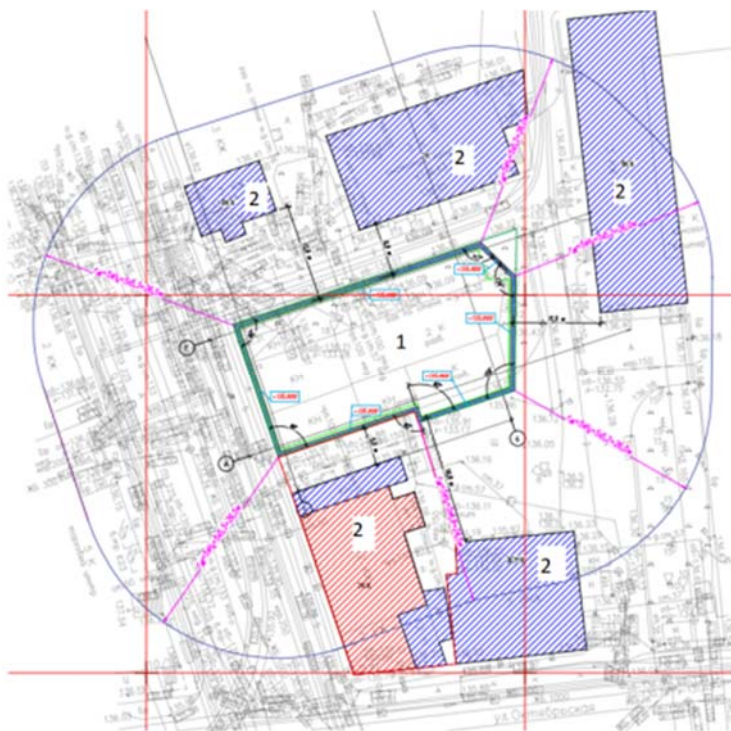


Рис. 1. Границы зоны геотехнического влияния

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

На основании геотехнических расчетов влияния нового строительства на деформации зданий окружающей застройки (геотехнический прогноз влияния) был разработан рабочий проект ограждения котлована с использованием буроинъекционных свай ЭРТ и грунтовых анкеров ЭРТ (см. рис. 2-4, фотографии готового ограждения котлована на рис. 6а и 6б).

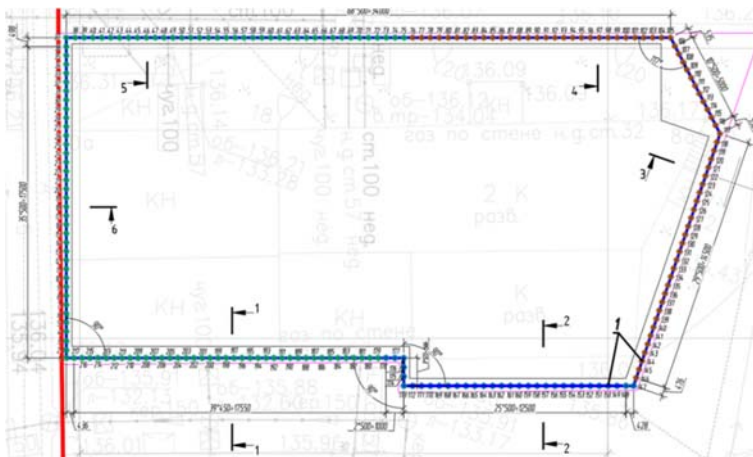


Рис. 2. План расположения буроинъекционных свай ЭРТ ограждения котлована

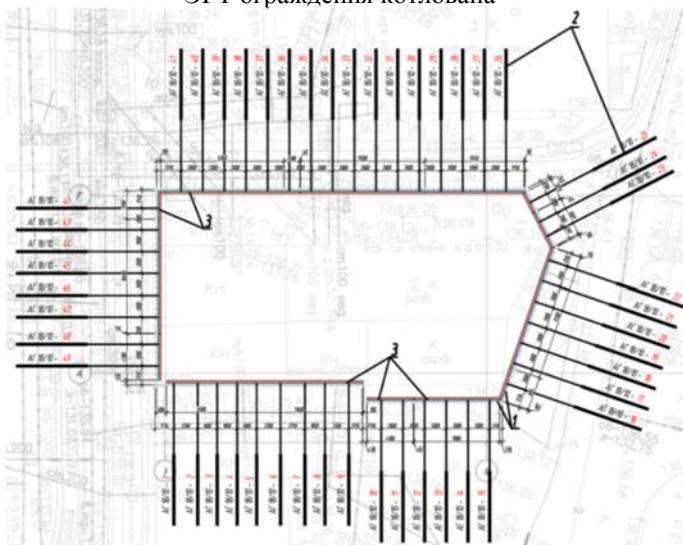


Рис. 3. Схема размещения грунтовых анкеров ЭРТ ограждения котлована:
1 – буроинъекционные сваи ЭРТ; 2 – грунтовые анкера ЭРТ первого уровня;
3 – монолитный железобетонный обвязочный пояс

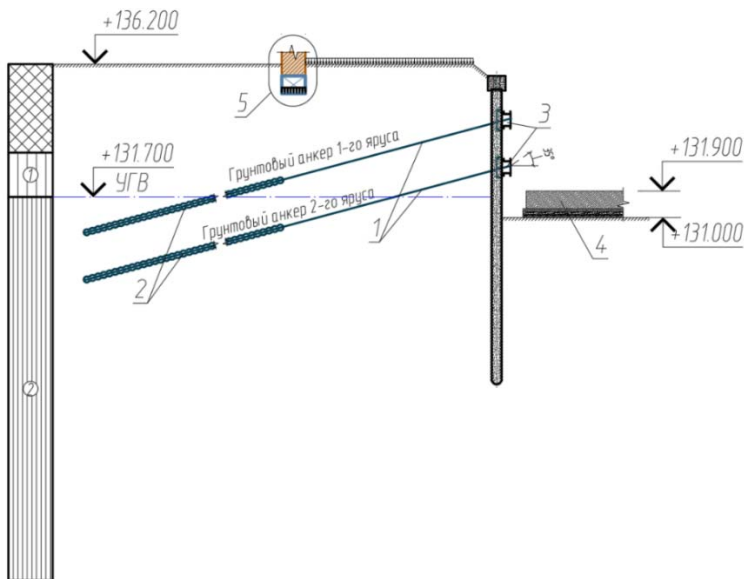
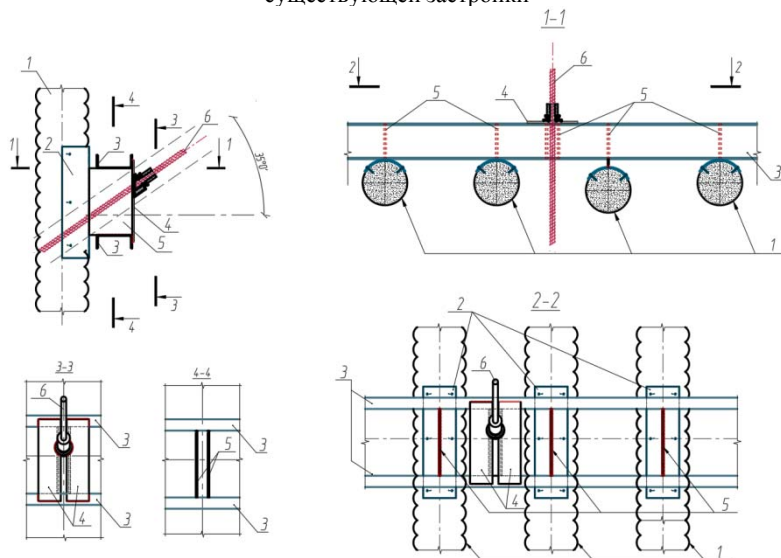


Рис. 4. Характерный разрез ограждения котлована: 1, 2 – грунтовые анкера ЭРТ первого и второго уровней; 3 – стальные анкерные пояса; 4 – монолитный плитный железобетонный фундамент строящегося 6-этажного объекта; 5 – фундамент одного из зданий существующей застройки



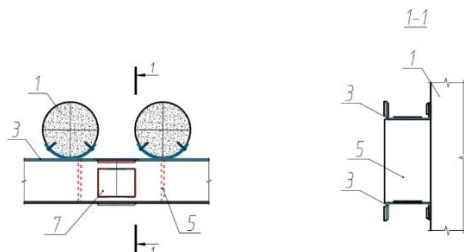


Рис. 5. Схема узла крепления грунтовых анкеров к обвязочному поясу: 1 – буроинъекционная свая ЭРТ; 2 – упор анкерного пояса; 3 – анкерный пояс из стальных профилей; 4 – стальная пластинка; 5 – ребра жесткости анкерного пояса; 6 – стержень из высокопрочной арматуры анкерного пояса; 7 – узел крепления стыка анкерного пояса



Рис. 6а. Фрагмент плана ограждения котлована: 1 – буроинъекционные сваи ЭРТ; 2 – грунтовые анкера ЭРТ; 3 – анкерный обвязочный пояс; 4 – монолитный железобетонный обвязочный пояс



Рис. 6б. Фрагмент плана ограждения котлована: 1 – буроинъекционные сваи ЭРТ; 2 – грунтовые анкера ЭРТ; 3 – анкерный обвязочный пояс; 4 – монолитный железобетонный обвязочный пояс

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Буроинъекционные сваи и грунтовые анкера ЭРТ, являясь заглубленными железобетонными конструкциями ограждения котлована при строительстве шестиэтажного жилого дома позволили возвести объект без негативного последствия для зданий окружающей застройки.

2. Алгоритм устройства грунтовых анкеров ЭРТ апробирован на множестве объектах геотехнического строительства. Он является обязательным при изготовлении буроинъекционных анкеров ЭРТ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ильичев В.А., Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. № 2. С. 17–20.

1. Ilchev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience of development of russian megacities underground space. Osnovaniya, fundamente i mekhanika gruntov. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).

2. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Георекострукция, 2010. 551 с.

2. Ulickij V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov [Geotechnical Support of Urban Development]. Saint Petersburg: Georeconstruction, 2010. 551 p.

3. Ilchev V.A., Konovalov P.A., Nikiforova N.S., Bulgakov L.A. Deformations of the Retaining Structures Upon Deep Excavations in Moscow. Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering, April 3–17. New York, 2004, pp. 5–24.

4. Ilchev V.A., Nikiforova N.S., Koreneva E.B. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation tranches. Proc. of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. Madrid, Spain, 24–27th September 2007. «Geo-technical Engineering in urban Environments». Vol. 2, pp. 581–585.

5. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development. The pros, of the 7th Int. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground», 16–18 May, 2011. tc28 IS Roma, AGI, 2011, № 157NIK.

6. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation. Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004, pp. 338–342.

7. Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction. Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Prague, 2003.

8. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Elektric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure. Key Enginiring Materials. 2018, pp. 76–81.

9. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction. Key Enginiring Materials. 2018, pp. 70–74.

10. Соколов Н.С. Электроразрядная технология усиления основания фундаментов // Жилищное строительство. №9. Стр. 36–42.

11. Соколов Н.С. Один из случаев усиления основания деформированной противооползневой подпорной стены /Жилищное строительство. 2021. №12. Стр.

Сведения об авторах

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, зав.кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (ns_sokolov@mail.ru). Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, (forstnpf@mail.ru).

Викторова Светлана Станиславовна, старший преподаватель кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия (lark102@rambler.ru).

Sokolov Nikolai Sergeevich, candidate of technical sciences, head of the department, associate professor of the department of Construction technologies, geotechnics and economics of construction, faculty of civil engineering, Chuvash state university named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, (ns_sokolov@mail.ru). Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia (forstnpf@mail.ru).

Viktorova Svetlana Stanislavovna, Senior Lecturer of the Department of Construction Technologies, Geotechnics and Economics of Construction, Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov”, Cheboksary, Russia (lark102@rambler.ru).

Для цитирования:

Соколов Н.С. Опыт геотехнического строительства в особо стесненных условиях / Н.С. Соколов, С.С. Викторова // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 338–345.

For citation:

Sokolov N.S. Experience of geotechnical construction in particular constraints / N.S. Sokolov, S.S. Viktorova // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 338–345.

УДК [624.154.54:626/627]:621.7.044.4

ГЕОТЕХНИЧЕСКАЯ ТЕХНОЛОГИЯ УПРАВЛЯЕМОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ЭЛЕКТРОГИДРАВЛИЧЕСКИХ УДАРОВ ПРИ УСТРОЙСТВЕ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ

Н.С. Соколов
ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия
ООО НПФ «ФОРСТ»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** проблема повышения несущей способности основания фундаментов находится всегда под пристальным вниманием геотехников, проектировщиков и строителей. В связи с увеличением объемов капитального строительства на площадках с наличием в их основаниях инженерно-геологических элементов со слабыми физико-механическими характеристиками эта проблема приобретает еще большую актуальность. Кроме того, при существенных нагрузках, передаваемых на такие основания использование традиционных технологий не всегда оправданно. Часто возникает настоятельная необходимость применения нестандартных способов усиления оснований. При усилении таких оснований с помощью традиционных свай последние могут получить негативное трение, существенно уменьшающее их несущую способность по грунту, достигающие иногда до нулевых значений. Это может привести к дополнительным осадкам возводимого и возведенных в зоне геотехнического влияния объектов. Использование буроинъекционных свай устраиваемых с использованием не стандартных физических процессов в большинстве случаев успешно решает многие сложные геотехнические проблемы.*

***Ключевые слова:** геотехническое строительство, физические процессы, электроразрядная технология, буроинъекционная свая, промежуточные уширения (подпятники).*

GEOTECHNICAL TECHNOLOGY OF CONTROLLED IMPACT OF ELECTROHYDRAULIC SHOCKS DURING THE DEVICE OF DRILLING PILES

***Abstract:** the problem of lifting the load capacity of foundations is always the focus of geotechnicians, designers and builders. Due to the increase in the volume of capital construction at the facilities, with the presence of engineering and geological elements with weak physical and mechanical characteristics in their bases, this problem becomes even more urgent. Furthermore, the use of traditional technologies is not always justified in the face of significant pressure on such grounds. There is often an urgent need for the use of non-standard reinforcement tools. By reinforcing such bases with traditional piles, the latter*

can acquire negative friction, significantly reducing their bearing capacity, sometimes reaching zero values. This may result in additional rainfall of facilities being built and constructed in the geologic impact area. Injection piles made using non-standard physical processes, in most cases successfully solve many complex geotechnical problems.

Keywords: *geotechnical construction, physical processes, electric discharge technology (EDT), drilling injection pile, intermediate broadening (spots).*

ВВЕДЕНИЕ

Геотехники часто обращаются к физическим процессам с целью улучшения работы слабых оснований. Они позволяют существенно улучшать строительные свойства грунтов фундаментов и всего геомассива в целом.

Одним из наиболее внедренных в геотехническую практику является физический процесс – электрогидравлика. В результате появилась геотехническая электроразрядная технология устройства буроинъекционных свай (технология ЭРТ). Она широко внедрена в строительную практику. Такие геотехнические фирмы, как НПО "РИТА", ООО "Элстром РИТ", ООО НПФ "ФОРСТ" широко практикуют эту технологию, регулярно ее улучшая. Так, например, ООО НПФ "ФОРСТ" внес ряд усовершенствований [1-10] в устройство буроинъекционных технологий, используя другие физические процессы.

Эффект электрогидравлического удара достаточно подробно описан в работах [11-17].

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

При создании внутри объема жидкости импульсного высоковольтного электрического разряда в зоне последнего развиваются сверхвысокие давления, которые можно широко использовать в практических целях. Так, впервые в 1950 г. Л. А. Юткиным был сформулирован предложенный им новый способ трансформации электрической энергии в механическую, названный автором электрогидравлическим эффектом.

Электрогидравлический эффект с первых дней его открытия был и остается постоянным источником рождения множества прогрессивных технологических процессов, которые сейчас уже широко применяются во всем мире. Этим обуславливаются его непреходящее значение и все возрастающий интерес, проявляемый к нему в самых различных отраслях науки, техники и народного хозяйства.

Протекание электрического разряда в жидкости вызывает сложный комплекс явлений: ионизацию и разложение молекул в плазме канала и возле него, световое излучение канала разряда, ударные волны, интенсивное ультразвуковое излучение, пульсацию газового пузыря, кавитационные процессы, импульсные магнитные поля.

