

СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

ISSN 2073-7416

BUILDING AND RECONSTRUCTION

13 АПРЕЛЯ 2023 ГОДА

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

СТРОИТЕЛЬНАЯ НАУКА И ОБРАЗОВАНИЕ
В ИНТЕГРИРОВАННОМ ПРОСТРАНСТВЕ
С НОВЫМИ РЕГИОНАМИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

№4 (108) 2023

июль-август

Теория инженерных сооружений.
Строительные конструкции
The theory of engineering
constructions. Construction
design

Безопасность зданий
и сооружений
Building and structure
safety

Архитектура
и градостроительство
Architecture
and urban development

Строительные материалы
и технологии
Building materials
and technology



ОРЛОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
SCIENTIFIC-TECHNICAL JOURNAL

Главный редактор:

Колчунов В.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Заместители главного редактора:

Гордон В.А., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Коробко В.И., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Савин С.Ю., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*

Финадеева Е.А., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*

Редколлегия:

Акимов П.А., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Бакаева Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Бок Т., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Булгаков А.Г., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Данилевич Д.В., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*

Карпенко Н.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Колесникова Т.Н., *д-р арх., проф. (Россия)*

Колчунов В.И., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Коробко А.В., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Король Е.А., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Кривошапко С.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Лефай З., *д-р техн. наук, проф. (Франция)*

Мелькумов В.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Орлович Р.Б., *д-р техн. наук, проф. (Польша)*

Птичникова Г.А., *д-р арх., проф. (Россия)*

Ребољж Д., *д-р техн. наук, проф. (Словения)*

Римшин В.И., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Тамразян А.Г., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Травуш В.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Трещев А.А., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Тур В.В., *д-р техн. наук, проф. (Белоруссия)*

Турков А.В., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Федоров В.С., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Федорова Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Шах Р., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Яковенко И.А., *д-р техн. наук, проф. (Украина)*

Исполнительный редактор:

Юрова О.В., (Россия)

Адрес редакции:

302030, Орловская обл., г. Орёл,

ул. Московская, д. 77.

Тел.: +79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций.

Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169

от 16 сентября 2016 г.

Подписной индекс **86294**

по объединенному каталогу «Пресса России»

на сайтах www.ppressa-ru.ru и www.akc.ru

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2023

Содержание

Международная научно-техническая конференция «Строительная наука и образование в интегрированном пространстве с новыми регионами Российской Федерации»

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Аксёнов И.С. Деформационная устойчивость оконных ПВХ конструкций при температурных нагрузках..... 5

Конин Д.В., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А., Ртищева И.В., Рожкова Л.С. Работа сборных перекрытий с частично обетонированными стальными балками..... 19

Королёв В.П., Кущенко И.В., Бочарова Е.А. Параметризация требований коррозионной защищенности стальных конструкций..... 33

Кришан А.Л., Римшин В.И., Астафьева М.А., Ступак А.А. Анпилов С.М. Учет гибкости при расчете прочности центрально сжатых трубобетонных колонн квадратного сечения..... 47

Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р., Галяутдинов Д.Р. Железобетонные балки с учетом реакции распора при кратковременном динамическом нагружении..... 57

Матвееенко Н.В., Малиновский В.Н., Матвееенко Е.С. Трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов ломаного очертания..... 65

Павлова И.П., Белкина И.В. Параметрические исследования собственных деформаций и напряжений напрягающего фибробетона на стадии расширения..... 81

Безопасность зданий и сооружений

Лизогуб А.А., Тур А.В., Тур В.В. Вероятностный подход к оценке живучести конструктивных систем из сборного и монолитного железобетона..... 93

Курченко Н.С., Савин С.Ю. Моделирование ударных воздействий на стальные рамы зданий при деформируемом основании..... 106

Архитектура и градостроительство

Енин А.Е., Заплавная А.Э. Функциональный подход в условиях реконструкции планировочных элементов жилой среды городского исторического центра..... 119

Строительные материалы и технологии

Александрин А.В. Использование информационных технологий на этапе строительства объекта..... 132

Муцанов В.Ф., Югов А.М. Состояние и основные проблемы строительного комплекса Донецкой Народной Республики..... 138

Журнал входит в «Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук» ВАК по группе научных специальностей 2.1. – Строительство и архитектура: 2.1.1. – Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки); 2.1.2. – Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки); 2.1.5. – Строительные материалы и изделия (технические науки); 2.1.7. – Технология и организация строительства (технические науки); 2.1.9. – Строительная механика (технические науки); 2.1.10. – Экологическая безопасность строительства и городского хозяйства (технические науки); 2.1.11. – Теория и история архитектуры, реставрация и реконструкция историко-архитектурного наследия (архитектура); 2.1.12. – Архитектура зданий и сооружений. Творческие концепции архитектурной деятельности (архитектура); 2.1.13. – Градостроительство, планировка сельских населенных пунктов (архитектура).

Индексируется в РИНЦ, RSCI (Russian Science Citation Index) на платформе Web of Science

Editor-in-Chief

Kolchunov V.I., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Editor-in-Chief Assistants:

Gordon V.A., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Korobko V.I., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Savin S.Yu., *candidate sc. tech., docent (Russia)*

Finadeeva E.A., *candidate sc. tech., docent (Russia)*

Editorial Board

Akimov P.A., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Bakaeva N.V., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Bock T., *doc. sc. tech., prof. (Germany)*

Bulgakov A.G., *doc. sc. tech., prof. (Germany)*

Danilevich D.V., *candidate sc. tech., docent (Russia)*

Karpenko N.I., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Kolesnikova T.N., *doc. arc., prof. (Russia)*

Kolchunov V.I., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Korobko A.V., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Korol E.A., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Krivoshapko S.N., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Lafhaj Z., *doc. sc. tech., prof. (France)*

Melkumov V.N., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Orlovic R.B., *doc. sc. tech., prof. (Poland)*

Ptichnikova G.A., *doc. arc., prof. (Russia)*

Rebolj D., *doc. sc. tech., prof. (Slovenia)*

Rimshin V.I., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Tamrazyan A.G., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Travush V.I., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Treschev A.A., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Tur V.V., *doc. sc. tech., prof. (Belorussia)*

Turkuv A.V., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Fedorov V.S., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Fedorova N.V., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Schach R., *doc. sc. tech., prof. (Germany)*

Iakovenko I.A., *doc. sc. tech., prof. (Ukraine)*

Managing Editor:

Yurova O.V. (Russia)

The edition address:

302030, Oryol region., Oryol,

Moskovskaya Street, 77

+79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for monitoring communications, information technology and mass communications
The certificate of registration:
ПН №ФС 77-67169 from 16.09.2016 r.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossi»
86294 on the websites www.pressa-ru and
www.akc.ru

© Orel State University, 2023

Contents

International Scientific and Technical Conference "Construction Science and Education in Integrated Space with New Regions of the Russian Federation"