Различают две стадии процесса. Первая стадия продолжается от подачи напряжения на электроды до завершения пробоя. Время пробоя зависит от полярности и напряжения. При пробое имеют место следующие зоны:

1	Зона искрового разряда (цилиндрической формы диаметром (0,7 – 1,0) мм). Компоненты в этой зоне превращаются в низкотемпературную плазму (с температурой около 3×10^4 °С), которая является преобразователем электрической энергии в механическую и в энергию электромагнитного излучения
2	Зона разрушения, где компоненты частично разрушаются на дисперсные частицы, а частично сжимаются и приобретают характер твердого тела. Зона имеет форму сфероида, объем которого в (3 – 5) раз больше объема разрядного канала; давление здесь падает в (2 – 3) раза, а плазма охлаждается до 700 °С
3	Зона наклепа, где компоненты находятся в состоянии твердого упругого тела. Объем зоны, имеющей сферическую форму, в (6 – 7) раз больше объема зоны искрового канала; давление в ней составляет (10,0 – 500,0) МПа, температура (300,0 – 500,0)°С
4	Зона наклепа, где компоненты находятся в состоянии жидкого упругого тела. Зона имеет почти правильную сферическую форму и объем, в (20 – 30) раз превышающий объем искрового канала, давление (2,0 – 4,0) МПа, температуру (80 – 150) °С
5	Зона сжатия, в которой наблюдаются перемещения больших объемов жидкости. Объем зоны в (100 – 200) раз больше объема искрового канала, давление приближается к атмосферному, а температура к температуре перемешиваемых компонентов.

Разряд протекает за (20,0 – 30,0) мкс и сопровождается яркой вспышкой, имеющей следующий спектр: 91,0 % энергии свечения – ультрафиолетовые лучи, 8,0 % энергии – видимые лучи, 1,0 % – инфракрасные лучи.

Наибольший вклад в развитие смешения вносит вторая стадия процесса электрогидравлического разряда, характеризующаяся появлением ударных волн как главного турбулизирующего фактора.

Независимо от жидкости, в которой происходит разряд, во фронте ударной волны имеется область сильно сжатой среды, перемещающейся в пространстве со сверхзвуковой скоростью. При подходе ударной волны к некоторой точке пространства давление и плотность возрастают резким скачком, затем следует постепенное изменение этих величин, причем через некоторый промежуток времени давление и плотность становятся меньше, чем те же параметры в невозмущенной среде.

Величина давления фронта ударной волны при электрическом разряде в начальный период достигает $(5 \dots 8) \times 10^7$ МПа, продолжительность действия волны – 0,3 с, частота – 3×10^6 Гц, скорость распространения превышает скорость звука.

В радиусе до 0,4 м ударная волна сохраняет давление более 2,0 МПа, что соответствует усилию, создаваемому высокоскоростной механической мешалкой при развитом турбулентном процессе в зоне наиболее интенсивного перемешивания.

После прекращения поступления энергии расширение продуктов разряда сопровождается охлаждением и рядом внутренних превращений, в результате которых в жидкости образуется парогазовая полость, внутренняя энергия полости и кинетическая энергия жидкости обуславливают ее радиальные колебания, в процессе которых имеет место изменение давления в $(10^3 - 10^4)$ раз.

По сравнению с первичной ударной волной продолжительность пульсации полости в (30 – 45) раз больше, а максимальное давление и плотность потока энергии в десять раз меньше. Подобно первичной ударной волне пульсация парогазовой полости способствует перемешиванию компонентов.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Явление электрического разряда сопровождается также мощными кавитационными процессами. При воздействии первых импульсов напряжения область оптической неоднородности вблизи заостренного электрода излучает свечение, которое может отождествляться с ионизацией газа. С каждым следующим импульсом его появление происходит позже за счет выравнивания электрического поля вблизи высоковольтного электрода из-за локального удаления микроострий на аноде и это связано с локальным вскипанием жидкости в этих точках. Образование кавитационных пузырьков происходит уже на начальной стадии формирования электрического разряда, практически с момента его зажигания, и является результатом взаимодействия ударных волн, инициируемых высокоскоростными стримерными образованиями. Газовые образования продуктов распада незавершенных стримерных каналов в воде достаточно устойчивы и имеют тенденцию к увеличению объема путем их объединения.

Анализ измененной макроструктуры при искровом разряде свидетельствует о том, что после разряда появляется множество пузырьков, занимающих до 20,0% всего объема жидкости в окрестностях пробоя, спустя (3,0 – 4,0) *мин* они занимают (5,0 – 7,0) % объема. В результате смыкания кавитационных полостей возникает ударная волна, действующая на расстоянии порядка радиуса полости (3,0 – 5,0) *мм*, при этом давление может достигнуть 30,0 *МПа*.

Общей чертой импульсных электродинамических и электроразрядных устройств является использование накопителя электрической энергии, от которого она через коммутатор передается излучателю.

К электроимпульсным аппаратам можно предъявить ряд общих требований: конструкция аппарата должна обеспечивать высокую точность, противостоять импульсным нагрузкам; материал аппарата должен быть химически инертен; с учетом санитарных требований конструкция аппарата должна обеспечивать возможность быстрой и полной его разборки. Конструкция высоковольтного ввода должна обеспечивать возможность быстрого и фиксированного варьирования расстояния между электродами (предпочтительной является система крепления, при которой основная часть ударных нагрузок воспринимается металлическим стержнем электрода). Площадь контакта открытой поверхности электрода с жидкостью должна быть минимальной, изоляция электрода – электрически и механически прочной, система транспортировки продукта – электрически безопасной, система подвески и амортизации должна обеспечивать гашение вибраций в минимальное время, система приборов контроля – обладать достаточной вибростойкостью и быть надежно электрически экранирована. Приведенный перечень, естественно, не исчерпывает возможные дополнительные требования, возникающие в процессе исследования и разработки электроимпульсной аппаратуры.

Одним из наиболее сложных узлов в электроимпульсной аппаратуре является система, образуемая положительным и отрицательным электродами. Конструкция электродов является определяющей для характера развития искрового канала и с этой точки зрения она – важнейшая для всего технологического аппарата в целом. Конструктивные формы электродов, с учетом электрических характеристик, предопределяются геометрией и технологической направленностью аппарата. В зависимости от взаиморасположения электродов в рабочем объеме их можно разделить на следующие виды: противопоставленные, т.е. ось одного является продолжением оси другого электрода; параллельные; коаксиальные, т.е. один электрод расположен внутри другого концентрического электрода; секционные, т.е. центральный электрод окружен отдельными пластинами-секциями. Эту схему можно рассматривать, как частный случай предыдущего электрода, хотя она и имеет самостоятельное значение.

Наиболее предпочтительной является система электродов острое (+) – плоскость (–), при этом выделение энергии происходит наиболее стабильно. Отрицательный электрод, как правило, заземлен. В качестве отрицательного электрода часто используются различные детали технологического аппарата – крышки, дно, стенки и т.п.

Наиболее быстрому разрушению подвергается изоляция электрода, непосредственно прилегающая к оголенной поверхности токоведущего стержня, поэтому именно этот участок должен обладать максимальным сопротивлением к нагрузкам. В качестве изоляции электродов используют вакуумную резину, стеклопластик, полиэтилен и в ряде электродов – различные комбинации этих материалов.

В конструкции электроимпульсного аппарата должен учитываться важный фактор – кавитация.

В случае ударных волн эффект кавитации наиболее интенсивно развивается у свободной поверхности, т.е. у границы раздела жидкость-газ, волновые сопротивления которых сильно отличны одно от другого.

Сопоставляя импульсный электродинамический и электроразрядный излучатели, можно отметить, что первый создает импульсы на порядок более длительные, чем второй, а значит, его спектр ограничен более низкими частотами. Однако для питания электродинамического излучателя можно использовать более низкие напряжения до 5,0 кВ вместо (30,0 – 100,0) кВ – для электроразрядного. Поскольку во многих случаях рабочую область с электродами требуется отделить от технологического объема, то и простота обоих конструкций примерно равна. Основная сложность в разработках и применении этих излучателей связана с использованием источников высокого напряжения (>1000,0 В) и надежностью отдельных узлов (электроды, мембраны, коммутаторы и т.п.).

Альтернативным вариантом импульсному электроразрядному излучателю служат системы с взрывающимися проволочками.

Ударная волна, возникающая в воде при быстром испарении металлических стержней электрическим током, оказывает силовое действие на окружающую среду.

В А.с. № 119074 описано устройство для получения сверхвысоких гидравлических давлений, выполненное в виде цилиндрической камеры, сообщенной одним концом с трубопроводом, подающим жидкость, а

другим – с ресивером, отличающееся тем, что с целью создания электрогидравлических степеней сжатия применены искровые промежутки, располагаемые по длине камеры на определенном расстоянии друг от друга.

В А.с. N 129945 описан способ получения высоких и сверхвысоких давлений для создания электрогидравлических ударов, отличающийся тем, что высокие и сверхвысокие давления в жидкости получают путем испарения в ней действием импульсного заряда токопроводящих элементов в виде проволоки, ленты или трубки, замыкающих электроды.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Электроразрядная геотехническая технология устройства буроинъекционных свай широко внедрена в строительную практику освоения подземного пространства.

2. Технология имеет большие возможности для дальнейшего усовершенствования во взаимодействии с другими геотехническими технологиями и физическими процессами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Патент на изобретение №2250958. Устройство для изготовления набивной сваи / Авторы: Н.С. Соколов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений №12 от 27.04.2005. Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Российской Федерации 27 апреля 2005 г.

2. Патент на изобретение №2250957. Способ изготовления набивной сваи / Авторы: Н.С. Соколов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений №12 от 27.04.2005. Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Российской Федерации 27 апреля 2005 г.

3. Патент на изобретение №2282936. Генератор импульсных токов / Авторы: Н.С. Соколов, Ю.П. Пичугин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений №24 от 27.08.2006. Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Российской Федерации 27 августа 2006 г.

4. Патент на изобретение №2318961. Разрядное устройство для изготовления набивной сваи / Авторы изобретения: Н.С. Соколов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений. Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Российской Федерации 10.03.2008 – №8.

5. Патент на изобретение №2318960. Способ возведения набивной сваи / Авторы: Н.С. Соколов, В.М. Рябинов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений № 7 от 10.07.2007. Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Российской Федерации 10.03.2008– 2008. – №7.

6. Патент на полезную модель №161650. Устройство для камуфлетного уширения набивной конструкции в грунте / Авторы: Соколов Н. С., Джантимиров Х. А., Кузьмин М. В., Соколов С. Н., Соколов А. Н.

Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений №12 от 27.04.2016. Зарегистрировано в Государственном реестре полезных моделей Российской Федерации 11 апреля 2016 г.

7. Патент на изобретение №2605213. Способ возведения набивной конструкции в грунте / Авторы: Соколов Н. С., Джантимиров Х. А., Кузьмин М. В., Соколов С. Н., Соколов А. Н. Федеральная служба по интеллектуальной собственности // Бюллетень изобретений №12 от 27.04.2016. Зарегистрирован в Государственном реестре полезных моделей Российской Федерации 25 ноября 2016 г.

8. Патент на изобретение №2720047. Способ изготовления буронабивной сваи в грунтоцементной оболочке / Авторы: Соколов Н.С., Михайлов А.Н., Пушкарев А.Е., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений №12 от 23 апреля 2020. Зарегистрирован 23 апреля 2020 года в Государственном реестре изобретений Российской Федерации.

9. Патент на изобретение №2735077. Буровая колонна для возведения буронабивной сваи в грунтоцементной оболочке/ Авторы: Соколов Н.С., Михайлов А.Н., Пушкарев А.Е., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений №31 от 28 октября 2020. Зарегистрирован 28 октября 2020 года в Государственном реестре изобретений Российской Федерации.

10. Патент на изобретение № 2725363. Способ возведения буронабивной сваи с грунтоцементными уширениями в зоне слабых грунтов и устройство для его осуществления (варианты) / Авторы: Соколов Н.С., Михайлов А.Н., Пушкарев А.Е., Соколов С.Н., Соколов А.Н., Савчук А.Н. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений №19 от 02 июля 2020. Зарегистрирован в Государственном реестре изобретений Российской Федерации 02 июля 2020.

11. А.А. Миронов, М.Г. Новосельцев, В.П. Базуев. Интенсификация твердения силикатированных грунтов с помощью энергии. СВЧ. // Повышение качества материалов дорожного и строительного назначения. - Омск: Изд-во СибАДИ, 2001.- С. 146-150.

12. Г.В. Щелкунов. Электроника: Наука, Технология, Бизнес 6/2005.

13. Л.А. Юткин. Электрогидравлический эффект и его применение в промышленности. Издательство: Л., Машиностроение, 1986, – 253с, ил.

14. Наугольных К.А., Рой Н.А. Электрические разряды в воде (гидродинамическое описание). – М.: Наука, 1971. – 190 с.

15. Оборудование и технологические процессы с использованием электрогидравлического эффекта / Под ред. Г.А. Гулого. – М.: Машиностроение, 1977. – 320 с.

16. Соколов, Н. С. Грунтовой анкер ЭРТ глубокого заложения / Н. С. Соколов, П. Ю. Федоров // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020 : Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции, Чебоксары, 25–26 ноября 2020 года. – Чебоксары: Общество с ограниченной ответственностью «Издательский дом «Среда», 2020. – С. 352-362.

17. Буроинъекционные сваи ЭРТ как железобетонная заглубленная конструкция для оснований повышенной несущей способности / Н. С. Соколов, С. Н. Соколов, А. Н. Соколов, П. Ю. Федоров // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. – 2020. – № 3. – С. 43-49.

Сведения об авторах

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, зав. кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (ns_sokolov@mail.ru). Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, (forstnpf@mail.ru).

Sokolov Nikolai Sergeevich, candidate of technical sciences, head of the department, associate professor of the department of Construction technologies, geotechnics and economics of construction, faculty of civil engineering, Chuvash state university named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, (ns_sokolov@mail.ru). Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia (forstnpf@mail.ru).

Для цитирования:

Соколов Н.С. Геотехническая технология управляемого воздействия электрогидравлических ударов при устройстве буроинъекционных свай / Н.С. Соколов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 346–353.

Citation:

Sokolov N.S. Geotechnical technology of controlled impact of electrohydraulic shocks during the device of drilling piles / N.S. Sokolov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 346–353.

УДК 624.154.54:621.7.044.4

ТЕХНОЛОГИЯ УПРАВЛЯЕМОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ РАДИОГИДРАВЛИЧЕСКИХ УДАРОВ ПРИ СВЧ ПРОЦЕССАХ ДЛЯ УСТРОЙСТВА БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ

Н.С. Соколов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия
ООО НПФ «ФОРСТ»,
г. Чебоксары, Россия

*С.С. Теславский,
П.Ю. Федоров,
И.П. Федосеева*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** проблемы эффективности повышения несущей способности основания фундаментов всегда находятся под пристальным вниманием геотехников, проектировщиков и строителей. В связи с увеличением объемов капитального строительства на площадках, расположенных в сложных геотехнических условиях, в том числе с наличием в их основаниях инженерно-геологических элементов со слабыми физико-механическими характеристиками, эта проблема приобретает еще большую актуальность. Использование буроинъекционных свай устраиваемых с использованием нестандартных физических процессов в большинстве случаях успешно решает многие сложные и нетипичные геотехнические проблемы.*

***Ключевые слова:** геотехническое строительство, физические процессы, микроволновое излучение (МИ), буроинъекционная свая, радиогидравлика.*

TECHNOLOGY OF CONTROLLED IMPACT OF RADIOHYDRAULIC SHOCKS DURING MICRO- WAVE PROCESSES FOR DEVICE OF DRILL-INJECTION PILES

***Abstract:** the problems of the effectiveness of increasing the bearing capacity of the foundations are always under the close attention of geotechnicians, designers and builders. Due to the increase in the volume of capital construction on sites located in difficult geotechnical conditions, including the presence of engineering and geological elements with weak physical and mechanical characteristics in their bases, this problem becomes even more urgent. The use*

of drilling-injection piles arranged using non-standard physical processes in most cases successfully solves many complex and atypical geotechnical problems.

Keywords: *geotechnical construction, physical processes, microwave radiation (MR), drilling injection pile, radio hydraulics.*

ВВЕДЕНИЕ

Одним из интересных способов применения МИ для решения задачи укрепления свай и близких к ним задач является «термическое укрепление грунта». Под этим понимаются технологии устройства оснований зданий и сооружений посредством термического укрепления грунта с помощью мобильных сверхвысоких частот (СВЧ) установок, нагревающих грунт до стадии плавления.

Технология включает в себя образование лидерной скважины, размещение в ней излучателя СВЧ-энергии, тепловое воздействие на окружающий скважину массив грунта в два этапа в течение заданного времени, извлечение из скважины и заполнение ее материалом, причем на первом этапе теплового воздействия ведут нагревание грунта до температуры, равной $150,0^{\circ}\text{C}$, с наименьшей мощностью излучения ($15,00\text{--}17,25$ кВт), а на втором – при наибольшей мощности излучения ($50,0$ кВт) с нагревом грунта до температуры, равной $1000,0^{\circ}\text{C}$. Во время теплового воздействия осуществляют возвратно- поступательное перемещение излучателя вдоль скважины.

Предшественницей рассматриваемой технологии является метод термического упрочнения грунтов, предусматривающее устройство лидерной скважины, нагнетание в скважину продуктов сгорания топлива, в результате чего образуется термически упрочненная грунтовая свая, а лидерная скважина заполняется инертными материалами или бетоном.

Наиболее близкий к предлагаемому методу по технической сущности и достигаемому эффекту является способ термического укрепления, преимущественно в виде свай, включающей образование лидерной буровой скважины, размещение в ней излучателя СВЧ-энергии, тепловое воздействие на окружающий скважину массив грунта в два этапа в течение заданного времени, извлечение излучателя из скважины и заполнение материалом. Однако в этом способе нагревание массива грунта от внешнего контура производят при частоте $500,0$ МГц, что вызывает нагрев до $350,0\text{--}400,0^{\circ}\text{C}$. В этом случае происходит резкое удаление воды из пор грунта, что может привести к нарушению целостности скважины. Кроме того, в этом способе излучатель СВЧ-энергии в процессе воздействия на грунт через стенки скважины полем СВЧ-энергии остается неподвижным, что значительно уменьшает равномерность и скорость нагрева массива.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Предлагаемая геотехническая технология термического закрепления осуществляется нижеследующим образом.

1	Производят бурение лидерной скважины, диаметром 300,0 мм на глубину 5,0 м. В забой скважины устанавливают волновод с излучателем, отверстие герметизируют плитой с патрубком для подсоединения вакуум-насоса и отверстием для размещения волновода
2	Производят подсушку массива грунта через стенку скважины, нагревая грунт до температуры, равной 150,0°C при минимальной мощности, равной (15,00-17,25) кВт с одновременным перемешиванием источника энергии снизу – вверх и удалением испаряющейся влаги вакуум-насосом
3	После подсушки волновод опускают в исходное положение (забой скважины) и при равномерном нагреве грунта до температуры, равной 1000,0°C и при максимальной мощности, равной 50,0 кВт, производят термообработку массива грунта через стенку скважины с одновременным перемещением источника энергии снизу-вверх
4	После термообработки массива грунта волновод удаляют из скважины, производят герметизацию устья скважины и выдержку нагретого массива с последующей разгерметизацией и заполнением скважины инертным материалом или бетоном

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Ниже описана геотехническая технология осуществления термического закрепления слабого основания.

Исходные данные. Параметры СВЧ-установки: выходная мощность – $P=50,0$ кВт; частота электромагнитного колебания – 9^{15} МГц, радиус волновода, $R=0,125$ м – расстояние от поверхности грунта, $X=0,15$ см.

На первом этапе мощность установки СВЧ-энергии составляет в интервале температур 0,0 ... 100,0°C 17,25 кВт, а в интервале температур 100,0 ... 150,0°C составляет 15,07 кВт, продолжительность выдерживания данных температур составляет 1,62 ч.

На втором этапе работ мощность установки СВЧ-энергии составляет 50,0 кВт. Продолжительность термообработки массива грунта объемом 1,0 м³ при равномерном нагреве грунта до температуры 1000,0°C составляет 6,45 ч.

Таким образом, общая продолжительность составляет 8,07 ч расход энергии составляет 145,0³ МДж/м³.

Использование данной технологии термического укрепления грунта обеспечивает, по сравнению с существующими способом, высокое качество за счет равномерной термообработки массива грунта, возможность дистанционного управления термической обработкой и автоматизации этого процесса. Предлагаемый способ сокращает длительность процесса и снижает расход энергии.

Проблема укрепления грунта обсуждена в [2].

В ней предложен способ изготовления свайных оснований с помощью термического укрепления грунта. Термическое укрепление грунтов основано на его нагреве, вызывающего необратимые изменения вещественного состава и физико-механических свойств.

В 20-х годах XX века появились машины и оборудование для термообработки грунтов на строительной площадке. Твёрдые углеводородные топлива, используемые ранее для обжига грунтовых смесей и изделий, были дополнены жидкими и газообразными, сжигаемыми в специальных горелках. Плотность теплового потока удалось повысить до $5 \cdot 10^4$ Вт/м².

Наибольшее практическое внедрение получило глубинное термоупрочнение лёссовых грунтов по «способу Литвинова», значительно модернизированному за пятьдесят лет.

С 50-х годов стали использоваться электротопливные горелки, ВЧ- и СВЧ-генераторы, плазмотроны и т.п. При этом плотность теплового потока удалось увеличить до $5 \cdot 10^4 \text{ Вт/м}^2$, а температуру теплоносителя до $10 \cdot 10^3 \text{ К}$ и более.

Плазменный нагрев позволяет воздействовать на материалы и вещества энергией высоких концентраций, высокими и сверхвысокими температурами, непосредственно электрическим и магнитным полями. Физико-химические процессы в условиях низкотемпературной плазмы протекают за доли секунды, т.е. исходные вещества превращаются в необходимые продукты с предельной скоростью, характерной для данного процесса.

В процессе плазменной термообработки грунты проходят шесть стадий термических преобразований: осушение (дегидратация); нагрев минеральной части (дегидроксиляция); обжиг (спекание); плавление (аморфизация); нагрев расплава (дегазация и гомогенизация); охлаждение и твердение расплава. Коагуляционный тип структурных связей, преобладающий в исходных грунтах, превращается в криптокристаллизационный, придавая термогрунтам ряд необратимых позитивных строительных свойств. В процессе нагрева до $(2,5 \dots 2,8) \cdot 10^3 \text{ К}$ одновременно происходит интенсивное газовыделение с гомогенизацией силикатного расплава. Плавленый грунт приобретает однородность состава, физических и механических свойств.

Физико-механические свойства термогрунтов после четвёртой стадии термического воздействия в меньшей степени зависят от химико-минералогического состава исходного грунта. В первую очередь эти свойства определяются режимом и условиями охлаждения материала на шестой стадии. Быстрое охлаждение недопустимо, так как ведёт к возрастанию термических напряжений, вызывающих микро- и макродефекты структуры плавленого грунта. Отличительной особенностью плавленных грунтов является не только высокая прочность, но и долговечность, оцениваемая по водо- и морозостойкости и стойкости к воздействию агрессивных сред.

Основное преимущество плазменного нагрева – высокая плотность теплового потока, что вызывает быстрое оплавление обрабатываемой поверхности со снижением фильтрации газов в грунт. Расположение плазмотронов в устье скважины, не принесло ожидаемых результатов.

Исследования показали, что при плазменном нагреве плавление фунтов начинается через $5,0 \dots 7,0 \text{ сек}$. Увеличение времени нагрева свыше 30-40 секунд снижает эффективность термообработки. Предлагаемая технология основана на принципе непрерывной и равномерной подачи малых порций грунта в зону плазменного реактора. При глубинной термообработке указанный принцип реализуется в лидерной скважине диаметром $20,0 \dots 24,0 \text{ см}$ с требуемой глубиной. Скважина служит реактором для получения силикатного расплава и формой для образования сваи. Термическое воздействие осуществляется глубинным плазмотроном, опускаемым до дна скважины. Для плазменной термообработки пригодны практически все разновидности минеральных грунтов. Грунт подаётся в зону

плавления через специальный дозатор, устанавливаемый на устье скважины. Отходящие газы просушивают и частично нагревают грунт в дозаторе. По мере подачи грунта и подъёма плазмотрона скважина заполняется силикатным расплавом. Остывающий расплав передает основную часть тепловой энергии по радиусу скважины. Грунтоплавленное тело сваи спекается с грунтовым массивом через слои грунта, подвергнутого той или иной степени термической модификации.

Общая толщина этих слоев примерно соответствует первоначальному диаметру буровой скважины. Для повышения несущей способности сваи устраиваются уширения. Они образуются за счёт задержки плазмотрона на заданной глубине на 4-7 мин с прекращением подачи грунта из дозатора. Затем уширение заполняется расплавом.

Производительность процесса определяется энергетической мощностью установки и, до некоторой степени (до 15,0 %), видом и влажностью исходного грунта. Расчёты и эксперименты позволили определить рациональные технологические параметры плазменной термообработки и снизить удельные энергозатраты до 1,5 – 1,8 кВтч/кг плавленого фунта.

Результаты экспериментально-теоретических исследований, выполненных с использованием лабораторных стендов, проверены на опытно-производственном строительстве. Для этого сконструирована и изготовлена опытная установка для глубинной термообработки грунтов на строительной площадке. Эта установка оснащена генератором низкотемпературной плазмы оригинальной конструкции длиной 3,5 м (увеличение длины не вызывает затруднений). Погружной плазмотрон работает как на переменном, так и на постоянном токе. За счёт поперечного взаимодействия многодугового разряда с плазмообразующим газом формируется «размытый» плазменный факел диаметром 15,0-17,0 см со средней массовой температурой (5-6)*10³ К. В качестве плазмообразующего газа используется воздух. Electroды плазмотрона изготовлены из силицированного графита с высокой эрозийной стойкостью. Охлаждение электродов производится за счёт циркуляции воды в замкнутой системе с резервной ёмкостью. Энергетическая мощность генератора плавно изменяется от 60,0 до 160,0 кВт. Все системы автономного питания размещены на грузовом прицепе в мобильной плазмообразующей станции.

Свайное поле было устроено в 1997 г. на опытной строительной площадке, грунтовой массив которой сложен суглинками тяжелыми пылеватыми полутвёрдой консистенции с коэффициентом уплотнения 0,90...0,92, модулем деформации грунта 5,0...6,0 МПа, коэффициентом сцепления 0,05 МПа и углом внутреннего трения 24 градуса. Были изготовлены буронабивные и грунтоплавленные сваи длиной 1,5-2,0 м. Бетонные буронабивные сваи выполнены по известной технологии для сопоставления их несущей способности с грунтоплавленными сваями. Для изготовления грунтоплавленных свай использовался грунт, выбуренный из массива при проходе лидерных скважин. Статические испытания свайного поля проведены специалистами института ТИСИЗ г. Омска в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2012 "Грунты. Методы полевых испытаний сваями". Вдавливание свай вертикальными статическими нагрузками осуществлялось домкратами ДГО-50 через выравнивающий слой из цементобетона. Опорная конструкция для восприятия реактивных

сил состояла из анкерных буроинъекционных свай с поперечной балкой. Шаг загрузки составлял 20,0 кН с необходимым интервалом на каждой ступени до затухания деформаций. Деформации замерялись индикаторами ИЧ-50 с ценой деления 0,01 мм. Нагрузку каждой сваи проводилось до достижения предельной осадки 40,0 мм.

Все грунтоплавленные сваи показали значительно большую несущую способность, чем буронабивные тех же размеров (в 2...3 раза).

После испытания свайного поля осуществили шурфование с замером всех фактических параметров каждой сваи и грунтового массива вокруг них. Результаты замеров показали, что высокая несущая способность грунтоплавленных свай объясняется уширениями и наличием слоев грунта с различным уровнем термической модификации, расположенных по периферии от тела свай из остывшего силикатного расплава.

Диаметр уширения достигал 580,0 мм, а толщина слоев модифицированного грунта – 200,0 мм и более. Влажность этих слоев оставалась на уровне 2,0...4,0%, несмотря на то, что с момента изготовления свай до их обследования прошло пять месяцев, а влажность грунта в окружающем массиве составляла 20,0...24,0%.

Таким образом, натурные испытания буроинъекционных свай, полученных способом плазменной термообработки грунтов до стадии плавления, дали позитивные результаты. Экономическая эффективность предлагаемой геотехнической технологии обоснована следующими обстоятельствами:

1	высокими прочностью, несущей способностью и долговечностью свайного основания из плавленных грунтов
2	пригодностью для плазменной термообработки практически всех видов местных грунтов или минеральных отходов промышленности
3	отказом от дорогостоящих привозных материалов и от строительства и содержания базы для изготовления этих материалов и изделий
4	возможностью круглосуточного и круглогодичного производства работ при сравнительно малой величине зимнего удорожания
5	относительно высоким КПД получения тепловой энергии и всего технологического процесса
6	экологической чистотой технологического процесса
7	мобильностью и автономностью установки для плазменной термообработки грунтов

Общая стоимость строительства свайных оснований из плавленных грунтов складывается из следующих затрат:

1	на подготовительные работы (бурение скважин, подготовка грунта)
2	на приобретение топлива для передвижной электростанции
3	на приобретение электродов для плазмотрона
4	на оплату труда обслуживающего персонала (2 чел.)
5	на отчисления для ремонта и восстановления оборудования

Предварительные конструкторские проработки показали, что вся плазменная установка может быть размещена на платформе грузового автомобиля грузоподъемностью 12,0 т. Генератор для энергопитания установки может иметь привод от двигателя этого автомобиля. Погружной плазмотрон монтируется на выдвигной стреле с системой гидравлики. В дальнейшем установка будет оснащена системой автоматизированного управления и контроля.

Изготовление оснований из грунтоплавленных свай рекомендуется, в первую очередь, при строительстве зданий малой этажности, при реконструкции зданий, высокой агрессивности грунтовых вод, большой рассредоточенности малых объектов, отсутствии развитой базы строительной индустрии и т.д. Экономическая эффективность предлагаемых решений зависит от конкретных условий строительства. Техничко-экономические расчеты показывают, что изготовление оснований из грунтоплавленных свай может быть в 1,5-3,0 раза дешевле, чем применение традиционных технологий, материалов и конструкций.

В работе [3], выполненной в Уральском филиале Московского государственного автомобильно-дорожного института в сотрудничестве с Томским государственным архитектурно-строительным университетом предлагается вместо традиционных способов нагрева грунтов, укрепленных силикатами, для интенсификации процесса их твердения использовать нагрев с помощью энергии СВЧ, что позволило добиться более интенсивного нарастания температуры при большей равномерности нагрева.

Грунты, укрепленные силикатами, приобретают достаточную прочность, водо- и морозостойкость, что позволяет применять их как для укрепления верхних слоев земляного полотна, так и для строительства конструктивных слоев дорожной одежды.

Основная идея способа силикатизации заключается введении в грунт двух химических веществ, реакция которых дает нерастворимый осадок, заполняющий трещины и пустоты. В качестве одного из таких растворов используется раствор силиката натрия, в качестве второго – растворы солей двух- и трехвалентных металлов, из которых наиболее экономичен и доступен хлористый кальций. На контакте растворов жидкого стекла и хлористого кальция вследствие коагуляции образуется пленка кремниевой кислоты, через которую в раствор хлористого кальция диффундирует щелочь. Обедненное щелочью жидкое стекло постепенно переходит в гидрогель кремниевой кислоты. С увеличением мелких частиц в грунте возрастает прочность. Эта зависимость прочности от дисперсности грунта определяется величиной суммарной поверхности частиц грунта и количеством вяжущего вещества. Водопроницаемость грунта после силикатизации резко снижается, поэтому практически закрепленный грунт можно считать водонепроницаемым. При замораживании силикатированный грунт теряет прочность незначительно, наблюдающееся понижение прочности надо отнести за счет притекания воды в остаточные поры закрепленного грунта и, частично, за счет набухания самого геля кремнекислоты. Набор прочности грунтов, укрепленных силикатами, происходит аналогично грунтам, укрепленным другими минеральными вяжущими. Так, прочность при сжатии силикатированного грунта в возрасте 1 суток

достигает 45,0...50,0%, а в возрасте 7 суток – 75,0% общей прочности. К 28-ми суткам процесс набора прочности грунта, укрепленного силикатами, заканчивается.

Известно, что на набор прочности силикатированных грунтов значительное влияние оказывает повышение температуры. Это обстоятельство навело авторов статьи на мысль о возможности интенсификации твердения грунтов, укрепленных силикатами, с помощью энергии СВЧ. Если вместо традиционных способов нагрева использовать нагрев с помощью энергии СВЧ, то в силу проникновения волны вглубь материала происходит преобразование СВЧ-энергии в тепло не на поверхности, а в его объеме, и поэтому можно добиться более интенсивного нарастания температуры при большей равномерности нагрева.

Подобные преимущества энергии СВЧ нашли применение, например, в дорожной отрасли при ремонте асфальтобетонных покрытий.

Исследования проводились на суглинистых грунтах при их укреплении жидким стеклом и добавкой CaCl, с последующей обработкой СВЧ.

Показано, что при укреплении грунта силикатами с применением энергии СВЧ в возрасте 7 суток прочность при сжатии увеличивается при повышении концентрации жидкого стекла и уменьшении количества отвердителя в 1,47...1,65 раза по сравнению с укрепленным грунтом, не обработанным энергией СВЧ. Максимальная прочность достигается при концентрации жидкого стекла 1,10 г/см³ и количестве отвердителя 40,0%, тогда как максимальная плотность получена при концентрации жидкого стекла 1,2 г/см³ и количестве отвердителя 40,0%.

В работе [4] обсуждено несколько вопросов.