Theory of engineering structures. Building units

- Aksenov I.S.** Deformation stability of PVC windows under temperature loads..... 5
- Konin D.V., Krylov A.S., Kaprielov S.S., Chilin I.A., Rtischeva I.V., Rozhkova L.S.** Bearing capacity of precast floor slabs with partially concreted steel beams..... 19
- Korolov V.P., Kushchenko I.V., Bocharova E.A.** Parameterization of requirements of corrosion protectability of structural steel..... 33
- Krishan A.L., Rimshin V.I., Astafyeva M.A., Stupak A.A., Anpilov S.M.** Taking into account flexibility when calculating the strength of centrally compressed square-section tubular concrete columns..... 47
- Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Galyautdinov D.R.** Reinforced concrete beams taking into account the reaction of the thrust under short-term dynamic loading..... 57
- Matweenko N.V., Malinovskiy V.N., Matweenko E.S.** Shear crack resistance of reinforced concrete tapered beams..... 65
- Pavlova I.P., Belkina I.V.** Parametric research of restrained strains and stresses of self-stressed fiber-reinforced concrete at the stage of expansion..... 81

Building and structure safety

- Lizahub A.A., Tur A.V., Tur V.V.** Probabilistic approach for assessing the robustness of structural systems made of precast and monolithic reinforced concrete..... 93
- Kurchenko N.S., Savin S.Yu.** Modeling of impacts on steel frames of buildings on a deformable soil base..... 106

Architecture and town-planning

- Enin A.E., Zaplavnyaya A.E.** Functional approach in the conditions of reconstruction planning elements of the residential environment of the city historical center..... 119

Construction materials and technologies

- Aleksanin A.V.** Use of information technologies at the facility construction stage..... 132
- Mushchanov V.F., Yugov A.M.** State and main problems of a construction complex of the Donetsk People's Republic..... 138

**МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
«СТРОИТЕЛЬНАЯ НАУКА И ОБРАЗОВАНИЕ В ИНТЕГРИРОВАННОМ
ПРОСТРАНСТВЕ С НОВЫМИ РЕГИОНАМИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ»**



Уважаемые коллеги, дорогие друзья, организаторы и участники Международной научно-технической конференции «Строительная наука и образование в интегрированном пространстве с новыми регионами Российской Федерации»!

В 2022 г. Президент Российской Федерации В.В. Путин чётко обозначил задачу по восстановлению новых российских регионов - Донецкой Народной Республики, Луганской Народной Республики, Запорожской и Херсонской областей. Крупнейший национальный проект по развитию новых территорий включает в себя развитие транспортной системы, дорожного хозяйства, восстановление промышленной и коммунальной инфраструктуры. По словам Первого Заместителя Министра строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации А.Н. Ломакина заказчиками восстановительных работ в Донбассе выступают не менее шести госструктур и 55 регионов Российской Федерации. Успешная реализация поставленных целей определяется обеспечением высокого уровня научно-технических и инновационных достижений в строительной отрасли. Необходимо создавать и внедрять эффективные, конкурентные, высокотехнологичные разработки, которые гарантированно смогут обеспечить устойчивый рост комфорта и безопасности среды жизнедеятельности населения.

Данная конференция предоставила уникальную возможность обучения, обмена опытом и взаимодействия с ведущими учёными-специалистами строительной области. Уверен, проведение подобных конференций способствует максимально эффективному и результативному решению научно-технических задач, связанных с восстановлением и созданием инфраструктуры на новых территориях Российской Федерации. Министерство науки и высшего образования Российской Федерации поручило НИУ МГСУ взаимодействовать с профильными вузами новых регионов России. В настоящее время мы тесно работаем с Донбасской национальной архитектурно-строительной академией и

Приазовским государственным строительным университетом. Безусловно, что коллеги из этих университетов, принявшие участие в конференции, уже с успехом интегрированы в научную и образовательную деятельность, строительную отрасль России. Были представлены доклады не только представителей научного сообщества, но и инженеров, проектировщиков строительных организаций. Обсуждены актуальные на сегодня вопросы обеспечения безопасности и живучести зданий и сооружений, применения цифровых технологий, в том числе аддитивных, в строительстве и архитектуре, осуществления контрольной и надзорной деятельности при строительстве зданий и сооружений на новых территориях Российской Федерации, вопросы состояния и перспектив развития нормативной документации и многие другие.

Хочу выразить благодарность всем организаторам и участникам, всем, кто внес неоценимый вклад в развитие строительной науки и образования.

С уважением, П.А. Акимов
ректор ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский
Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ),
академик РААСН, проф., д-р техн. наук

И.С. АКСЁНОВ¹

¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»
(НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

ДЕФОРМАЦИОННАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ОКОННЫХ ПВХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАГРУЗКАХ

***Аннотация.** Опыт эксплуатации ПВХ окон в климатических условиях РФ показывает, что они подвержены значительным температурным деформациям. Температурные деформации ПВХ окон приводят к снижению их эксплуатационно-технических характеристик. Тем не менее, в настоящее время расчет данных конструкций на действие температурных нагрузок не выполняется. Это обусловлено в т.ч. и тем, что пока не разработаны методики расчета НДС ПВХ окон при действии температурных нагрузок. Разработка данной методики является целью настоящего исследования. Для расчета НДС ПВХ окна предложено разделить её на комбинации профилей и рассматривать комбинацию профилей как единичный элемент расчета. При введении ряда упрощений была создана расчетная схема комбинации профилей. Была получена универсальная форма системы дифференциальных уравнений, описывающих деформацию (и следовательно, НДС) комбинации оконных профилей. Было получено решение общего вида для данной системы уравнений, которое учитывает температурный изгиб профильных элементов ПВХ окон, влияние жесткости стеклопакета, условия закрепления профилей, действие произвольного количества сосредоточенных сил и моментов. Это позволяет вести расчет НДС любой оконной конструкции, которую можно представить в виде совокупности комбинаций профилей. Было предложено условие, ограничивающее температурные деформации оконной конструкции. Оно заключается в обеспечении деформаций оконного уплотнителя, не выходящих за пределы его рабочего диапазона, что может быть реализовано с использованием описанной расчетной методики.*

***Ключевые слова:** температурные деформации, ПВХ окна, аналитический метод расчета, комбинация профилей, деформация оконного уплотнителя.*

I.S. AKSENOV¹

¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

DEFORMATION STABILITY OF PVC WINDOWS UNDER TEMPERATURE LOADS

***Abstract.** Experience in operating PVC windows in the climatic conditions of the Russian Federation shows that they are subject to significant temperature deformation. Temperature deformations of PVC windows lead to a decrease in their operational and technical characteristics. Nevertheless, at present the calculation of these structures for the action of temperature loads is not performed. This is due, among other things, to the fact that the methods for calculating the plastic deformation of PVC windows under the action of temperature loads have not yet been developed. The development of this methodology is the purpose of the present research. It was proposed to divide a window construction into profile combinations and to consider the profile combination as a single calculation element. By introducing a number of simplifications, a calculation scheme of profile combination was created. A universal form of a system of differential equations describing deformation of a combination of profiles was obtained. A general form solution for this system of equations has been obtained which takes into account temperature bending of window profile elements, impact of IGU rigidity, conditions of profile fixing, point forces and moments, which enables to calculate the strain-stress state of any structure which can be represented as a set of combination of profiles.*

A condition limiting temperature deformations of a window structure has been proposed. It consists in ensuring the window seal deformations not exceeding its operating range, which can be verified using the described calculation methodology.