Отмечено, что перспективность термического укрепления обуславливается его технической, экономической и экологической эффективностью. Важным преимуществом этого метода является низкая материалоемкость получаемых конструкций, так как сырьём для их изготовления служит местный грунт, на обработку которого затрачивается сравнительно небольшое количество энергетических ресурсов. За прошедшие годы разработано множество способов термического укрепления грунтов, но подавляющее большинство из них осталось на уровне изобретений. Несмотря на ряд очевидных преимуществ и достоинств, термическое укрепление грунтов непосредственно на строительной площадке пока не вышло за рамки экспериментального строительства оснований зданий и сооружений, возводимых на грунтовых массивах, сложенных из макропористых лёссовых грунтов с высокой газопроницаемостью и низкой влажностью.

Широкому использованию термического укрепления грунтовых оснований, прежде всего, препятствует неоднородность, малая теплопроводность и большая теплоёмкость грунтов. Недостаточно изучены сложные физико-химические процессы, сопровождающие термическое воздействие на грунт, особенности вопросы структурообразования и формирования физико-механических свойств термогрунта. Дополнительные трудности создаёт многообразие видов грунтов, представляющих полиминеральные конгломераты с изменяющимися химико-минералогическим составом и свойствами.

Результаты исследований по рассматриваемой проблеме разрознены, иногда противоречивы, и не объединены общей методикой, что затрудняет их сравнительный анализ и научное обобщение.

Одной из важных нерешенных задач является создание мобильных автономных механизмов, оснащённых мощными и надёжными источниками термического воздействия на грунт.

В работе основное внимание уделено изучению физико-механических методов термического упрочнения СВЧ-энергией, в результате применения которой можно получать готовые продукты в виде грунтовых свай, одиночных, ленточных, сплошных фундаментов и анкерных устройств для стабилизации положения магистральных трубопроводов.

Основная идея работы состоит в повышении эффективности строительства оснований зданий и сооружений с использованием технологии использования СВЧ – поля при термическом укреплении грунтов за счёт управления интенсивным высокотемпературным потоком СВЧ – энергии на разных этапах технологического процесса.

Объектом исследования является технология применения мобильных СВЧ установок с целью изготовления термогрунтовых плит для стабилизации положения трубопроводов, под основания зданий и сооружений, изготовление плит для дорожных одежд.

В работе рассмотрены закономерности изменения фазового состава, структуры и свойств грунтов при интенсивном термическом воздействии.

Отмечено, что под структурой грунта принято понимать пространственную организацию компонентов грунта, характеризующую совокупностью морфологических (размер, форма частиц, их количественное соотношение), геометрических (пространственная композиция структурообразующих элементов) и энергетических признаков (тип структурных связей и общая энергия структуры), определяющую составом, количественным соотношением и взаимодействием компонентов грунта.

В.С. Подьяконов выделяет шесть характерных зон термического воздействия при упрочнении лессовых грунтов: прогрев (до 470 К), потеря пластичности (до 670 К), начало дегидратация (до 970 К), дегидратация и декарбонизация (до 1270 К), спекание (до 1370 К), плавление (свыше 1370 К). Им так же отмечалось, что температурные границы выделенных зон не имеют точных значений.

Л.В. Гончарова в ранних работах выделяла три стадии термического воздействия: прогрев (до 870 К), обжиг (до 1270 К), клинкерование (более 1270 К). А в более поздних работах выделяет четыре термозоны: сушка (до 470 К), прогрев (до 870 К), обжиг (до 1370 К), плавление и остеклование (свыше 1370 К).

Изменение минерального состава и структуры грунтов при термообработке в СВЧ-поле приводит к существенному возрастанию прочностных характеристик грунтоматериалов, приданию им водо – и морозостойкости. Нагрев грунта до температур свыше 600,0 °С, вызывающий образование стеклообразной фазы и фазовых контактов, обуславливает возрастание прочности при сжатии образцов глины по сравнению с исходным состоянием в 12,9 раза, коэффициенты водо – и морозостойкости достигают соответственно 0,31 и 0,55. Наиболее высокие характеристики термоупрочнённых грунтов имеют место для образцов, нагретых до

температур 950,0 – 1000,0°C, когда завершается преобразование основных глинистых минералов и формирование фазовых контактов, прочность при сжатии глины по сравнению с исходным состоянием увеличивается в 48 раз, коэффициенты водо – и морозостойкости достигают соответственно 0,97 и 0,996. Аналогично возрастают прочность при изгибе и сцепление термоупрочненных грунтов.

В результате термообработки в СВЧ–поле лессы приобретают водостойкость и непросадочность, глинистые грунты теряют набухаемость и склонность к пучению, переувлажненные пылевато-глинистые грунты стабилизируются.

Минеральный состав грунтов оказывает определяющее влияние на эффективность их упрочнения в СВЧ–поле. Глинистые минералы, при температурах свыше 900,0°C расплавляются с образованием стекловидного вещества, т. е. переходят в состояние, обеспечивающее высокую прочность, водо– и морозостойкость образующегося грунтоматериала.

Расплавленные глинистые минералы заполняют поровое пространство материалом, который при охлаждении застывает в виде стекла. При достаточно продолжительном обжиге заполняется все поровое пространство. В процессе обжига и последующего остывания происходит усадка грунтоматериала, на величину которой оказывает влияние гранулометрический и химико–минеральный состав грунта. Образование жидкой фазы обуславливает создание фазовых контактов за счет последующего остеклования (спекания). Сначала спекание идет в отдельных точках, при дальнейшем увеличении температуры за счет увеличения объема стеклообразного вещества идет всеобщее образование фазовых контактов.

Весьма существенное влияние на физико–механические характеристики термоупрочненных грунтов оказывает их исходная влажность. Очевидно, что при оптимальной влажности $W = 22,0\%$ образцы термоупрочненного суглинка имеют максимальные прочность, водо – и морозостойкость.

В соответствии с полученными характеристиками термоупрочненных грунтов можно рекомендовать при изготовлении грунтовых блоков температуру обжига 950,0 – 1100,0°C, при изготовлении свай ТУГС и термоупрочненных грунтовых фундаментов температуру обжига 800,0 – 1100,0°C, при борьбе с морозным пучением и просадочностью основания температуру термообработки 300,0 – 800,0°C.

Глины и суглинки, благодаря высокой дисперсности и присутствию термореактивных глинистых минералов, весьма эффективно использовать для получения грунтоматериалов путем обработки в СВЧ–поле, так как они приобретают значительные прочность, водо– и морозостойкость. Снижение эффективности термоупрочнения для лессов отмечается в результате низкой агрегированности тонкодисперсных частиц и в присутствии значительного количества карбонатов. Супеси и в особенно пески вследствие преобладания кварца и низкого содержания глинистых минералов использовать при термообработке в СВЧ – поле неэффективно. Эффективность термоупрочнения повышается в присутствии железа, щелочей, щелочно–земельных элементов, которые играют роль флюсов и могут присутствовать в виде компонентов глинистых минералов, адсорбированных ионов или в качестве примесей. При этом снижается

температура плавления глинистого вещества, улучшается образование стекловидной фазы.

Для понижения температуры обжига и уменьшения энергозатрат также возможно повышение дисперсности грунтов за счёт механического дробления, добавки пластификаторов.

В качестве основного конструктивного элемента искусственных оснований и фундаментов для объектов трубопроводного транспорта рекомендуются применять сваи ТУГС, выполняемые с помощью мобильной СВЧ – установки и различных приспособлений.

Так в, конструкции путём бурения образуется лидерная скважина, которая после термообработки её стенок заполняется инертным материалом (песком, песчано-гравийной смесью, бетоном). Железобетонный оголовок, опирающийся на термоупрочнённый грунт, служит для сопряжения фундамента с надземными конструкциями.

Отличием решения является способ образования лидерной скважины путём погружения оставляемого на заданной глубине сборного железобетонного элемента. По сравнению с бурением значительно улучшается качество лидерной скважины, что позволяет избежать возможных затруднений при перемещении волновода с излучателем внутри скважины. Одновременно теряемый элемент обеспечивает увеличение несущей способности сваи ТУГС.

При изготовлении конструкции используется специальный свайный наголовник, позволяющий одновременно погрузить теряемый элемент и отобрать грунт под оголовок сваи. За счёт увеличения площади поперечного сечения оголовка повышается несущая способность сваи ТУГС.

Свая ТУГС, выполняется с применением выштамповки оголовка небольшим металлическим штампом, в результате чего уплотняется окосвайный грунт и грунтовые воды отводятся от лидерной скважины. Увеличение размеров оголовка и уплотнения грунта обеспечивают повышение несущей способности сваи ТУГС.

Конструкция представляет собой свайный куст из двух и более ТУГС, объединённых единым оголовком, что позволяет увеличить несущую способность фундамента.

Рассмотренные скважины ТУГС могут быть использованы при сооружении фундаментов под железобетонные колонны каркасов зданий, опоры надземных трубопроводов и инженерных коммуникаций, блочно-комплектные устройства, оснований и фундаментов резервуаров.

Для площадок, сложенных сильносжимаемыми глинистыми грунтами, предлагается конструкция основания резервуара, предусматривающая опирание стенки резервуара на кольцевой железобетонный ростверк, объединяющий сваи ТУГС.

В условиях лессовых просадочных грунтов рекомендуется конструкция основания резервуара (рис. 4 б), включающая песчаную подготовку над свайным полем из ТУГС; термоупрочнение массива ликвидирует опасность просадок при обводнении грунтов.

Фундамент резервуара, включающий сваи ТУГС железобетонный оголовки, кольцевые ростверки и плиты, может применяться для предотвращения неравномерных осадок в условиях сильносжимаемых глинистых грунтов.

Мобильная СВЧ – установка, предназначенная для термообработки грунтовых массивов, кроме свай позволяет также изготавливать одиночные, ленточные и сплошные фундаменты, сооружения типа "стена в грунте", выполнять термообработку поверхности грунтовых оснований. Для площадок, сложенных лессовыми просадочными грунтами, рекомендуется конструкция основания резервуара, включающая слой термоупрочнённых грунтов, слой песка и гидроизоляционный слой.

Фундамент в виде монолитной плиты из термоупрочнённых грунтов выполняется той же установкой, но с рупорным излучателем, когда воздействие СВЧ-поля происходит на поверхности грунтового массива. В объёме фундаментов включаются зоны термоупрочнённых грунтов, для которых температуры нагрева составляют 800,0–1100,0°С. Одиночные фундаменты могут применяться под колонны и опоры, ленточные – под здания с несущими стенами и складывающиеся комплектные здания, плитные, под блочно-комплектные устройства.

В работе [1] рассмотрены мобильные опытно-промышленные СВЧ-установки. Представленная в этой работе мобильная СВЧ-установка для изготовления термообработанных грунтовых блоков. Установка состоит из двух модулей (формовочного устройства и обжиговой печи), смонтированных на передвижных платформах, и оснащена энергетическим оборудованием, устройствами перемещения, узлом защиты от излучения, системой автоматизированного управления. Сформованный грунтовый блок поступает по транспортёру на рольганг обжиговой печи, представляющей собой стальную трубу наружным диаметром 1420,0 мм с теплоизоляцией. В печи происходит сушка и нагрев блока до температур 950,0°– 1100,0°С, затем он поступает в приёмную камеру. Мобильная СВЧ-установка для термообработки грунтовых массивов может размещаться внутри быстровозводимого здания модульного типа.

Мобильная СВЧ-установка для термообработки грунтовых массивов на месте их залегания состоит из энергетического узла, механизма перемещения и базового большегрузного автомобиля с металлическим кузовом. Энергетический узел представляет собой источник СВЧ-излучения, оснащенный волноводами прямоугольного и круглого сечения, щелевыми и рупорными излучателями, а также механизмом вращения, позволяющим вращать секции волновода вокруг своей оси.

Механизм перемещения представляет собой устройство для перемещения энергетического узла в вертикальной и горизонтальной плоскостях. Он состоит из опорной рамы, каретки, направляющей каретки, механизма подъёма и приводного вала. Каретка с установленным на ней СВЧ-генератором имеет возможность перемещаться по вертикали на 1000,0 мм, по горизонтали – на 562,0 мм, максимальный угол поворота в горизонтальной плоскости составляет 50,0°С.

Помимо ранее рассмотренных способов применения МИ можно рассмотреть в качестве перспективного использование радиогидравлического эффекта.

В работе [4] описан эффект формирования ударных волн в несжимаемых жидкостях при поглощении мощных СВЧ-импульсов.

В 1957–1959 годах в СССР начались исследования по созданию управляемых термоядерных реакторов. Один из рассматриваемых тогда

методов удержания и разогрева активной области реактора до температур, необходимых для начала термоядерной реакции, заключался в ее облучении несколькими сверхмощными СВЧ-источниками. Для реализации такого проекта был необходим генератор СВЧ-излучения, способный в одном импульсе излучать энергию порядка 10,0 кДж.

Подобный генератор мог строиться на клистронах с длительностью импульса 1,0–2,5 мкс, в то время как у существовавших тогда генераторов длительность импульса составляла 10,0–2,0 мкс.

Для решения данной геотехнической задачи создавались мощные клистроны "Аметист" с выходной мощностью 5,0 МВт и длительностью импульса 2,0 мс с периодом повторения 10,0 с.

В ходе работ были получены экспериментальные подтверждения нового "радиогидравлического" эффекта. Он заключался в том, что при облучении жидкости радиоимпульсами большой энергии в ней возникают мощные гидравлические волны.

Физика предполагаемого явления представлялась достаточно очевидной. Известно, что при кратковременном выделении значительной энергии в жидкости, например, в воде, благодаря ее практической несжимаемости возникает гидродинамический удар.

Характерный пример – разрушение при выстреле герметичной полости заполненной водой бочки. В этом случае при резком торможении пули в воде возникает гидромеханический эффект.

Аналогичный ему гидроэлектроискровой эффект проявляется при пропускании импульсов тока между погруженными в воду электродами.

Соответственно, если в водяной нагрузке выделить СВЧ-импульс большой энергии, то в результате теплового расширения воды произойдет заметное изменение ее объема, что приведет к гидравлическому удару.

Был поставлен и прямой эксперимент, демонстрирующий радиогидравлический эффект. В качестве источника СВЧ-энергии использовался СВЧ-генератор мезонной фабрики на клистроне "Соболь". В эксперименте нагрузка представляла собой стеклянную емкость с водой, помещенную в волноводе. Один из концов этой емкости прикрывался латунной мембраной, вплотную к которой прислонялся стальной шарик. При подаче СВЧ-импульсов (1,0–1,5 МВт, 120,0 мкс) ударная гидравлическая волна воздействовала на мембрану, в результате чего она перемещалась на 0,01 мм и толкала шарик. По его перемещению определялось давление на мембрану, составившее порядка 30,0 атм.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Геотехническое строительство обладает громадным арсеналом технологий и оборудования к ним. При этом использование физических принципов улучшения свойств грунтов слабых оснований является приоритетной задачей для целей освоения подземного пространства.

2. Использование радиогидравлического удара при высоких значениях СВЧ создает дополнительные возможности улучшения работы геомассива в целом и в совместной безаварийной работы основания с возводимым сооружением, а также оснований объектов окружающей застройки.

3. Эффект радиогидравлического удара в современном геотехническом строительстве почти не применяется. Требуется большая исследова-

тельская работа по использованию его в части создания установок, а также разработки конкретных технологий с привязкой к типам грунтов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шавшукова С.Ю. Исторические этапы развития микроволновой техники для научных исследований и промышленных процессов. Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук, Уфа – 2008.

2. Сиротюк В.В., Архипов В.А. Основание, фундаменты и механика грунтов. 1999, №6

3. Миронов А.А., Новосельцев М.Г., Базуев В.П. Интенсификация твердения силикатированных грунтов с помощью энергии. СВЧ. // Повышение качества материалов дорожного и строительного назначения..– Омск: Изд-во СибАДИ, 2001.- С. 146-150.

4. Синько А.С. Анализ и совершенствование технологии организации строительства зданий и сооружений магистральных газопроводов с использованием технической мелиорации грунтов, Магистерская диссертация, Национальный исследовательский Томский политехнический университет», Томск – 2016г.

Сведения об авторах

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, зав.кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (ns_sokolov@mail.ru). Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, (forstnpf@mail.ru).

Теславский Сергей Сергеевич, аспирант, ассистент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (sergeiteslavski@gmail.ru)

Федоров Павел Юрьевич, ассистент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (pavel-fyodorov@mail.ru)

Федосеева Ирина Петровна, старший преподаватель кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (sf1279@mail.ru)

Sokolov Nikolai Sergeevich, candidate of technical sciences, head of the department, associate professor of the department of Construction technologies, geotechnics and economics of construction, faculty of civil engineering, Chuvash state university named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, (ns_sokolov@mail.ru). Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia (forstnpf@mail.ru).

Teslavsky Sergey Sergeevich, postgraduate student, assistant of the Department of Construction Technologies, Geotechnics and Economics of Con-

struction, Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, (sergeiteslavski@gmail.ru)

Fedorov Pavel Yurievich, assistant of the department of Construction technologies, geotechnics and economics of construction, faculty of civil engineering, Chuvash state university named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, (pavel-fyodorov@mail.ru)

Fedoseeva Irina Petrovna, Senior Lecturer of the Department of "Construction Technologies, Geotechnics and Economics of Construction", Faculty of Construction, I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, (sf1279@mail.ru)

Для цитирования:

Соколов Н.С. Технология управляемого воздействия радиогидравлических ударов при СВЧ процессах для устройства буринъекционных свай / Н.С. Соколов, С.С. Теславский, П.Ю. Федоров, И.П. Федосеева // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 354–368.

Citation:

Sokolov N.S. Technology of controlled impact of radiohydraulic shocks during microwave processes for device of drill-injection piles / N.S. Sokolov, S.S. Teslavsky, P.Y. Fedorov, I.P. Fedoseeva // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 354–368.

ИННОВАЦИИ В СТРОИТЕЛЬНОМ ОБРАЗОВАНИИ

УДК 372.862

ОСОБЕННОСТИ НОВОГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО СТАНДАРТА «СПЕЦИАЛИСТ ПО ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА»

*В.Ф. Богданов,
Г.Н. Алексеева*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия.

И.В. Петрова

Чебоксарский институт (филиал)
ФГАОУ ВО «Московский
политехнический университет»,
г. Чебоксары, Россия.

***Аннотация:** с 1 сентября 2022 года применяется обновленный профстандарт «Специалист по организации строительства». Соответствующий приказ Минтруда размещен на портале правовой информации. Новый документ был разработан в связи с принятием в конце 2021 года 447-ФЗ, уточнившего функциональные обязанности специалистов по организации строительства. При этом в соответствии с документом прохождение независимой оценки квалификации будет рекомендовано лицам, которые занимают должность либо главного инженера проекта, либо руководителя проекта строительства. В статье рассматриваются влияние нового профстандарта на содержание учебных курсов организационно-технологического направления.*

***Ключевые слова:** профессиональный стандарт, специалист, организация строительства, квалификационный уровень, трудовая функция, трудовое действие, умения, знания, экзамен.*

FEATURES OF THE NEW PROFESSIONAL STANDARD "SPECIALIST IN THE ORGANIZATION OF CONSTRUCTION"

***Abstract:** since September 1, 2022, the updated professional standard "Construction Organization Specialist" has been applied. The relevant order of the Ministry of Labor is posted on the legal information portal. The new document was developed in connection with the adoption of 447-FZ at the end of 2021, which clarified the functional responsibilities of specialists in the organization of construction. At the same time, in accordance with the document,*

the passage of an independent qualification assessment will be recommended to persons who hold the position of either the chief engineer of the project or the head of the construction project. The article examines the influence of the new professional standard on the content of training courses in the organizational and technological direction.

Keywords: *professional standard, specialist, construction organization, qualification level, labor function, labor action, skills, knowledge, exam.*

ВВЕДЕНИЕ

Профессиональный стандарт «Специалист по организации строительства» [1] утвержден Министерством труда и социальной защиты Российской Федерации 21.04.2022 г. [2]. Вступил в силу с 01.09.2022 г. и действует до 01.09.2028 г.

Цель стандарта: Организация производства видов и отдельных этапов работ по строительству, реконструкции, капитальному ремонту, сносу объектов капитального строительства, элементов конструкций и частей объектов капитального строительства, сетей инженерно-технического обеспечения и их участков в соответствии с требованиями нормативных правовых актов, нормативных технических и руководящих документов в области строительства, а также с требованиями договоров строительного подряда, проектной и организационно-технологической документации. В стандарте нашли отражения те профессиональные компетенции, которые должны формироваться у студентов при изучении учебных бакалаврских дисциплин «Технологические процессы в строительстве», «Технология возведения зданий и сооружений», «Организация, планирование и управление в строительстве», «Охрана труда и техника безопасности в строительстве», «Инженерная геодезия» и их преломления в магистерских курсах по программе «ПГС: технология и организация строительства» [3].

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Стандарт содержит обобщенные трудовые функции (ОТФ). Их три и обозначены кодами А, В, С. Код А – это 5-й уровень квалификации «Организация производства видов строительных работ» или уровень квалификации мастеров строительных участков. ОТФ по коду А подразделяется на три её составляющих трудовые функции:

- подготовка к производству видов строительных работ;
- оперативное управление производством видов строительных работ;
- контроль качества производства видов строительных работ.

По каждой трудовой функции расписаны трудовые действия, при выполнении которых строительный мастер должен показать свои умения и знания. В стандарте впереди умения, после знания. Навыки никак не обозначены. Трудовых действий много, количество умений и знаний ещё больше.

По такой же структуре построен 6-й квалификационный уровень (код В) «Организация производства отдельных этапов строительных работ» или уровень прорабов.

Квалификационный уровень 7-й (код С) «Организация строительства объектов капитального строительства» предназначен для главных

инженеров или специалистов по организации строительства. Для них ОТФ включает следующие 4 трудовые функции: подготовка к строительству объекта; управление строительством; строительный контроль; сдача и приемка объектов, строительство которых закончено.

В качестве примера рассмотрим одну из них – трудовую функцию «подготовка к строительству объекта». Она охватывает 8 трудовых действий:

1. Организация и проведение входного контроля проектной, рабочей и организационно-технологической документации на строительство объекта капитального строительства, проекта организации работ по сносу объекта капитального строительства;

2. Входной контроль информационной модели объекта капитального строительства (при ее наличии);

3. Организация и контроль выполнения геодезических работ на площадке строительства объекта капитального строительства;

4. Организация и контроль выполнения подготовительных работ на площадке строительства объекта капитального строительства;

5. Организация и контроль подготовки рабочих мест производственных участков площадки строительства объекта капитального строительства;

6. Контроль наличия необходимых допусков к производству строительных работ на объекте капитального строительства;

7. Организация и контроль ведения исполнительной и учетной документации в процессе подготовки к строительству объекта капитального строительства;

8. Формирование и ведение сведений, документов и материалов по подготовке к строительству объекта капитального строительства, включаемых в информационную модель объекта капитального строительства (при ее наличии).

При выполнении перечисленных трудовых действий специалист должен уметь:

1. Проверять наличие необходимых согласований, комплектность и достаточность объема технической информации в представленной проектной, рабочей и организационно-технологической документации для строительства объекта капитального строительства, проекте организации работ по сносу объекта капитального строительства;

2. Проверять полноту представления данных проектной, рабочей и организационно-технологической документации по строительству объекта капитального строительства в информационной модели объекта капитального строительства (при ее наличии);

3. Определять порядок выполнения и рассчитывать объемы подготовительных работ на площадке строительства объекта капитального строительства;

4. Разрабатывать и корректировать планы подготовительных работ на площадке строительства объекта капитального строительства;

5. Определять виды и порядок выполнения геодезических работ на площадке строительства объекта капитального строительства;

6. Определять производственные участки и рабочие места, находящиеся под воздействием вредных и опасных факторов строительства объекта капитального строительства;

7. Определять необходимый перечень коллективных и индивидуальных средств защиты работников от вредных и опасных факторов строительства объекта капитального строительства;

8. Оформлять документацию по исполнению требований охраны труда, пожарной безопасности и охраны окружающей среды при строительстве объекта капитального строительства;

9. Определять перечень разрешений, необходимых для строительства объекта капитального строительства, оформлять обосновывающую документацию для их получения;

10. Составлять перечень строительных работ повышенной опасности при строительстве объекта капитального строительства;

11. Проверять комплектность и качество оформления геодезической исполнительной документации по площадке строительства объекта капитального строительства;

12. Проверять комплектность и качество оформления исполнительной и учетной документации в процессе подготовки строительства объекта капитального строительства;

13. Анализировать сведения, документы и материалы по подготовке строительства объекта капитального строительства, включаемые в информационную модель объекта капитального строительства, представлять их в форме электронных документов, отображать в графическом и табличном виде;

14. Осуществлять деловую переписку по вопросам подготовки к строительству объекта капитального строительства;

15. Осуществлять производственную коммуникацию в строительной организации, организовывать и проводить технические совещания по вопросам подготовки к строительству объекта капитального строительства.

Чтобы уметь должен знать:

– нормативные правовые акты и документы системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к составу и содержанию проекта организации работ по сносу объекта капитального строительства;

– требования нормативных правовых актов в области строительства и гражданско-правовых отношений, нормативных технических и руководящих документов к организации строительного подряда;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к организации строительства объекта капитального строительства, в том числе сноса объекта капитального строительства;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к технологическим процессам производства отдельных этапов, видов и комплексов строительных работ, выполняемых при строительстве объекта капитального строительства, в том числе работ по сносу объекта капитального строительства;

– виды геодезических работ при строительстве объекта капитального строительства;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к составу и порядку выполнения подготовительных работ на площадке строительства объекта капитального строительства;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к подключениям временных инженерных коммуникаций (сетей) к наружным сетям инженерно-технического обеспечения для обеспечения площадки строительства объекта капитального строительства электроэнергией, водой, теплом, паром;

– методы и средства планирования подготовительных работ на площадке строительства объекта капитального строительства;

– вредные и опасные факторы воздействия строительного производства на работников и окружающую среду, методы их минимизации и предотвращения;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к производственным участкам и рабочим местам при строительстве объекта капитального строительства;

– требования нормативных правовых актов и руководящих документов в области специальной оценки условий труда к порядку проведения и документальному оформлению специальной оценки условий труда;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к основаниям, порядку получения и оформлению необходимых разрешений на строительство объекта капитального строительства;

– виды строительных работ и профессий, для допуска к которым необходимо наличие документов, подтверждающих допуск к производству строительных работ повышенной опасности;

– перечень строительных работ повышенной опасности при строительстве объекта капитального строительства, в том числе работ по сносу объекта капитального строительства, для допуска к которым необходимо оформлять наряд-допуск;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к оформлению необходимых допусков к строительству объекта капитального строительства;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к составу и оформлению геодезической исполнительной документации по площадке строительства объекта капитального строительства;

– требования нормативных правовых актов, документов системы технического регулирования и стандартизации в сфере градостроительной деятельности к составу и оформлению исполнительной и учетной документации подготовки строительства объекта капитального строительства;

– основные специализированные программные средства, используемые для ведения исполнительной и учетной документации в строительстве;

– средства и методы внесения, хранения, обмена и передачи электронных документов информационной модели объекта капитального строительства;

– форматы представления электронных документов информационной модели объекта капитального строительства;

– методы и средства деловой переписки и производственной коммуникации в строительстве.

И по другим трудовым функциям 7-го уровня количество трудовых действий, видов умений и знаний значительное (табл. 1).

Таб. 1. Количество действий, знаний, умений

Трудовые функции	Количество видов		
	трудовых действий	умений	знаний
Подготовка к строительству объектов	8	15	22
Управление строительством объектов	9	14	17
Строительный контроль	10	14	14
Сдача и приемка объектов	8	7	8
Всего	35	50	61

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Из таблицы видно, что специалист по организации строительства, чтобы соответствовать требованиям стандарта должен обладать 50 видами умений и 61 видом знаний для выполнения 35 трудовых функций.

Для проверки соответствия специалистов требованиям стандарта уже созданы аккредитованные «Центры оценки квалификации в строительстве» (ЦОК). По требованиям саморегулирующих организаций специалисты по организации строительства сдают экзамен в ЦОК на соответствие требованиям стандарта. По форме близки к проводимым ФИЭБ, а по содержанию охватывают теоретические вопросы в виде около 500 тестов и задач.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Преподавателям, ведущим учебные дисциплины организационно-технологической направленности и связанные с ними другие курсы, целесообразно изучить действующий стандарт. Сравнить требования стандарта с содержанием читаемых дисциплин, при необходимости внести изменения в материалы лекций, практических занятий, лабораторных работ, зачетов, экзаменов, чтобы выпускники владели требованиями стандарта.

ЛИТЕРАТУРА

1. Профессиональный стандарт "Специалист по организации строительства", Утвержден приказом Министерства труда и социальной защиты Российской Федерации от 21.10.2021 № 747н, зарегистрировано в Министерстве юстиции Российской Федерации 19 ноября 2021 года, регистрационный N 65910

2. Приказ Министерства труда и социальной защиты Российской Федерации от 21 апреля 2022 года №231н «Об утверждении профессионального стандарта «Специалист по организации строительства».

3. Богданов, В. Ф. Формирование компетентностно ориентированной образовательной среды на кафедре "Строительное производство и экономика строительства" / В. Ф. Богданов, Н. З. Киселев, И. П. Федосеева // Актуальные проблемы формирования компетентностно ориентированной образовательной среды : Материалы III Международной учебно-методической конференции, Чебоксары, 10 апреля 2012 года / Редакционная коллегия: В.Г. Агаков, А.Ю. Александров, Е.Л. Николаев. – Чебоксары: Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, 2012. – С. 149-152.

Богданов Василий Филиппович, к.э.н., доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия.

Алексеева Галина Николаевна, старший преподаватель кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия.

Петрова Ирина Владимировна, к.п.н., доцент кафедры строительного производства Чебоксарского института (филиала) Московского политехнического университета, г. Чебоксары, Россия.

Bogdanov Vasily Filippovich, Ph.D. in Economics, Associate Professor of the Department of Construction Technologies, Geotechnics and Construction Economics, Faculty of Construction, I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia.

Alekseeva Galina Nikolaevna, Senior Lecturer of the Department of "Construction Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Faculty of Construction of the I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia.

Petrova Irina Vladimirovna, PhD, Associate Professor of the Department of Construction Production of Cheboksary Institute (branch) Moscow Polytechnic University, Cheboksary, Russia.

Для цитирования:

Богданов В.Ф. Особенности нового профессионального стандарта «специалист по организации строительства» / В.Ф. Богданов, И.В. Петрова, Г.Н. Алексеева // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 369–375.

Citation:

Bogdanov V.F. Features of the new professional standard "specialist in the organization of construction" / V.F. Bogdanov, I.V. Petrova, G.N. Alekseeva // International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 369–375.

УДК 378.016:[741.02:72]:378.409.6:624

ПРЕПОДАВАНИЕ АРХИТЕКТУРНОГО РИСУНКА НА СТРОИТЕЛЬНОМ ФАКУЛЬТЕТЕ: ПРОБЛЕМЫ И СПОСОБЫ ИХ РЕШЕНИЯ

А.И. Пайгусов

ФБГОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И. Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье проведен анализ проблем, возникающих в процессе преподавания архитектурного рисунка на строительном факультете. Описаны способы преодоления этих затруднений.

Ключевые слова: строительный факультет, бакалавриат, строительные специальности, обучение, архитектурный рисунок, проблемы, затруднения, отбор содержания, приемы и методы обучения.

TEACHING ARCHITECTURAL DRAWING AT THE FACULTY OF CONSTRUCTION: PROBLEMS AND WAYS TO SOLVE THEM

Abstract: the article analyzes the problems that arise in the process of teaching architectural drawing at the Faculty of Civil Engineering. Ways to overcome these difficulties are described.

Keywords: construction faculty, bachelor's degree, construction specialties, training, architectural design, problems, difficulties, selection of content, techniques and teaching methods.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность настоящего исследования обусловлена необходимостью качественной подготовки студентов строительного факультета к использованию рисунка в процессе архитектурного проектирования. Как известно, преподаванию рисунка в архитектурных вузах и на строительных факультетах университетов всегда придавалось большое значение, так как этот предмет оказывает значительное влияние на качество подготовки будущего архитектора. В процессе обучения архитектурному рисунку формируются важные компетенции и личностные качества, необходимые в профессиональной деятельности. В частности, формируется объемно-пространственное мышление, художественно-творческие навыки, конструктивное и образное мышление. Профессиональные умения, приобретенные в процессе обучения рисованию, необходимы в ходе предпроектного исследования и разработки проектной документации.

В ходе нашего исследования мы рассмотрели процесс и результаты обучения архитектурному рисунку на строительном факультете Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова по программе

бакалавриата. Направление подготовки «Строительство», направленность (профиль) «Проектирование зданий». Предметом нашего исследования стали содержание и методы обучения архитектурному рисунку на строительном факультете университета. Цель исследования – выявить затруднения, возникающие в процессе обучения архитектурному рисунку, а также разработать методические рекомендации для преподавателей.

МАТЕРИАЛ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Материалом для исследования послужили учебная документация (профессиональный стандарт, учебные планы, программы), публикации материалов исследований по данной проблематике, анализ рисунков студентов, анализ результатов наблюдений за учебной деятельностью студентов. В работе использованы следующие методы изучения педагогической документации, ретроспективный анализ собственного опыта, наблюдение, собеседование, анализ продуктов деятельности студентов.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Практика преподавания рисунка студентам, обучающимся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство (направленность «Проектирование зданий») на строительном факультете Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова показывает, что обучение этому предмету имеет ряд особенностей.