Keywords: *temperature deformations, PVC windows, analytical calculation method, combination of profiles, window seal deformation.*

Введение

В настоящее время ПВХ окна являются наиболее распространенным типом светопрозрачных конструкций, применяемых в массовом гражданском строительстве. Особенностью поливинилхлорида является высокий коэффициент линейного температурного расширения, равный $7 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ [1], что в несколько раз больше, чем у таких материалов как дерево, алюминий и стекло [2]. Поэтому ПВХ окна в большей степени подвержены температурным деформациям в сравнении с другими типами светопрозрачных конструкций. Существующие экспериментальные исследования показывают, что зимние температурные деформации ПВХ окон могут быть сопоставимы с деформациями от ветровой нагрузки [3–5]. При этом, зимние температурные деформации увеличивают воздухопроницаемость ПВХ окон [6–11], ухудшают их звукоизоляцию [12], нарушают их теплотехнические характеристики [13, 14], что, в свою очередь, приводит к снижению показателей энергоэффективности зданий [15–23], а также к нарушению нормируемых параметров микроклимата помещений. Между тем, в настоящее время температурные нагрузки и их влияние на эксплуатационные качества ПВХ окон никак не учитываются при их проектировании. В действующей нормативно-технической документации отсутствуют методики расчета напряженно-деформированного состояния (далее – НДС) окон, которые позволили бы на стадии проектирования оценить температурные деформации их профильных элементов.

В настоящее время в инженерной практике применяется подход к расчету НДС ПВХ окон на основе поэлементного расчета их отдельных частей. Это связано с тем, что пока еще не разработаны методы расчета ПВХ окон, как многокомпонентной системы, учитывающей совместную механическую работу ПВХ профилей, армирующих сердечников, светопрозрачного заполнения. В первую очередь это обусловлено отсутствием теоретической основы для построения подобных методов. В настоящий момент выполнено ограниченное число работ, в которых предприняты попытки теоретического описания НДС окон при температурных воздействиях [24–30]. Однако в них рассмотрены только отдельные ПВХ профили.

Модели и методы

Целью настоящей работы является разработка метода расчета НДС окон ПВХ при температурных нагрузках с учётом их многокомпонентной структуры. Для этого необходимо разработать новую расчетную модель окна. В качестве расчетного элемента предлагается выбрать не отдельные оконные профили, как это делалось в существующих на данный момент работах, а комбинацию профилей, т.е. группу смежных профильных элементов окна, расположенных параллельно друг другу. На рисунке 1 показана комбинация профилей импостного притвора окна.

Как видно, особенностью комбинации профилей является то, что все её элементы разделены упругими уплотнителями, через которые осуществляется передача усилий с одного профиля на другой. При этом реакция отпора уплотнителя является нагрузкой, распределенной вдоль профилей. Помимо этого, элементы могут быть соединены запорными

механизмами (цапфами), в которых также возникают силы реакции, являющиеся сосредоточенными нагрузками. Каждый из профилей системы взаимодействует с расположенным внутри него армирующим сердечником. Как было показано в [30] это взаимодействие можно свести к действию на ПВХ профиль сосредоточенных сил и моментов, возникающим в точках его крепления к сердечнику.

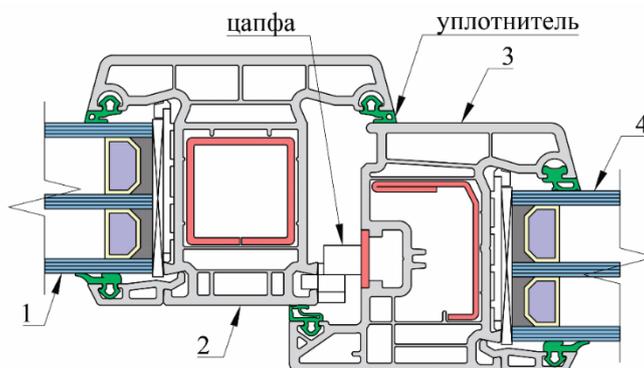


Рисунок 1 – Комбинация профилей импостного притвора:
1, 4 – кромки стеклопакета; 2 – профиль импоста; 3 – профиль створки

Введем следующие допущения:

1. Деформация ПВХ профилей подчиняется теореме о плоских сечениях, а кручение профилей при деформации от температурных воздействий не происходит или оно пренебрежимо мало;

2. Стеклопакет в системе окна возможно заменить рамой, состоящей из балочных элементов, изгибная жесткость которых эквивалентна изгибной жесткости кромок стеклопакета. Данное допущение позволяет упростить расчетную схему и не рассматривать НДС поля остекления. Его правомерность может быть обоснована следующим: НДС поля остекления не является предметом интереса настоящей работы, а в модели необходимо учесть только влияние жесткости стеклопакета на НДС профильных элементов окна; стеклопакет взаимодействует с другими элементами окна только по периметру; изгибная жесткость кромки стеклопакета обусловлена не только механической работой поля остекления, но также – алюминиевой дистанционной рамкой, которая является линейным элементом;

3. Силы реакции отпора уплотнителя, возникающие при его деформации, подчиняются модели упругого основания Винклера;

4. Оба контура уплотнения створки одновременно вступают в механическую работу при закрытии створки;

Данные допущения позволяют составить расчетную схему комбинации профилей (рисунок 2). Расчетная схема представляет собой группу параллельных балочных элементов, соединенных друг с другом упругими связями, распределенными по длине балочных элементов. При этом каждый из балочных элементов имеет свою начальную кривизну, обусловленную температурным воздействием, и изгибную жесткость. На балочные элементы действует произвольное количество сосредоточенных сил и моментов. Действующие между балочными элементами упругие связи (№ 2 и № 4 на рисунке 2) описываются коэффициентом жесткости μ (Н/м/м), так что сила реакции отпора связи q (Н/м) в каждой точке x определяется по формуле:

$$|q(x)| = \mu |\delta(x)| \quad (1)$$

где δ – величина сжатия уплотнителя, м.

Окно вне зависимости от её конфигурации может быть представлена в виде совокупности комбинаций профилей (рисунок 3), каждая из которых соответствует расчетной схеме, пример которой показан на рисунке 2.