Во-первых, количество аудиторных часов, отводимых на изучение рисунка в архитектурных вузах, в значительной степени больше, чем на строительных факультетах университетов [1,5]. Безусловно, содержание подготовки, количество аудиторных часов, отводимых на изучение архитектурного рисунка в профильном архитектурном вузе, и на строительном факультете классического университета будут отличаться. Это определяется их спецификой. Отсюда возникает проблема: как обеспечить качество обучения архитектурному рисунку, учитывая данное количество аудиторных часов?

Во-вторых, как показало проведенное нами собеседование, студенты не имеют специальной подготовки в области рисунка. Как правило, они не обучались в системе дополнительного художественного образования по предпрофессиональным программам. Отсюда отсутствие необходимых навыков рисования. Поэтому обучение данному предмету приходится начинать с изучения простейших приемов.

В-третьих, цели обучения рисованию студентов, обучающихся на строительном факультете, в значительной степени отличаются от целей подготовки студентов, обучающихся по специальностям художественной направленности. Поэтому переносить все компоненты содержания обучения рисунку без необходимой коррекции не имеет смысла. На строительном факультете рисунок является прикладной дисциплиной, поэтому обучение направлено на формирование компетенций, необходимых для эффективного осуществления проектной деятельности. В качестве результата рассматривается умение отражать в рисунке замысел будущего проекта.

В-четвертых, рисование направлено на формирование профессионально значимых качеств. Это образное, объемно-пространственное и

конструктивное мышление. Будущий проектировщик должен хорошо понимать конструкцию архитектурного сооружения, видеть его в пространстве, во взаимодействии с другими объектами окружающей среды, а также представлять все его конструктивные и декоративные элементы не только снаружи, но и изнутри. Он должен понимать устройство этих компонентов, их функции и связи в целостной системе проектируемого пространства [3]. Формированию этих качеств, как показывает практика, способствуют занятия рисованием.

В процессе изучения данной проблематики нами было установлено, что основная проблема заключается в отборе содержания образования по этому предмету. Проведенное нами исследование показывает, что существует два подхода к определению содержания обучения архитектурному рисунку. Первый подход заключается в том, что обучение рисунку по архитектурно-строительным направлениям подготовки должно осуществляться на основе подходов, характерных для художественных вузов. Второй подход отличается тем, что декларируется специфический подход к обучению архитектурного рисунка [1,5-7]. Отсюда возникает проблема: какой подход является верным? На наш взгляд, правильным является второй подход, так как обучение рисунку в архитектурных вузах и на строительных факультетах классических университетов имеет свои отличительные особенности. Обучение рисунку должно быть направлено на формирование умений и навыков, необходимых для профессиональной деятельности архитектора. Следовательно, при проектировании содержания образования по данному предмету необходимо учитывать межпредметные связи с другими профильными предметами, таким как: «Объемно-пространственная композиция», «Архитектурная стилистика», «Архитектурно-конструктивное проектирование общественных зданий», «Архитектурно-конструктивное проектирование жилых зданий», «Основы градостроительства». Из вышеизложенного следует, что нельзя осуществлять прямой перенос компонентов содержания обучения рисунку из художественных вузов в архитектурно-строительные вузы и факультеты.

В целях определения компонентов содержания образования мы определили ключевые умения необходимые для освоения данного предмета, такие как компоновка рисунка на листе бумаги, построение конструкции и определение пропорций, установление связей и отношений между элементами, передача перспективных сокращений, объема и пространства, создание целостного художественного образа. Далее определили, на каком учебном материале эти умения будут формироваться, в какой последовательности. При этом мы опирались на принцип систематичности и последовательности. На основе данного изучения было разработано содержание предмета.

Далее рассмотрим характерные затруднения, возникающие у студентов строительного факультета в процессе обучения рисованию. В ходе преподавания приходится часто наблюдать, что они слишком близко сидят к мольберту. Это приводит к фрагментарности видения природы: студент не видит свой рисунок целостно. Отсюда возникают ошибки в композиции, в конструктивном построении рисунка, в передаче объема форм. Как правило, в результате этого наблюдается отсутствие гармоничного целого в рисунке. Как известно, расстояние от корпуса рисовальщика до

мольберта должно быть не менее вытянутой руки [3]. Такая посадка позволяет рисующему видеть свою работу целостно, так как существенно увеличивается объем видения: он охватывает взглядом не только ту часть постановки, над которой работает, но и весь рисунок в целом.

Студентов на начальном этапе обучения приходится учить размещать лист бумаги на планшете, правильно держать карандаш. Наши наблюдения, проведенные в ходе исследования, показывают, что студенты испытывают затруднения при определении правильного размещения листа бумаги на планшете. Часто вместо вертикального размещения бумаги студенты выбирают горизонтальное расположение и наоборот. Отсюда возникает необходимость перед началом рисования проговаривать со студентами правильный выбор расположения листа бумаги, так как это зависит от особенностей композиции постановки.

Большое значение для успеха рисования имеет правильная работа карандашом [2]. Как показывает практика, большинство студентов не правильно держат карандаш. Отсюда возникают сложности с нанесением линий, штрихов. Часто можно наблюдать, как студент смазывает рисунок ладонью, лежащей на рисунке, что приводит к грязи в работе. Отсюда возникает необходимость научить держать кисть руки на весу. При этом допускается опираться мизинцем на лист бумаги.

В ходе работы над рисунком студенты делают много лишних линий с сильным нажимом на карандаш. Возникает множество неправильных жирных линий. Это приводит к многочисленным исправлениям, к нарушению белизны и фактуры бумаги. Рисунок становится грязным. Следовательно, уже на первых этапах рисования необходимо приучать студентов к аккуратности в работе.

Наши наблюдения показывают, что они ведут рисунок не от целого к частному, а от какой-либо детали постановки к другим ее элементам. Это приводит к ошибкам в компоновке рисунка: происходит смещение центра композиции в ту или иную сторону. В результате студенту не удастся разместить все части композиции на листе бумаги. Другим негативным результатом такого видения является нарушение пропорций и искажение формы.

В процессе конструктивного рисования нередко меняется соразмерность предметов, искажаются пропорции, так как студентам без специальной подготовки трудно определять размеры на глаз. Наблюдаются затруднения в рисовании прямых и овальных линий. Наибольшие затруднения студенты испытывают при рисовании эллипсов и окружностей. Типичная ошибка – заострение эллипса.

В ходе проведенного нами исследования было выявлено, что у студентов отсутствуют навыки штриховки. На этапе передачи объема и пространства можно наблюдать следующие ошибки:

- меняются интервалы между штрихами: то увеличиваются, то уменьшаются;
- штрихи наносятся неровно;
- одинаковый характер штрихов при рисовании вертикальной и горизонтальной поверхностей;
- нет тонального контраста на границах форм;
- не соблюдается тональный масштаб;
- не соблюдается воздушная перспектива при передаче пространства.

Отсюда на начальном этапе обучения рисованию возникает потребность в выполнении специальных упражнений по штриховке. При этом педагогу необходимо добиваться ровных линий с одинаковыми интервалами между ними. В процесс обучения необходимо включить упражнения на растяжку тона от светлого к темному и наоборот.

На заключительном этапе рисования отсутствует целостность рисунка.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Мы проанализировали особенности преподавания архитектурного рисунка на строительном факультете, а также типичные затруднения, которые возникают у студентов в процессе обучения. Это позволило нам выработать следующие методические рекомендации для преподавателей:

1. Содержание компонентов программы по рисунку должно быть ориентировано на компетенции, необходимые для успешного выполнения профессиональной деятельности архитектора. Оно должно отличаться от содержания преподавания рисунка в художественных вузах.

2. Перед началом рисования необходимо показать студентам эталонные работы, заострив внимание на правильное применение приемов рисования. Желательно показать и проанализировать студенческие работы с ошибками в целях предупреждения их совершения в процессе рисования. При этом преподаватель должен путем наводящих вопросов подвести студентов к самостоятельному выявлению ошибок, к определению путей их преодоления.

3. Рисование должно осуществляться поэтапно: переход от одного этапа к другому должен осуществляться с разрешения преподавателя только в случае правильного выполнения предыдущего этапа. Это позволит избежать ошибок в рисовании.

4. В процессе работы студентов над рисунком педагогу необходимо осуществлять постоянный контроль за ходом рисования в целях своевременного выявления ошибок и оперативного их исправления. Если при выполнении рисунка наблюдаются ошибки характерные для многих студентов, то преподаватель должен еще раз объяснить правила рисования.

5. На первом этапе обучения необходимо давать задания на постановку руки и развитие глазомера. Для постановки руки даются упражнения на рисование прямых, дугообразных и округлых линий. Для развития глазомера ставятся задачи на деление отрезка без помощи измерительной линейки на разные части: на половину, на треть и т.п.

6. Необходимо использовать упражнения на развитие навыков штриховки. Для этого включать в процесс обучения задания на передачу штрихами вертикальных и горизонтальных плоскостей, глубины пространства, растяжку тона от светлого к темному и наоборот.

7. Необходимо регулярно следить за правильной посадкой студента за мольбертом. Студент должен сидеть за мольбертом на расстоянии вытянутой руки. Положение тела должно быть свободным, без напряжения.

8. Важно на начальном этапе обучения рисования формировать культуру исполнения рисунка: не допускать грязи, лишних линий, многочисленных стираний ластиком и т.п.

ЛИТЕРАТУРА

1. Архитектурный рисунок: инновационные технологии обучения: Учебное пособие / Ред.-сост. Е.И. Прокофьев – Казань, 2008. – 169 с.
2. Беда Г.В. Основы изобразительной грамоты: Рисунок, живопись, композиция / Г.В. Беда // Учеб. пособие для студентов пед. ин-тов. № 2109 «Черчение, рисование и труд». – 2-е изд., перераб. доп. – М.: Просвещение, 1981. – 239 с.
3. Мясников И.П. Рисунок: учебное пособие / И.П. Мясников. – М. : Издательство Ассоциации строительных вузов. 2007. – 208 с.
4. Жабинский В.И., Винтова А.В. Рисунок: учебное пособие / В.И. Жабинский, А.В. Винтова. – М. : ИНФРА-М, 2006. – 256 с.
5. Михайлова, Э. В. Мотивационная готовность как условие формирования компетентного специалиста / Э. В. Михайлова, С. В. Кокель // Европейский журнал социальных наук. – 2012. – № 10-1(26). – С. 58-64.
6. Ахметова, С. П. Формирование художественной культуры учащихся средствами архитектоники школьного здания в истории германской педагогики : специальность 13.00.01 "Общая педагогика, история педагогики и образования" : автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата педагогических наук / Ахметова Светлана Петровна. – Йошкар-Ола, 2006. – 20 с.
7. Григорьева, Т. А. Возможности дисциплины "Достижения современной строительной практики" в развитии профессионально-познавательных интересов студентов-первокурсников / Т. А. Григорьева, В. М. Сеньков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции : Материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции, Чебоксары, 21–22 ноября 2018 года. – Чебоксары: Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, 2018. – С. 26-32.

Сведения об авторах

Пайгусов Анатолий Иванович – канд. пед. наук, доцент кафедры архитектуры и дизайна среды ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им И.Н. Ульянова», Россия, г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; e-mail: apaigusov@mail.ru; 8-980-933-06-77

Paigusov Anatoly Ivanovich – Ph.D. ped. Sci., Associate Professor, Department of Architecture and Environmental Design, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov”, Russia, Cheboksary, 428015, Cheboksary, Moskovsky pr., 15; e-mail: apaigusov@mail.ru; 8-980-933-06-77

Для цитирования:

Пайгусов А.И. Преподавание архитектурного рисунка на строительном факультете: проблемы и способы их решения / А.И. Пайгусов // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 376–381.

Citation:

Paigusov A.I. Teaching architectural drawing at the Faculty of Civil Engineering: problems and ways to solve them / A.I. Paigusov // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 376–381.

УДК 621.311.21:626(470.344-25)

СОТРУДНИЧЕСТВО УЧЕНЫХ ГОСУНИВЕРСИТЕТА И СТРОИТЕЛЕЙ ЧЕБОКСАРСКОЙ ГЭС В ПЕРИОД ЕЁ СТАНОВЛЕНИЯ

Н.Г. Русинова

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в год 55-ти летнего юбилея Чувашского государственного университета им. И.Н.Ульянова автор посвящает статью изучению опыта сотрудничества ученых кафедры теплотехники и гидравлики и строителей Чебоксарской гидроэлектростанции. Цель написания статьи заключается в исследовании исторического прошлого, опыта совместной работы ученых и создателей крупного народно-хозяйственного объекта, повлиявшем на экономику, экологию, культуру региона. Актуальные задачи, постоянно возникающие в ходе строительства, требовали от коллектива кафедры углубленного изучения теории гидравлического моделирования и проблемы устойчивости земляных сооружений, находящихся под воздействием речного потока. Тесные связи кафедры со строителями ГЭС способствовали и росту самой кафедры. Статья представляет интерес с точки зрения истории университета и гидротехнического строительства и может быть использована для дальнейшего исследования данной темы.*

***Ключевые слова:** Чебоксарская гидроэлектростанция, история строительства, гидроузел, кафедра теплотехники и гидравлики, исследование, модель*

COOPERATION OF SCIENTISTS OF THE STATE UNIVERSITY AND BUILDERS OF THE CHEBOKSARSKAYA HYDROELECTRIC POWER STATION IN THE PERIOD OF ITS FORMATION

***Abstract:** in the year of the 55th anniversary of I.N. Ulyanov Chuvash State University the author devotes an article to study the experience of cooperation between scientists of the department of Heat Engineering and Hydraulics and builders of the Cheboksary Hydroelectric Power Station. The aim of the article is to study the historical past, experience of cooperation between scientists and builders of a big industrial object which influenced the economy, ecology, and culture of the region. The urgent problems, which constantly appeared during the construction, required advanced studies of the theory of hydraulic modeling and the sustainability challenges of earth constructions under the influence of the river flow from the department staff. The close connection of the Department with the builders of Hydroelectric Power Station also contributed to the*

growth of the Department. The article is of interest in terms of the university history and hydraulic engineering construction and can be used for further research on this topic.

Keywords: *Cheboksary Hydroelectric Power Station, history of construction, hydroelectric complex, department of Hydraulics and Heat Engineering, research, model*

ВВЕДЕНИЕ

В год 55-ти летнего юбилея Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова хочется вспомнить наиболее интересные моменты из его истории. А именно, сотрудничество ученых кафедры теплотехники и гидравлики со строителями Чебоксарской ГЭС в годы её становления.

Гидроэлектростанция является пятой ступенью Волжского каскада и последней станцией по срокам строительства ГЭС на Волге. Ввод станции позволил увеличить надежность электроснабжения Европейской части СССР, где резко возрастают потребности в пиковых мощностях и где особенно важна обеспечиваемая гидроэлектростанциями экономия топлива [1, 9-10]. Для Чувашской Республики этот объект должен был стать основой для её превращения в передовой промышленный район страны [2]. Но в силу ряда причин строительство Чебоксарской ГЭС осуществилось только в 1970-1980-х гг.

Проектирование и строительство Чебоксарской гидроэлектростанции велось в тесном сотрудничестве с учеными многих научно-исследовательских организаций страны. Компоночные и конструктивные узлы сооружений, а также гидроузел в целом, тщательно изучались в исследовательских лабораториях в разных вариантах. Для внедрения принимался самый оптимальный. Наиболее широкий раздел исследований – это гидравлика: строительная и эксплуатационная. Активное участие в гидравлических исследованиях приняли Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники имени Веденеева, научно-исследовательский сектор Гидропроекта, Московский гидромелиоративный институт, Московский и Чувашский государственные университеты.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Статья написана на основе использования различных методологических подходов и современных методов исторического исследования. В качестве базовых были применены основополагающие принципы научной объективности и историзма, а также системный подход, в совокупности акцентирующих внимание на анализе исторического прошлого не только в своем развитии, но и во взаимодействии отдельных его составляющих.

Кафедра теплотехники и гидравлики в Чувашском государственном университете им. И.Н. Ульянова была образована в 1965 году [3]. Основателем кафедры и ее руководителем был Геннадий Петрович Скребков (Фото 1)



Фото 1. Скрбков Г.П. *

* здесь и далее фото представлены из архива кафедры теплотехники и гидравлики Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

На первом этапе развития кафедры ее научная деятельность осуществлялась в основном в области гидравлики и заключалась в решении производственных задач в ходе строительства Чебоксарской ГЭС. Наличие научной базы рядом с сооружаемым объектом очень облегчило решение текущих задач строительной гидравлики, которые не всегда отвечали заложенным в проекте условиям. В лаборатории Университета по договору с дирекцией, строящейся ГЭС была построена модель Чебоксарского гидроузла. (Фото 2). Ее основные характеристики: размеры в плане 10х4,0 метра, расход подаваемого воздуха 1,5 кубических метра в секунду, скорость потока 50-60 м/сек. Первые исследования на воздушно-напорной модели были начаты в 1970 году.

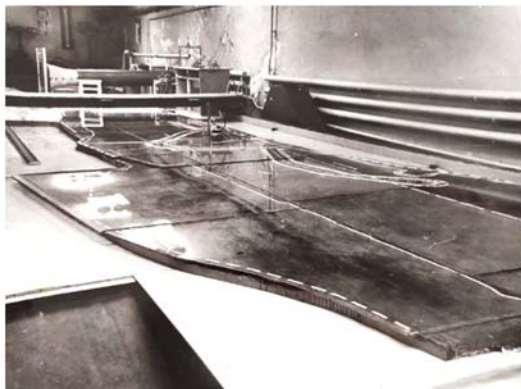


Фото 2. Модель Чебоксарского гидроузла

К зиме 1969-1970 годов на строительстве ГЭС были частично возведены верховая и низовая перемычки котлована основных сооружений и на всю длину намывта нижняя стройплощадка. Между перемычками было намыто тело временной перемычки котлована первой очереди. Верховая перемычка защищалась от размывов каменно-набросным пирсом №1, а низовая не имела никакого крепления. Её устойчивость во время паводка вызвала сомнения. Необходимо было провести опыты на модели. Они показали, что каменный пирс эффективно защищает продольную перемычку первой очереди и низовую перемычку, отжимая речной поток к левому берегу. Устойчивость частично возведенных перемычек не вызвала сомнения. Однако выявилась опасность размыва концевое участка речного откоса нижней стройплощадки. Измеренные на модели скорости воздушного потока, пересчитанные на скорости водного потока по правилам гидравлического моделирования, позволили определить необходимую длину крепления откосов и объем работ, который должен быть выполнен строителями до наступления паводка [4].

Следующий важный цикл исследований был выполнен на модели при подготовке к завершению работ по возведению ограждающих перемычек котлована бетонных сооружений гидромеханическим способом. Практика показывает, что при намыве продольной перемычки в текущую воду важно обеспечить подачу песка в том количестве, которое значительно превышает размывающую способность потока. Для этого решили заранее подготовить резерв грунта около миллиона кубометров, расположив его как можно ближе к участку намыва. Сокращение длины подачи пульпы от резерва грунта до места его укладки позволяло повысить производительность земснарядов.

В связи с этим перед университетом была поставлена задача определить место в реке, где можно уложить резерв грунта без опасения, что он будет смыт осенним паводком. На модели такое место было найдено. Оно оказалось за низовой перемычкой. Установили также границы участка, внутри которых и рекомендовалось разместить резерв. К сожалению, строители к тому времени успели уложить часть грунта за пределами рекомендуемых границ резерва, и поэтому понадобилось повторное исследование на модели. Но теперь уже для оценки возможного уноса грунта в паводок. Такая оценка была получена. Предварительный унос грунта был определен в объеме около 60 тысяч кубометров.

Перемычки котлована основных сооружений были замкнуты осенью 1971 года и для их защиты был насыпан пирс №2. Пирс №3, предусмотренный проектом, не был возведен из-за отсутствия камня. Исследования, выполненные в университете, показали, что пирс №2 достаточно хорошо защищает всю перемычку и пропуск паводка возможен без серьезных последствий. Одновременно были определены общий размыв русла в районе перемычек и местный размыв за пирсом №2. Оказалось, что общий размыв русла улучшает судоводные условия в районе перемычек, а яма размыва за оголовком пирса №2 не вызывает крупных обрушений пирса и не приводит к значительному сокращению его длины в ходе пропуска паводка.

При разработке котлована ГЭС грунт, выбираемый экскаваторами, отозился в основании сооружений, в частности, в крепление правого

берега, аванпорта шлюзов и в тело входного пирса аванпорта. По заказу гидростроителей в университете определялись участки русла для укладки грунта, которые явились благоприятными по гидравлическим условиям. Важно было знать и последовательность отсыпки сооружений. Подобного рода исследования выполнялись регулярно и в значительной мере способствовали правильному планированию производства земляных работ на строительстве гидроузла.

Тесные связи кафедры гидравлики и теплотехники со строителями ГЭС способствовали и росту самой кафедры. Актуальные задачи, постоянно возникающие в ходе строительства, требовали от коллектива кафедры углубленного изучения теории гидравлического моделирования и проблемы устойчивости земляных сооружений, находящихся под воздействием речного потока. Параллельно с текущими экспериментальными исследованиями на кафедре начались теоретические работы по проблемам гидравлического сопротивления русел, теории воздушно-напорного моделирования и размывающей способности потока. Были проведены неоднократные прямые сравнения картин течения и величина скоростей, полученных на модели и на натуре гидрологами экспедиции №45 «Гидропроекта». Результаты подтвердили, что воздушно-напорная модель, построенная в соответствии с правилами теории подобия, обеспечивает получение достоверных данных. Все эти исследования были обобщены в статьях доцента Г.П. Скробкова и старшего преподавателя В.Е. Короткова. Работы опубликованы в центральных научных журналах, о них говорилось на всесоюзных конференциях.

По предложению проектировщиков был исследован вариант подводного крепления земляных откосов самоотмокской камня. Суть этого способа, предложенная отделом рабочего проектирования «Гидропроекта», заключается в том, что в период низких горизонтов воды в реке на откос дамбы, расположенный выше воды отсыпается толстый слой камня. Эта операция поддается механизации и в производстве работ не вызывает никаких затруднений. Весной, когда горизонт воды в реке поднимается, а скорости возрастают, происходит размыв нижней незакрепленной части откоса дамбы. При этом камень, который лежит выше, начинает ползти вниз по откосу и защищает его от дальнейшего размыва. Происходит как бы процесс самозакрепления откоса: камень сам укладывается так, как требуется. Это прогрессивное предложение обстоятельно изучалось в натуральных условиях на опытном полигоне, созданном на строительной площадке. Благодаря исследованиям, проведенным кафедрой, были определены условия, при которых откос закрепляется камнем надежно, плотно, сплошным слоем. (Фото 3)



Фото 3 Скребокв Г.П. на пирсе № 2

Строительство и образование водохранилища вызвало множество различных инженерных и научных проблем. Наиболее актуальной из них можно назвать проблему водного режима и санитарного состояния Чебоксарского залива. Залив является основной архитектурно-планировочной композиции генерального плана застройки города и является украшением столицы республики. Застройка Чебоксар велась с учетом будущего залива. Безусловно, что качество воды в заливе, располагающемся в центре города должно отвечать высоким санитарно-гигиеническим требованиям. Отсюда возникают проблемы. Во-первых, проект создания Чебоксарского залива путем затопления территорий, длительно использовавшихся человеком, не имеет аналогов среди искусственно созданных заливов. Во-вторых, надо учитывать пониженную способность воды залива к самоочищению. Этим вопросом занимались научно-исследовательские институты, давшие свои заключения по санитарному прогнозу залива. Также проведены исследования естественного водообмена между Чебоксарским заливом и водохранилищем, которые выполнялись на кафедре теплотехники и гидравлики Чувашского госуниверситета. Для проведения работ заключен договор на сумму 18000 рублей [5]. Работа была начата с изучения источников загрязнения: твердый сток Чебоксарки и ее притоков, аварийные сбросы хозяйственно-фекальных и ливневых вод, культурный слой почвы в наиболее древней части города, а также речной порт. Для определения влияния жидкого и твердого стоков на санитарный режим залива необходимо составить гидрогеологическую оценку этих факторов. Эту задачу тоже решили ученые университета. Факторами, влияющими на водообмен, являются течение воды в водохранилище, суточное колебание уровня водохранилища, которые вызваны неравномерной выработкой на ГЭС, также зимний сброс водохранилища, искусственная подкачка воды в верховье залива и ветер.

Для изучения влияния всех этих факторов учеными и сотрудниками университета была построена аэродинамическая модель залива совместно с прилегающим участком водохранилища. Оказалось, что роль ветра

между заливом и водохранилищем является важным фактором водообмена. Этот вывод подтвердили и натурные наблюдения за ветровым водообменом, которые проводились осенью 1975 года в Сосновском заливе, который являлся близким аналогом будущего Чебоксарского залива. При проектировании Чебоксарского залива этот фактор был использован как подобный. Кроме того, зав. кафедрой гидравлики и теплотехники ЧувГУ доцент Скребков Г.П. дает заключение о том, что для водообмена необходима искусственная подача свежей воды в верховья залива. Однако положительный эффект от этого мероприятия может быть достигнут при достаточной кратности водообмена и соответствующей гидравлической форме очертаний верховьев залива [6].

Исследования продолжались и после пуска первых агрегатов Чебоксарской ГЭС в 1981 году. Ежегодные сбросы воды через сооружения ГЭС в период половодья привели к возникновению нерасчетных размывов русла. Совместно с дирекцией ГЭС было организовано наблюдение за перестроением русла реки и переработкой берегов с выявлением изменения глубины и очертания в плане с учетом потока от здания станции, от шлюза [7]. Основные размывы произошли за машинным зданием в начальный период эксплуатации в 1981-1983 годах. Ученые кафедры предложили выполнить частичную засыпку камнем образовавшихся ям. Данные мероприятия остановили дальнейшее увеличение размывов [8].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Опыт сотрудничества Чувашского госуниверситета со строителями Чебоксарской ГЭС является примером плодотворной и тесной связи науки и производства. Наличие рядом со стройкой вузовской гидравлической лаборатории позволило оперативно обосновывать множество проектных решений, которые постоянно возникали в ходе сооружения гидроузла.

ЛИТЕРАТУРА

1. Русинова Н.Г. Система управления и кадровая политика при строительстве Чебоксарской гидроэлектростанции. Вестник НИИ гуманитарных наук при Правительстве Республики Мордовия. 2022. № 3 (63). С. 155-160.
2. Минеева Е.К. Становление Марийской, Мордовской и Чувашской АССР как национально-территориальных автономий (1920 – 1930-е годы). Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2009. 594 с. С. 421
3. http://stroyfak.chuvsu.ru/kafedr_tg.html
4. Римапов И.Ф., Юдковский А.Г. Чебоксарская ГЭС. Чебоксары, Чувашское кн. из-во, 1979. – 112 с.
5. Государственный архив современной истории Чувашской Республики Р-3211 Оп. 1. Д. 35, Л.83.
6. Государственный исторический архив Чувашской Республики Ф-2659 Оп. 1. Д. 5, Л.67
7. Государственный архив современной истории Чувашской Республики Р-3211 Оп. 1. Д. 192, Л.62.
8. Скребков Г.П. Прогнозирование размывов русла за основными сооружениями Чебоксарской ГЭС. Технические науки: сегодня и завтра.

Тезисы докладов юбилейной итоговой научной конференции. Чебоксары, ЧувГУ. 1997. – 352 с.

9. Минеева, Е. К. Планы строительства Чебоксарской ГЭС в 1940-е годы / Е. К. Минеева, Н. Г. Русинова // Вестник Чувашского университета. – 2021. – № 2. – С. 127-132

10. Русинова, Н. Г. Становление и развитие Чебоксарской ГЭС: к историографии вопроса / Н. Г. Русинова // Исторический поиск. – 2020. – Т. 1. – № 3. – С. 75-80.

Сведения об авторах

Русинова Надежда Германовна, аспирантка кафедры отечественной истории, ФГБОУ ВО «Чувашский Государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, rusinovang@mail.ru

Rusinova Nadezhda G. Post-Graduate Student, Russian History Department, I. N. Ulianov Chuvash State University, Cheboksary, Russia (rusinovang@mail.ru)

Для цитирования:

Русинова Н.Г. Сотрудничество ученых госуниверситета и строителей Чебоксарской ГЭС в период её становления / Н.Г. Русинова // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 382–389.

Citation:

Rusinova N.G. Cooperation of scientists of the state university and builders of the Cheboksarskaya hydroelectric power station in the period of its formation / N.G. Rusinova // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 382–389.

УДК 17.022.1+37.017

ОЦЕНКА ПРАВСТВЕННОСТИ НАСЕЛЕНИЯ И ПРОБЛЕМЫ ВОСПИТАНИЯ МОЛОДЕЖИ

*А.П. Яковлев,
Е.Е. Степанова*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Ф.Н. Емельянова
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье рассматриваются: Методология качественных характеристик населения. Сущность и функции морали. Итоги исследования взаимосвязи смертности, рождаемости и духовности населения.

Ключевые слова: качество населения, мораль, нравственность.

ASSESSMENT OF THE MORALITY OF THE POPULATION AND THE PROBLEMS OF YOUTH EDUCATION

Abstract: the article discusses: Methodology of qualitative characteristics of the population. The essence and functions of morality. The results of the study of the relationship between mortality, fertility and spirituality of the population.

Keywords: the quality of the population, morality, morality.

ВВЕДЕНИЕ

В условиях процесса глобализации человеческий и интеллектуальный потенциал как своеобразный ресурс общества не имеет никаких способов замещения, поэтому возрастает роль изучения человеческого фактора. Человек живет и действует, побуждаемый множеством потребностей. «Никто не может сделать что-нибудь, не делая этого вместе с тем ради какой-либо из своих потребностей» [1]. Над первичными жизненными потребностями (есть, пить, одеваться, иметь крышу над головой и т.п.) возвышается целый небоскреб более сложных духовных потребностей: в общении, сочувствии, любви, защите чести и во многом другом. У человека существуют и высшие социальные потребности, которые выражают стремление найти ответы на «вечные» и «роковые» вопросы: осознать себя, установить, «что он есть», для какой жизненной задачи предназначен, как ему жить, и даже – стоит ли жизнь вообще того, чтобы быть прожитой. Жизнь подводит человека к этим вопросам, властно побуждает напрягать ум и волю в поисках ответа на них.

Недооценка нравственного состояния общества во многом способствовала распаду СССР – нашей великой Родины. В период рыночных реформ в России подрыв духовной основы общества и дрящущая неопре-

деленность превратились в орудие разрушения. 20 лет наше общество переживает глубочайший культурный кризис. Им поражены все срезы нашей культуры – от мировоззрения до обыденных норм поведения. По данным ЮНЕСКО, Россия по интеллектуальному потенциалу молодежи скатилась с третьего места в мире (1953г.) до сорокового.

Симптомы сходного кризиса проявляются не только в национальном, но и во всех культурах индустриальной цивилизации. Ныне главной причиной глобального финансово-экономического кризиса уже во всем мире называют не столько экономическое, сколько нравственное разорение мирового сообщества.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Цель исследования – изучение качества современного российского общества и выявление проблем в его нравственном воспитании.

Предмет исследования – нравственное состояние населения страны.

Объект исследования – Россия.

Информационная база – архивные, отчетные Госкомстата России и приводимые в периодической печати данные.

Показатели качественных характеристик населения. В 80-е гг. экспертами Программы развития Организации Объединенных Наций (ПРООН) активно разрабатывалась концепция развития человеческого потенциала, в которой взаимосвязанно рассматривались проблемы совершенствования производства и распределения товаров и услуг с расширением и использованием способностей и возможностей людей. Этот новый подход более персонафицирован. Человек не только участник создания и потребления материальных благ. Развитие человека рассматривается как собственно цель и критерий общественного прогресса.

Концептуальная схема развития человеческого потенциала построена на следующих четырех главных элементах:

- **Продуктивность.** Люди должны иметь возможность повышать продуктивность своей деятельности, полноценно участвовать в формировании дохода и получать денежное вознаграждение за свой труд. Поэтому для развития человека необходимы экономический рост и динамика занятости и заработной платы.

- **Равенство.** Всем людям следует предоставлять изначально равные возможности.

- **Устойчивость.** Доступ к возможностям надо обеспечивать не только нынешним, но и будущим поколениям. Здесь предусматривается справедливое распределение возможностей развития между поколениями и внутри каждого поколения.

- **Расширение возможностей.** Это означает повышение ответственности людей за судьбы своей семьи, страны и человечества в целом.

Как отражение концепции ПРООН в 1990 году был предложен Организацией Объединенных Наций (ПРООН) интегральный показатель, обобщающий уровень развития и используемый при международных и региональных сопоставлениях, индикатор развития человеческого потенциала (ИРЧП). Он представляет собой совокупность трех ведущих факторов жизни: долголетие, образованность, доход.