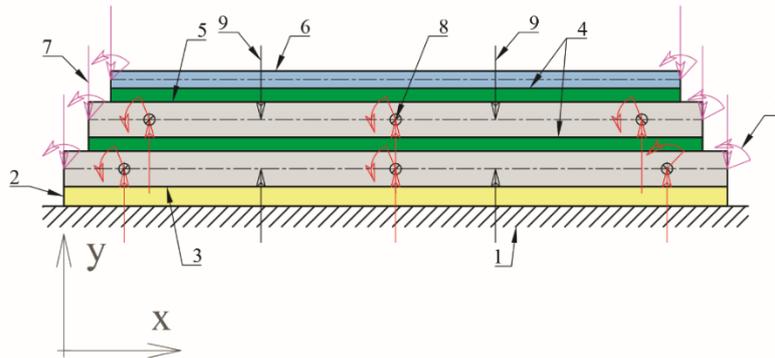


Рисунок 2 – Расчетная схема комбинации профилей:

1 – неподвижное основание; 2 – шов из монтажной пены; 3 – ПВХ профиль рамы; 4 – упругий уплотнитель; 5 – ПВХ профиль створки; 6 – кромка стеклопакета; 7 – краевые силы и моменты реакции; 8 – силы и моменты, возникающие в точках крепления к армирующему сердечнику; 9 – силы реакции в запирающих механизмах

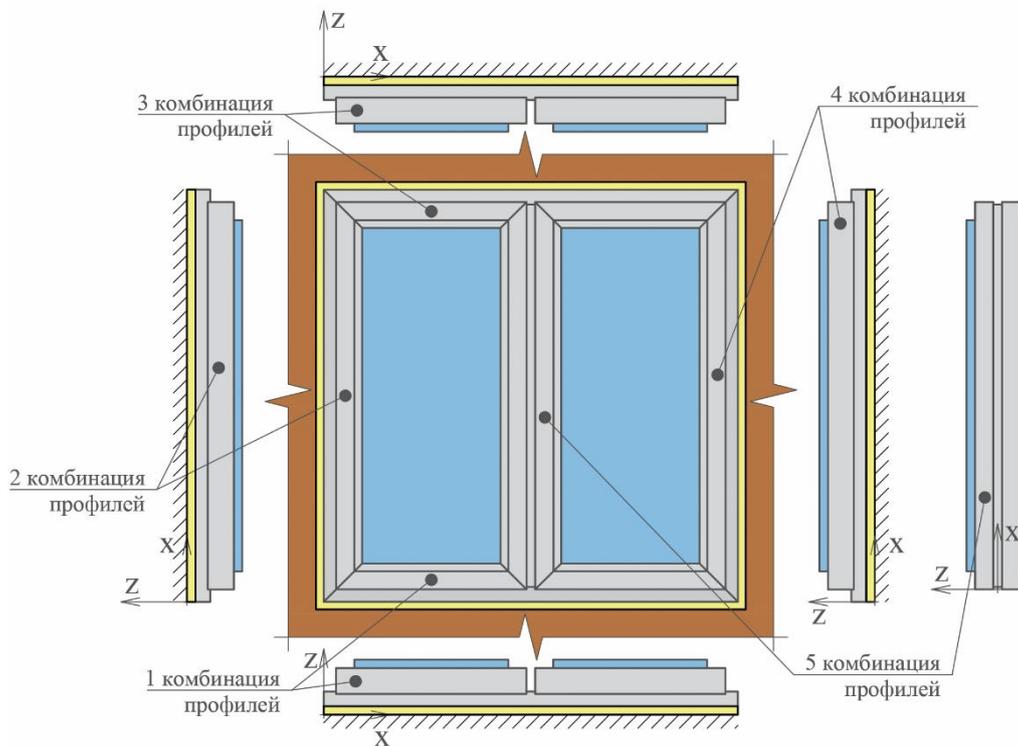


Рисунок 3 – Окно как совокупность комбинации профилей

Таким образом, для расчёта НДС окон в целом необходимо разработать метод расчета НДС комбинации профилей (в соответствии с описанной расчетной схемой) с учётом действия сосредоточенных сил и моментов. Наиболее близкий к рассматриваемому случай – изгиб балки на упругом основании. Получение аналитического решения задачи об изгибе балки на упругом основании в достаточной для настоящей работы степени описано в работах [31].

Результаты исследования и их анализ

Получение основной системы дифференциальных уравнений

Решение задачи о НДС элементов комбинации профилей будет искать в общем виде. Рассмотрим один из балочных элементов, входящих в комбинацию профилей. Назовём его элементом m . Пусть с ним через уплотнители взаимодействует k профилей n : n_1, n_2, \dots, n_k .

Коэффициент упругости уплотнителя, расположенного между профилем m и i -м профилем n , будет обозначаться как μ_{mi} . Тогда согласно уравнению (1) на профиль m будет действовать со стороны других профилей суммарная распределенная нагрузка:

$$q_m(x) = -\sum_{i=1}^k \mu_{mi} [u_m(x) - u_i(x)] \quad (2)$$

где $u(x)$ – функция перемещения оси балки в направлении оси «у», м;

Условимся, что положительное направление поперечной нагрузки, приложенной к балочному элементу, соответствует положительному направлению оси «у». Знаки в уравнении (2) подобраны исходя из данного условия.

Известно, что функция перемещения оси балки связана с действующей на балку распределенной нагрузкой следующим образом:

$$\frac{d^4 u(x)}{dx^4} = \frac{q(x)}{G} \quad (3)$$

где G – изгибная жесткость балки, Н·м²;

Таким образом, из (2) и (3) можно получить дифференциальное уравнение относительно неизвестной функции $u_m(x)$:

$$\frac{d^4 u_m(x)}{dx^4} + \frac{1}{G_m} \sum_{i=1}^k \mu_{mi} [u_m(x) - u_i(x)] = 0 \quad (4)$$

В уравнении (4) неизвестной является не только функция прогиба элемента m , относительно которого рассматривается задача, но также и функции прогибов всех k элементов n . Однако для каждого элемента n также можно составить дифференциальное уравнение вида (4). Таким образом будет получена система дифференциальных уравнений, количество неизвестных функций в которой будет равно количеству уравнений.

Свойства основной системы дифференциальных уравнений

Рассмотрим основную систему на примере комбинации профилей, изображенной на рисунке 1. Данная комбинация содержит 4 элемента (1, 2, 3, 4 на рисунке 1). Основная система уравнений такой системы примет вид:

$$\begin{cases} \frac{d^4 u_1(x)}{dx^4} + \frac{\mu_{12}}{G_1} [u_1(x) - u_2(x)] = 0 \\ \frac{d^4 u_2(x)}{dx^4} + \frac{\mu_{23}}{G_2} [u_2(x) - u_3(x)] + \frac{\mu_{12}}{G_2} [u_2(x) - u_1(x)] = 0 \\ \frac{d^4 u_3(x)}{dx^4} + \frac{\mu_{23}}{G_3} [u_3(x) - u_2(x)] + \frac{\mu_{34}}{G_3} [u_3(x) - u_4(x)] = 0 \\ \frac{d^4 u_4(x)}{dx^4} + \frac{\mu_{34}}{G_4} [u_4(x) - u_3(x)] = 0 \end{cases} \quad (5)$$

Для дальнейшей работы систему уравнений типа (5) будет удобнее записать в векторно-матричной форме:

$$\frac{d^4 \overset{\mathbf{r}}{U}(x)}{dx^4} + \Omega \cdot \overset{\mathbf{r}}{U}(x) = \overset{\mathbf{r}}{0} \quad (6)$$

где вектор $\overset{\mathbf{r}}{U}(x)$ – вектор неизвестных функций, компоненты которого являются неизвестными функциями $u(x)$. Так, в рассматриваемом случае (рисунок 1) вектор неизвестных будет иметь вид (7):

$$\overset{\mathbf{r}}{U}(x) = [u_1(x) \quad u_2(x) \quad u_3(x) \quad u_4(x)]^T \quad (7)$$

Матрицу Ω можно представить как (8):

$$\Omega = G^{-1}M \quad (8)$$

где G – диагональная матрица, элемент G_{ii} которой равен изгибной жесткости i -го стержня, M – симметричная матрица, в которой элемент M_{ij} ($i \neq j$) равен коэффициенту жесткости уплотнителя, расположенного между i -м и j -м профилями, взятый со знаком «минус», а элемент M_{ii} равен сумме коэффициентов жесткости всех уплотнителей, взаимодействующих с i -м профилем. Так, для рассматриваемого на рисунке 1 случая матрица Ω будет выглядеть как (9):

$$\Omega = \begin{bmatrix} G_1^{-1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & G_2^{-1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G_3^{-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_4^{-1} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mu_{12} & -\mu_{12} & 0 & 0 \\ -\mu_{12} & \mu_{12} + \mu_{23} & -\mu_{23} & 0 \\ 0 & -\mu_{23} & \mu_{23} + \mu_{34} & -\mu_{34} \\ 0 & 0 & -\mu_{34} & \mu_{34} \end{bmatrix} \quad (9)$$

Решение основной системы дифференциальных уравнений

Еще раз обратимся к уравнению (6). Видно, что производная функции $U(x)$ пропорциональна самой функции $U(x)$. Таким свойством обладает только экспонента, поэтому решение будем искать в виде:

$$U(x) = e^{m \cdot x} [U_1 \ U_2 \ L \ U_N]^T \quad (10)$$

Если подставить (10) в (6), то получим, что:

$$m^4 = -\Omega \quad (11)$$

Представим матрицу Ω в диагональном виде:

$$\Omega = D \cdot \Omega^* \cdot D^{-1} = D \cdot \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & L & 0 \\ 0 & \lambda_2 & L & 0 \\ M & M & O & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \lambda_N \end{bmatrix} \cdot D^{-1} \quad (12)$$

где Ω^* – диагональный вид матрицы Ω ; λ_i – i -е собственное значение матрицы Ω , D – модальная матрица для Ω .

В силу (11) и (12):

$$D^{-1} m^4 D = -\Omega^* = D^{-1} m D D^{-1} m D D^{-1} m D D^{-1} m D = (D^{-1} m D)^4, \quad (13)$$

т.е. матрица D в (13) является модальной матрицей также и для m , а с учётом (11) это означает, что k -е собственное значение m (обозначим его M_k) связано с k -м собственным значением Ω следующим образом (14):

$$M_k^4 = -\lambda_k \quad (14)$$

Откуда находим (15):

$$M_k = \begin{bmatrix} \pm \varphi_k (1+i) \\ \pm \varphi_k (1-i) \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\varphi_k = \sqrt[4]{\lambda_k / 4}$$

Т.е. каждый элемент матрицы m^* (m в диагональном виде), расположенный на главной диагонали, может принимать 4 различных значения, таким образом, существует 4^N (N – общее количество профилей в комбинации) различных, но линейно зависимых матриц m , которые удовлетворяют уравнению (11). Полным решением однородного уравнения (6) является линейная комбинация 4^N функций (10):

$$\begin{aligned}
 \vec{U}(x) &= \sum_{i=1}^{4^N} C_i e^{m_i x} \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ M \\ U_N \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^{4^N} (C_i e^{m_i x}) \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ M \\ U_N \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^{4^N} (C_i e^{D \cdot m_i^* x \cdot D^{-1}}) \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ M \\ U_N \end{bmatrix} = \\
 &= D \cdot \sum_{i=1}^{4^N} (C_i e^{m_i^* x}) \cdot D^{-1} \cdot \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ M \\ U_N \end{bmatrix} = D \cdot \sum_{i=1}^{4^N} C_i \begin{bmatrix} e^{M_{i1}x} & 0 & L & 0 \\ 0 & e^{M_{i2}x} & L & 0 \\ M & M & O & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{M_{iN}x} \end{bmatrix} \cdot D^{-1} \cdot \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ M \\ U_N \end{bmatrix} = \\
 &= D \cdot \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{4^N} C_i e^{M_{i1}x} & 0 & L & 0 \\ 0 & \sum_{i=1}^{4^N} C_i e^{M_{i2}x} & L & 0 \\ M & M & O & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sum_{i=1}^{4^N} C_i e^{M_{iN}x} \end{bmatrix} \cdot D^{-1} \cdot \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ M \\ U_N \end{bmatrix} = \\
 &= D \cdot \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{4^N} C_i e^{M_{i1}x} & 0 & L & 0 \\ 0 & \sum_{i=1}^{4^N} C_i e^{M_{i2}x} & L & 0 \\ M & M & O & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sum_{i=1}^{4^N} C_i e^{M_{iN}x} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U_1^* \\ U_2^* \\ M \\ U_N^* \end{bmatrix} = D \cdot \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{4^N} U_1^* C_i e^{M_{i1}x} \\ \sum_{i=1}^{4^N} U_2^* C_i e^{M_{i2}x} \\ M \\ \sum_{i=1}^{4^N} U_N^* C_i e^{M_{iN}x} \end{bmatrix} = D \cdot \begin{bmatrix} F_1^*(x) \\ F_2^*(x) \\ M \\ F_N^*(x) \end{bmatrix} \quad (16)
 \end{aligned}$$

Рассмотрим более подробно функции $F^*(x)$. Как уже было отмечено, M_{ik} могут принимать только четыре разных значения, следовательно в сумме с 4^N слагаемыми коэффициенты C можно объединить в 4 группы:

$$F_p^*(x) = \sum_{i=1}^{4^N} U_p^* C_i e^{M_{ip}x} = e^{\varphi_p(1+i)x} U_p^* \sum C + e^{-\varphi_p(1+i)x} U_p^* \sum C + e^{\varphi_p(1-i)x} U_p^* \sum C + e^{-\varphi_p(1-i)x} U_p^* \sum C \quad (17)$$

При этом каждую из четырех сумм коэффициентов C (17) можно заменить независимой константой, при этом получаем:

$$F_p^*(x) = e^{\varphi_p(1+i)x} C_{p1} + e^{-\varphi_p(1+i)x} C_{p2} + e^{\varphi_p(1-i)x} C_{p3} + e^{-\varphi_p(1-i)x} C_{p4} \quad (18)$$

Что после преобразования принимает окончательный вид (с учётом того, что мнимая часть в (18) даст дополнительное действительное решение):

$$F_p^*(x) = \begin{bmatrix} e^{\varphi_p x} \\ e^{-\varphi_p x} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} C_{p11} & C_{p12} \\ C_{p21} & C_{p22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos(\varphi_p x) \\ \sin(\varphi_p x) \end{bmatrix} \quad (19)$$