Каждому из факторов присущ определенный набор показателей, и в обобщенном виде он представляет собой компоненту ИРЧП. Причем компонента дохода используется как косвенная характеристика возможностей, не получающих отражение в двух других компонентах индекса. Она оценивается показателем ВВП на душу населения в паритетах покупательной способности валют. Долголетие представляет собой способность личности прожить долгую и здоровую жизнь, измеряемую показателем ожидаемой продолжительности предстоящей жизни при рождении (Life expectancy at birth), определяемым по демографическим таблицам смертности. Уровень образования характеризуется следующими показателями: грамотностью взрослого населения, охватом молодежи обучением в учебных заведениях. На основе данных показателей определяются индекс грамотности взрослого населения и совокупный индекс числа поступивших в учебные заведения, которые дают обобщающую оценку достигнутого уровня образования (Education index) как компоненту ИРЧП.

Вместе с тем, названные выше факторы развития человеческого потенциала не раскрывают всю полноту, глубину и качество этого важного показателя.

Современная методология оценки качественных характеристик населения (КХН) основывается на трех фундаментальных компонентах [2]:

- здоровье физическое, психическое и социальное;
- профессионально-образовательные способности людей, образующие их интеллектуальный потенциал;
- культурно-нравственные ценности и духовность граждан, их социокультурная активность.

Каждая из указанных компонент с точки зрения конкретных индикаторов может быть и детализирована, и интегрирована в зависимости от целей измерения качества населения.

Исходным моментом исследования изменения состава и качества населения выступают определение наиболее существенных факторов и их классификация. Факторы могут иметь специфику в зависимости от того, в каком разрезе анализируется состав населения, какие категории населения и какой исторический этап развития исследуются. На практике в первую очередь разграничиваются демографические, социальные, экономические, политические, правовые, нравственно-психологические, идеологические, этнические факторы.

Из-за ограниченности объема статьи мы ограничимся рассмотрением только нравственных (моральных) факторов.

Сущность и функции морали. Пожалуй, ни одно явление социальной жизни – ни наука, ни политика, ни право, ни религия – не истолковывалось столь разноречиво, как мораль. Как только не трактовалась сущность нравственности: как опыт житейской мудрости; как школа воспитания человека, научения его добродетели; как исполнение божественных заветов, обеспечивающих бессмертие личности; как высшее наслаждение, удовлетворенность индивида своим поведением; как наикратчайший путь к обретению счастья, как самоценное возвышенное служение чести; как исполнение непререкаемого долга; как инструмент сохранения порядка в обществе; как обеспечение честности во взаимоотношениях людей; как требование общественной пользы; как обличение пошлой, несправед-

ливой действительности, «суд над жизнью» и самим собой; как служение идеалу и утверждение справедливого жизнеустройства; как средство взаимопонимания и сплочения людей; как личное самовыражение, умение всегда «быть самим собой», следуя внутреннему голосу совести; как внешнее общественное установление, накладывающее на человека необходимые обязанности; как условность, сковывающая личную инициативу и волю; как особенный прием познания; как институт, обуздывающий «животные инстинкты» человека; как успокоительная иллюзия, помогающая человеку влечь свое бесцельное существование; как определение высшего смысла человеческой жизни и т.д.[3]

В некоторых европейских языках наряду с заимствованным термином «мораль» возникли также свои собственные слова для обозначения того же самого явления (в русском языке – «нравственность»). Они в общем и в целом повторяют историю латинского слова *moralitas*, с тем только существенным обогащением, что с самого начала употребляются по преимуществу или исключительно для обозначения реальных процессов, а не науки.

Русской первоосновой моральной терминологии является слово «нрав» (характер; отличающаяся от ума совокупность психических свойств: страсти, воля и др.) и происходящее от него «нравно» (то, что по нраву). Оба эти слова включены в древнерусские словари XVII в., а слово «нравственность» впервые фиксируется в «Словаре Академии Российской».

В современном понимании «мораль – (от лат. *Moralis* – нравственный) нравственность – особая форма общественного сознания и вид общественных отношений (моральные отношения); один из основных способов регулирования действий человека в обществе с помощью норм. В отличие от простого обычая или традиции нравственные нормы получают идейное образование в виде идеалов добра и зла, должного, справедливого и т.п. В отличие от права исполнение требований морали санкционируется лишь формами духовного воздействия (общественной оценки, одобрения или осуждения) [4].

Почему столь сложно оказалось однозначно очертить своеобразие морали? Дело в том, что на протяжении долгой, противоречивой истории нравственности каждый класс пытался приспособить ее к своим интересам, оправдать с ее помощью свой образ жизни. Поэтому естественно, что любое из перечисленных пониманий морали фиксировало какую-то одну ее особенность, черту, свойство, а не схватывало ее неповторимую суть.

Кроме того, мораль как духовное явление нелегко поддается научному анализу: неизученность, «тонкость» многих ее психологических и социальных механизмов затрудняет теоретическое определение ее специфики.

Особенностью нравственности является то, что она не локализуется в какой-то одной, ясно очерченной сфере человеческой деятельности (как, например, наука – в сфере познания, политика – в области межклассовых, межгосударственных отношений). Она обладает всепроникающей способностью, регулируя человеческие отношения в любой сфере – на производстве, в быту, в семье, в проведении досуга. Одно и то же физическое действие может оказаться моральным, аморальным или внеморальным – все зависит от того, выражает ли оно отношение человека к действующей в обществе системе ценностей. Таким образом, специфику нравственности нельзя определить, очерчивая какую-то сферу, область ее прило-

жения. Она раскрывается в функциональном своеобразии, в той незамеченной социальной роли, которую нравственность играет в истории.

В отличие от ряда других форм общественного сознания, мораль способна решать разнообразные социально-исторические задачи, ей объективно присуща многофункциональность. Поэтому она может укреплять, охранять определенный социальный строй, а может – разрушать, подтачивать его; сплачивать людей в едином порыве, действии – и разобщать их; раскрывать человеческую ценность, смысл его существования – и уводить его в царство несбыточных грез и предрассудков; вызывать у человека радость, высшую удовлетворенность – и казнить его беспощадным самосудом совести, ощущением неисправимой вины. Мораль многолика и исторически изменчива, так как на каждом этапе социально-исторического развития ей приходится решать разные по содержанию задачи. Вместе с тем, мораль обладает целостностью, устойчивостью, последовательностью в развитии, что позволяет говорить о ней как об особом, качественно своеобразном и едином явлении общественной жизни.

Основные функции морали раскрываются во взаимодействии ее исторически сформировавшихся функций: регулятивной, воспитательной, познавательной, оценочно-императивной, ориентирующей, мотивационной, коммуникативной (обеспечивающей общение людей), прогностической и др.

Мораль изучается не только этикой. Ее исследуют также педагогика, психология, социология, социальная психология, логика, этнография, а также некоторые экономисты, работающие на стыке наук.

Под руководством академика Г.В. Осипова разработана методика измерения социального состояния общества. Она построена на определении предельно допустимых показателей развития общества в их сравнении с реальными показателями"[5].

Некоторый материал для анализа и предварительных выводов дает и статистика. Показатели морального состояния общества обобщает наука моральная статистика, являющаяся составной частью социальной статистики. А разделом моральной статистики, в свою очередь, является правовая статистика.

Моральная статистика – тот раздел статистики, где наиболее тесно соприкасаются три области знания: статистика, социология и психология. Близкими оказываются задачи и объекты исследования, взаимно дополняют друг друга методические приемы анализа, присущие каждой из этих наук. Наиболее результативными и глубокими по содержанию оказываются комплексные исследования, осуществляемые на стыке этих трех наук.

В статистическом словаре дается следующее определение моральной статистики: «Моральная статистика – раздел социальной статистики, изучающий явления и процессы в общественной жизни населения и его отдельных социальных группах, характеризующий моральный облик человека и общества в целом. . . Важнейшую часть раздела составляют показатели, характеризующие негативные явления в обществе: преступность, гражданские и административные правонарушения, нарушения. . . законности, а также такие социально опасные явления, как бродяжничество, проституция, алкоголизм, наркомания»".

Позитивные показатели моральной статистики характеризуют количество положительных поступков в разных сферах – трудовой, семейно-бытовой, защиты

Родины и др. Однако предмет исследования моральной статистики, как правило, смещен в направлении социальной патологии, так как наибольшую практическую значимость и опасность представляют именно эти проявления".

Данные моральной статистики, факты и мнения населения должны быть оценены в соответствии с социальными нормами. Социальная норма, принятая либо обществом, либо законодательно, – явление относительное. Один тот же поступок может считаться в одном обществе положительным, в другом – рассматриваться как социальная патология.

Отличие моральной статистики от других отраслей социальной статистики заключается в том, что ее первоосновой выступают нравственно-психологические свойства личности, которые больше, чем любые другие социальные аспекты (образование, уровень жизни, занятость населения и др.), носят субъективный характер. Задачи моральной статистики непосредственно сосредоточены на характеристике личности и ее поведении в различных сферах жизни. Вместе с тем конечный результат влияния определенных идеалов, систем ценностей, поступков людей на социально-экономические процессы может оказаться значительным. Известно, что одни и те же формы политической организации общества, одни и те же технологии производства, культурные ценности могут по-разному реализовываться на практике в зависимости от личностных качеств населения: от общепринятых нравственных ценностей, уровня культуры, традиций и обычаев, меры усвоения гуманных принципов, человеческих контактов и т. д.

Сильны и обратные связи – изменившиеся условия жизни могут резко преобразовать поведение людей и их взгляды.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ПРОБЛЕМАТИКА

Итоги исследования взаимосвязи смертности, рождаемости и духовности населения показали, что в то время как человечество в целом не знает, как унять рождаемость, россияне вот уже 10 лет вымирают со скоростью 1% в год. На Западе этот феномен назвали «наиболее удивительным событием в здравоохранении конца XX века». Причину такого положения и можно ли как-то переломить ситуацию исследовал д.м.н, академик РАЕН И. Гундаров"[6].

Убыль населения связана с ситуацией, которую демографы прозвали «русский крест», – пересечение графиков, отражающих рост смертности и снижение рождаемости. В начале 90-х годов в России смертность внезапно выросла в полтора раза. Этот скачок сохраняется с колебаниями до настоящего времени, и на 2004 год число «дополнительных смертей» (превышающих обычный фон) в России за последние 10 лет составило около 10 млн. чел. Ситуация усугубляется тем, что в это же самое время и рождаемость внезапно упала почти в два раза и во всех возрастных группах. За счет этого обвала страна потеряла еще 12-13 млн. потенциальных граждан. В результате с 1992 года смертность в России стала выше, чем рождаемость и началась депопуляция (вымирание коренного населения). Сегодня величина депопуляции по стране составляет 0,7%, а по европейской части России – около 1% в год. Исходя из этого, легко подсчитать уменьшение численности россиян в два раза, если не будут найдены пути

выхода. Умножением 1% на 50 лет получается 50% – это время полуупада нации составит 50 лет.

Сотрудники лаборатории системных исследований здоровья Минздрава России во главе с И. Гундаровым проанализировали причины смертей этих дополнительно погибших млн. чел. В результате оказалось, что львиная доля случаев – это сердечно-сосудистые заболевания. Значительную долю избыточных смертей составили инфекционные заболевания, некоторые из которых без видимых причин возросли в десятки раз. При этом вымирают из стран бывшей СССР европейская часть, а также Венгрия, Болгария, восточные немцы. И ни один из известных современной науке факторов не объясняет того, что с нами происходит, значит, есть неизвестный науке фактор. Его свойства таковы: огромная скорость и синхронность действия на территориях, удаленных друг от друга на тысячи километров; он не действует на стариков и детей, а первый «подскок» наблюдается в возрасте 15-19 лет, максимум приходится на 20-24 года – самую детородную группу; на мужчин он действует в три раза чаще, чем на женщин. Сомневаясь в таком воздействии известных материальных факторов, ученые решили поискать среди нематериальных факторов.

Экономические концепции, в отличие от философских и теологических, как правило, исходят из примата потребностей в материальных благах и власти.

Основной объективной причиной этого является то, что более половины населения Земли не может удовлетворить элементарные потребности существования, а четверть – постоянно голодает. Как пишет Д. Гэлбрейт, «ни одного голодного человека, если только он трезв, нельзя убедить в том, чтобы он потратил свой последний доллар на что-либо, кроме еды» [7]. Вместе с тем, если стремление голодного к пище совершенно естественно, то как понять желание богатых стать еще богаче? Здесь можно указать на две причины. Первая связана с природой человека, вторая – с господствующей идеологией.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В России необходимо изменить отношение всего общества к семье и ее ценностям. Мы должны восстановить наши старинные ценности бережного отношения к семье, к родному очагу.

Отец Тихон (Шевкунов) очень точно высветил главную причину трагедии великой империи – утрату в обществе наработанных долгими веками духовнонравственных ориентиров. У нас в России об этой же страшной угрозе национальному существованию говорили еще в 19 и начале 20 века преподобный Серафим Саровский, славянофилы, Ф.М. Достоевский, оптинские старцы и многие другие духовные просветители русского народа. Заслуживают всемерного одобрения попытки Русской православной церкви по возрождению духовности народа в современных условиях. Духовность является основой наращивания силы и мощи народа, основой его достойного будущего. Одновременно достичь рывка и в материальном плане без значительного рывка в изменении ментальности, без сохранения и роста духовности людей, без их духовной просвещенности – невозможно. Поэтому на первый план выдвигаются вопросы повышения общественного сознания, укрепления морали и духовного возрождения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Маркс К., Энгельс Ф. Соч., т. 3, с. 245.
2. Качество населения / Под ред. Н.М. Римашевской, В.Т. Копниной// Демография и социология. Вып. 6. ИСЭПНРАН, 1993.
3. «Марксистская этика»// Учебное пособие для вузов. Под общ. ред. А.И. Титаренко. – 2-е изд. М.: Политиздат, 1980, С.96-97.
4. Советский энциклопедический словарь. М.:1980. С.828
5. Осипов Г.В. Социология и социальное мифотворчество. М. 2002, 450 с.
6. И.Гундаров. «Русский крест». Причины сверхсмертности в России / ЭКО-бюллетень. Природно-ресурсные ведомости. – 2004, №6-7. С. 28-30.
7. Гэлбрэйт Д. Новое индустриальное общество. М.:Прогресс, 1969. С.39

Сведения об авторах

Яковлев Алексей Петрович – кандидат экономических наук, действительный член (академик) МАИ при ООН, доцент кафедры строительных технологий, геотехники и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», Россия, Чебоксары.

Емельянова Феодосия Николаевна – кандидат экономических наук, профессор, действительный член (академик) Российской академии социальных наук.

Степанова Елизавета Евгеньевна – магистрант строительного факультета ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, (email: stepanova_885@mail.ru)

Yakovlev Aleksey Petrovich – candidate of economic sciences, assistant professor of Construction Technologies, Geotechnics and Construction Economics Department of the Faculty of Construction of the I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia.

Feodosia Nikolaevna Yemelyanova – Candidate of Economic Sciences, Professor, full member (academician) of the Russian Academy of Social Sciences.

Stepanova Elizaveta Evgenevna – master's student of the Faculty of Construction of the I.N.Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, (email: stepanova_885@mail.ru)

Для цитирования:

Яковлев А.П. Оценка нравственности населения и проблемы воспитания молодежи/ А.П. Яковлев, Ф.Н. Емельянова, Е.Е. Степанова // VI Международная (XII Всероссийская) конференция Строительство и застройка: жизненный цикл – 2022. Чебоксары: ИД «Среда» 2022. – С. 390–397.

Citation:

Yakovlev A.P. Assessment of the morality of the population and the problems of youth education/ A.P. Yakovlev, F.N. Emelyanova, E.E. Stepanova // VI International (XII All-Russian) Conference Construction and development: life cycle – 2022 (CDLC – 2022). Cheboksary: Publishing House Sreda, 2022. – P. 390–397.

Для заметок

Для заметок

Научное издание

**СТРОИТЕЛЬСТВО И ЗАСТРОЙКА:
ЖИЗНЕННЫЙ ЦИКЛ – 2022**

Материалы VI Международной
(XII Всероссийской) конференции
(Чебоксары, 23–24 ноября 2022 г.)

**CONSTRUCTION AND DEVELOPMENT:
LIFE CYCLE – 2022 (CDLC – 2022)**

Materials of the VI International
(XII All-Russian) Conference
(Cheboksary, November 23–24, 2022)

Ответственный редактор *А. Ю. Александров*
Компьютерная верстка *Л. С. Миронова*
Дизайн обложки *Н. В. Фирсова*

Подписано в печать 28.12.2022 г.

Дата выхода издания в свет 30.12.2022 г.

Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Печать офсетная.

Гарнитура Times. Усл. печ. л. 23,25. Заказ К-1097. Тираж 500 экз.

Издательский дом «Среда»
428005, Чебоксары, Гражданская, 75, оф. 12
+7 (8352) 655-731
info@phsreda.com
https://phsreda.com

Отпечатано в Студии печати «Максимум»
428005, Чебоксары, Гражданская, 75
+7 (8352) 655-047
info@maksimum21.ru
www.maksimum21.ru