Определение констант интегрирования

Определим значение функции $F^*(x)$ и её производных в начальной точке:

$$F_p^*(0) = C_{p11} + C_{p21}; F_p^*(0)' = \varphi_p (C_{p11} - C_{p21} + C_{p12} + C_{p22}) \quad (20)$$

$$F_p^*(0)'' = 2 \cdot \varphi_p^2 (C_{p12} - C_{p22}); F_p^*(0)''' = 2 \cdot \varphi_p^3 (C_{p12} + C_{p22} - (C_{p11} - C_{p21}))$$

При последовательном дифференцировании (16) с учётом (20), получаем (21):

$$\begin{aligned} \left[D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}(0) \right]_i &= C_{i11} + C_{i21}; \quad \left[\Theta^{*-1} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'(0) \right]_i = C_{i11} - C_{i21} + C_{i12} + C_{i22} \\ \frac{1}{2} \left[\Theta^{*-2} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}''(0) \right]_i &= C_{i12} - C_{i22}; \quad \frac{1}{2} \left[\Theta^{*-3} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \right]_i = C_{i12} + C_{i22} - (C_{i11} - C_{i21}) \end{aligned} \quad (21)$$

$$\Theta^*_{ij} = \begin{cases} \varphi_i & \text{при } i = j \\ 0 & \text{при } i \neq j \end{cases}$$

Откуда находим:

$$\begin{aligned} C_{i12} &= \frac{\left[2\Theta^{*-1} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + 2\Theta^{*-2} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Theta^{*-3} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \right]_i}{8} \\ C_{i11} &= \frac{\left[4D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}(0) + 2\Theta^{*-1} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'(0) - \Theta^{*-3} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \right]_i}{8} \\ C_{i22} &= \frac{\left[2\Theta^{*-1} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'(0) - 2\Theta^{*-2} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Theta^{*-3} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \right]_i}{8} \\ C_{i21} &= \frac{\left[4D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}(0) - 2\Theta^{*-1} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + \Theta^{*-3} D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \right]_i}{8} \end{aligned} \quad (22)$$

Для дальнейших математических выкладок удобнее будет перейти на тензорный способ записи уравнений (с соблюдением правила Эйнштейна при суммировании). Тогда выражение (16) с учётом (19) примет вид:

$$U_q(x) = D_{qj} C_{jik} I_{kj}(x) R_{ij}(x) \quad (23)$$

где (24):

$$\begin{aligned} R(x) &= \begin{bmatrix} e^{\varphi_1 x} & e^{\varphi_2 x} & L & e^{\varphi_N x} \\ e^{-\varphi_1 x} & e^{-\varphi_2 x} & L & e^{-\varphi_N x} \end{bmatrix} \\ I(x) &= \begin{bmatrix} \cos(\varphi_1 x) & \cos(\varphi_2 x) & L & \cos(\varphi_N x) \\ \sin(\varphi_1 x) & \sin(\varphi_2 x) & L & \sin(\varphi_N x) \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (24)$$

А уравнения (22) можно записать в одну строчку:

$$\begin{aligned} C_{jik} &= \frac{\delta_{0ik}}{2} (D^{-1})_{jp} U(0)_p + \frac{\delta_{1ik}}{4} (\Theta^{*-1})_{jp} (D^{-1})_{pr} U'(0)_r + \\ &+ \frac{\delta_{2ik}}{4} (\Theta^{*-2})_{jp} (D^{-1})_{pr} U''(0)_r + \frac{\delta_{3ik}}{8} (\Theta^{*-3})_{jp} (D^{-1})_{pr} U'''(0)_r \end{aligned} \quad (25)$$

где (26):

$$\delta_0 = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & 0 \end{bmatrix}; \quad \delta_1 = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}; \quad \delta_2 = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ 0 & -1 \end{bmatrix}; \quad \delta_3 = \begin{bmatrix} -1 & 1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (26)$$

Теперь подставим (25) в (23) и явным образом выразим векторную функцию $U(x)$ через её начальные параметры (27):

$$\begin{aligned} U_q(x) &= D_{qj} \frac{\delta_{0ik}}{2} (D^{-1})_{jp} U(0)_p I_{kj}(x) R_{ij}(x) + D_{qj} \frac{\delta_{1ik}}{4} (\Theta^{*-1})_{jp} (D^{-1})_{pr} U'(0)_r I_{kj}(x) R_{ij}(x) + \\ &+ D_{qj} \frac{\delta_{2ik}}{4} (\Theta^{*-2})_{jp} (D^{-1})_{pr} U''(0)_r I_{kj}(x) R_{ij}(x) + D_{qj} \frac{\delta_{3ik}}{8} (\Theta^{*-3})_{jp} (D^{-1})_{pr} U'''(0)_r I_{kj}(x) R_{ij}(x) \end{aligned} \quad (27)$$

После преобразований (28):

$$\overset{\mathbf{r}}{U}(x) = D\Psi_0^*(x) D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}(0) + D\Psi_1^*(x) D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + D\Psi_2^*(x) D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + D\Psi_3^*(x) D^{-1} \overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \quad (28)$$

где Ψ^* - диагональные матрицы:

$$\Psi_0^*(x)_{ii} = \frac{1}{2} (R^T(x) \delta_0 I(x))_{ii}; \Psi_1^*(x)_{ii} = \frac{1}{4} \frac{(R^T(x) \delta_1 I(x))_{ii}}{\varphi_i}$$

$$\Psi_2^*(x)_{ii} = \frac{1}{4} \frac{(R^T(x) \delta_2 I(x))_{ii}}{\varphi_i^2}; \Psi_3^*(x)_{ii} = \frac{1}{8} \frac{(R^T(x) \delta_3 I(x))_{ii}}{\varphi_i^3}$$
(29)

При рассмотрении матричных функций (29) видно, что их элементы состоят из функций Крылова (30):

$$(R^T(x) \delta_1 I(x))_{kk} = 2 \operatorname{ch}(\varphi_k x) \cos(\varphi_k x) = 2A(\varphi_k x)$$

$$(R^T(x) \delta_2 I(x))_{kk} = 2 \operatorname{sh}(\varphi_k x) \cos(\varphi_k x) + 2 \operatorname{ch}(\varphi_k x) \sin(\varphi_k x) = 4B(\varphi_k x)$$

$$(R^T(x) \delta_3 I(x))_{kk} = 2 \operatorname{sh}(\varphi_k x) \sin(\varphi_k x) = 4C(\varphi_k x)$$

$$(R^T(x) \delta_4 I(x))_{kk} = 2 \operatorname{ch}(\varphi_k x) \sin(\varphi_k x) - 2 \operatorname{sh}(\varphi_k x) \cos(\varphi_k x) = 8D(\varphi_k x)$$
(30)

Таким образом решение уравнения (6) можно окончательно записать следующим образом (31):

$$\dot{U}(x) = \Psi_0(x) \dot{U}(0) + \Psi_1(x) \dot{U}'(0) + \Psi_2(x) \dot{U}''(0) + \Psi_3(x) \dot{U}'''(0)$$
(31)

где:

$$\Psi_i(x) = D \Psi_i^*(x) D^{-1}$$

$$\Psi_0^*(x)_{kk} = A(\varphi_k x); \Psi_1^*(x)_{kk} = \frac{B(\varphi_k x)}{\varphi_k}$$

$$\Psi_2^*(x)_{kk} = \frac{C(\varphi_k x)}{\varphi_k^2}; \Psi_3^*(x)_{kk} = \frac{D(\varphi_k x)}{\varphi_k^3}$$
(32)

Продифференцируем (32) три раза с использованием свойств функций Крылова [31] получим (33):

$$\dot{U}'(x) = -\Omega \Psi_3(x) \dot{U}(0) + \Psi_0(x) \dot{U}'(0) + \Psi_1(x) \dot{U}''(0) + \Psi_2(x) \dot{U}'''(0)$$

$$\dot{U}''(x) = -\Omega \Psi_2(x) \dot{U}(0) - \Omega \Psi_3(x) \dot{U}'(0) + \Psi_0(x) \dot{U}''(0) + \Psi_1(x) \dot{U}'''(0)$$

$$\dot{U}'''(x) = -\Omega \Psi_1(x) \dot{U}(0) - \Omega \Psi_2(x) \dot{U}'(0) - \Omega \Psi_3(x) \dot{U}''(0) + \Psi_0(x) \dot{U}'''(0)$$
(33)

Учёт сосредоточенных сил и моментов

Допустим, что в точке с произвольной координатой $x = a$ на N профилей в комбинации, действуют силы P_1, P_2, \dots, P_N и моменты M_1, M_2, \dots, M_N . Это означает, что в точке $x = a$ будут происходить конечные приращения функций $U''(x)$ и $U'''(x)$ (34):

$$\dot{U}''(a+0) = \dot{U}''(a-0) + \Delta \dot{U}''; \dot{U}'''(a+0) = \dot{U}'''(a-0) + \Delta \dot{U}'''$$
(34)

Величина конечных приращений при этом будет следующим образом связана с величиной приложенной нагрузки (здесь и далее условимся, что положительное направление вектора момента сил, приложенного к профилю, совпадает с положительным направлением оси «z») (35):

$$\Delta U_i'' = \frac{-M_i}{G_i}; \Delta U_i''' = \frac{P_i}{G_i}$$
(35)

Передвинем начало отсчёта в точку $x = a$. Координаты в новой системе координат будем обозначать с чертой наверху:

$$\begin{aligned} \bar{x} &= x - a > 0 \\ \overset{\mathbf{r}}{U}(\bar{x}) &= \Psi_0(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{U}(\bar{0}) + \Psi_1(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{U}'(\bar{0}) + \Psi_2(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{U}''(\bar{0}) + \Psi_3(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{U}'''(\bar{0}) = \\ &= \Psi_0(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{U}(-\bar{0}) + \Psi_1(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{U}'(-\bar{0}) + \Psi_2(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{U}''(-\bar{0}) + \Psi_3(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{U}'''(-\bar{0}) + \\ &\quad + \Psi_2(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{\Delta U}'' + \Psi_3(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{\Delta U}''' \end{aligned} \quad (36)$$

В то же время относительно исходной системы координат имеем:

$$\begin{aligned} \overset{\mathbf{r}}{U}(-\bar{0}) &= \Psi_0(a)\overset{\mathbf{r}}{U}(0) + \Psi_1(a)\overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + \Psi_2(a)\overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Psi_3(a)\overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \\ \overset{\mathbf{r}}{U}'(-\bar{0}) &= -\Omega\Psi_3(a)\overset{\mathbf{r}}{U}(0) + \Psi_0(a)\overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + \Psi_1(a)\overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Psi_2(a)\overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \\ \overset{\mathbf{r}}{U}''(-\bar{0}) &= -\Omega\Psi_2(a)\overset{\mathbf{r}}{U}(0) - \Omega\Psi_3(a)\overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + \Psi_0(a)\overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Psi_1(a)\overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \\ \overset{\mathbf{r}}{U}'''(-\bar{0}) &= -\Omega\Psi_1(a)\overset{\mathbf{r}}{U}(0) - \Omega\Psi_2(a)\overset{\mathbf{r}}{U}'(0) - \Omega\Psi_3(a)\overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Psi_0(a)\overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) \end{aligned} \quad (37)$$

При подстановке (37) в (36), получаем:

$$\begin{aligned} \overset{\mathbf{r}}{U}(\bar{x}) &= [\Psi_0(\bar{x})\Psi_0(a) - \Omega\Psi_1(\bar{x})\Psi_3(a) - \Omega\Psi_2(\bar{x})\Psi_2(a) - \Omega\Psi_3(\bar{x})\Psi_1(a)]\overset{\mathbf{r}}{U}(0) + \\ &+ [\Psi_0(\bar{x})\Psi_1(a) + \Psi_1(\bar{x})\Psi_0(a) - \Omega\Psi_2(\bar{x})\Psi_3(a) - \Omega\Psi_3(\bar{x})\Psi_2(a)]\overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + \\ &+ [\Psi_0(\bar{x})\Psi_2(a) + \Psi_1(\bar{x})\Psi_1(a) + \Psi_2(\bar{x})\Psi_0(a) - \Omega\Psi_3(\bar{x})\Psi_3(a)]\overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \\ &+ [\Psi_0(\bar{x})\Psi_3(a) + \Psi_1(\bar{x})\Psi_2(a) + \Psi_2(\bar{x})\Psi_1(a) + \Psi_3(\bar{x})\Psi_0(a)]\overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) + \\ &+ \Psi_2(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{\Delta U}'' + \Psi_3(\bar{x})\overset{\mathbf{r}}{\Delta U}''' \end{aligned} \quad (38)$$

При исследовании выражений, стоящих в (38) в квадратных скобках, установлено, что (39):

$$\begin{aligned} \Psi_0(\bar{x})\Psi_0(a) - \Omega\Psi_1(\bar{x})\Psi_3(a) - \Omega\Psi_2(\bar{x})\Psi_2(a) - \Omega\Psi_3(\bar{x})\Psi_1(a) &= \Psi_0(\bar{x} + a) \\ \Psi_0(\bar{x})\Psi_1(a) + \Psi_1(\bar{x})\Psi_0(a) - \Omega\Psi_2(\bar{x})\Psi_3(a) - \Omega\Psi_3(\bar{x})\Psi_2(a) &= \Psi_1(\bar{x} + a) \\ \Psi_0(\bar{x})\Psi_2(a) + \Psi_1(\bar{x})\Psi_1(a) + \Psi_2(\bar{x})\Psi_0(a) - \Omega\Psi_3(\bar{x})\Psi_3(a) &= \Psi_2(\bar{x} + a) \\ \Psi_0(\bar{x})\Psi_3(a) + \Psi_1(\bar{x})\Psi_2(a) + \Psi_2(\bar{x})\Psi_1(a) + \Psi_3(\bar{x})\Psi_0(a) &= \Psi_3(\bar{x} + a) \end{aligned} \quad (39)$$

Т.е. при нагрузке, приложенной в одной точке, функция прогиба приобретает вид (40):

$$\overset{\mathbf{r}}{U}(x) = \begin{cases} \Psi_0(x)\overset{\mathbf{r}}{U}(0) + \Psi_1(x)\overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + \Psi_2(x)\overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Psi_3(x)\overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) & \text{при } x \leq a \\ \Psi_0(x)\overset{\mathbf{r}}{U}(0) + \Psi_1(x)\overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + \Psi_2(x)\overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Psi_3(x)\overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) + \\ + \Psi_2(x-a)\overset{\mathbf{r}}{\Delta U}'' + \Psi_3(x-a)\overset{\mathbf{r}}{\Delta U}''' & \text{при } x > a \end{cases} \quad (40)$$

Значит, при произвольном количестве точек приложения сил (N_p штук) и моментов (N_M штук), расположенных левее текущей координаты x , функция прогиба будет иметь вид:

$$\begin{aligned} \overset{\mathbf{r}}{U}(x) &= \Psi_0(x)\overset{\mathbf{r}}{U}(0) + \Psi_1(x)\overset{\mathbf{r}}{U}'(0) + \Psi_2(x)\overset{\mathbf{r}}{U}''(0) + \Psi_3(x)\overset{\mathbf{r}}{U}'''(0) - \\ &\quad - \sum_{k=1}^{N_M} \Psi_2(x-a_k)G^{-1}\overset{\mathbf{r}}{M}_k + \sum_{k=1}^{N_p} \Psi_3(x-a_k)G^{-1}\overset{\mathbf{r}}{P}_k \end{aligned} \quad (41)$$

$$\overset{\mathbf{r}}{M}_k = [M_{1k} \quad M_{2k} \quad L \quad M_{Nk}]^T; \overset{\mathbf{r}}{P}_k = [P_{1k} \quad P_{2k} \quad L \quad P_{Nk}]^T$$

Полученное решение (41) системы дифференциальных уравнений (6) с учётом результатов, представленных в [29], позволяет полностью описывать напряженно-деформированное состояние комбинации профилей ПВХ окон при температурных нагрузках с учётом:

- взаимодействия ПВХ профилей с армирующим сердечником, сводящегося к действию на ПВХ профиль сосредоточенных сил и моментов в точках крепления к сердечнику [30]);

- работы запорных механизмов и условий закрепления элементов комбинации профилей в крайних точках;
- механической работы монтажного шва, представленного слоем монтажной пены, который также может рассматриваться как упругая связь;
- элементов крепления (анкерами, пластинами), в которых возникают сосредоточенные усилия, действующие на ПВХ профиль.

При выполнении расчетов может оказаться удобнее перейти от второй и третьей производной функции $U(x)$ к функциям внутреннего момента и поперечной силы $M(x)$ и $Q(x)$ (42):

$$\begin{aligned} \dot{M}(x) &= G \left[\dot{U}''(x) - \dot{K}_0 \right] \\ \dot{Q}(x) &= G \dot{U}'''(x) \end{aligned} \quad (42)$$

Удобство заключается, во-первых, в работе с более привычными инженерными величинами, во-вторых, в явном присутствии вектора начальной кривизны K_0 , обусловленного температурной нагрузкой, в-третьих, в возможности вести расчет комбинации профилей, в которой присутствуют бесконечно жесткие стержни.

Имея описанный в данной работе инструментарий, можно вести расчет любой конструкции, которая состоит из комбинаций профилей, поскольку их взаимодействие в точках крепления друг с другом (жесткое или шарнирное) также сводится к возникающим в узлах силам и моментам (поз. 7 на рисунке 2). Одним из ключевых результатов расчета является степень деформированности уплотнителя δ (1). Поскольку именно нарушение герметичности окон при их деформации является наиболее неблагоприятным фактором, то предлагается использовать следующее условие для подбора жесткости оконных профилей (43):

$$\delta_{\min} \leq \delta(x) \leq \delta_{\max} \quad (43)$$

где $\delta(x)$ – функция величины обжатия уплотнителя, м; δ_{\min} , δ_{\max} – минимально и максимально допустимая степень обжатия уплотнителя, при которой он выполняет свои герметизирующие функции и не подвергается необратимым деформациям.

Выводы

- 1) В качестве расчетного элемента ПВХ окон было предложено использовать не отдельный профильный элемент, а т.н. комбинации профилей.
- 2) Предложено упрощение, которое поможет учитывать жесткость стеклопакета на НДС окна. Оно состоит в предположении, что стеклопакет возможно заменить рамой из стержневых элементов, элементы которой обладают изгибной жесткостью, эквивалентной изгибной жесткости кромок стеклопакета;
- 3) На основании ряда дополнительных упрощений была разработана расчетная модель комбинации профилей, которая представляет собой группу стержневых элементов, расположенных параллельно друг другу, между которыми действуют распределенные упругие связи.
- 4) Была получено решение общего вида, описывающее НДС комбинации профилей при температурных воздействиях с учетом действия произвольного количества сосредоточенных сил и моментов.
- 5) Было предложено условие для подбора жесткости оконных профилей, которое может быть проверено с использованием представленной расчетной модели. Оно заключается в ограничении степени обжатия уплотняющего контура оконной конструкции диапазоном его нормальной работы, устанавливаемого производителем уплотнителя.

Дальнейшая работа связана с реализацией представленного аналитического решения в компьютерной программе по расчету НДС оконных конструкций.

Благодарности

Автор выражает особую благодарность своему научному руководителю к.т.н., доценту, зам. директора Института комплексной безопасности в строительстве ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ» Константинову А.П. за значимые замечания и советы при проведении исследований, а также оформлении данной статьи.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Борискина И.В., Плотников А.А., Захаров А.В. Проектирование современных оконных систем гражданских зданий. 3-е изд. Москва: Издательство ABC, 2003. 320 с.
2. Анурьев В.И. Справочник конструктора-машиностроителя. В 3 т. Т. 1. 8-е изд., перераб. и доп., Москва: Машиностроение, 2001. 920 с.
3. Verkhovskiy A., Bryzgalin V., Lyubakova E. Thermal Deformation of Window for Climatic Conditions of Russia [Температурная деформация окна в климатических условиях России] // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2018. № 463. 032048.
4. Konstantinov A., Verkhovsky A. Assessment of the Wind and Temperature Loads Influence on the PVC Windows Deformation [Оценка влияния ветровых и температурных нагрузок на деформацию окон из ПВХ] // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. № 3 (753). 032022.
5. Елдашов Ю.А., Сесюнин С.Г., Ковров В.Н. Экспериментальное исследование типовых оконных блоков на геометрическую стабильность и приведенное сопротивление теплопередаче от действия тепловых нагрузок // Вестник МГСУ. 2009. № 3. С. 146–149.
6. Elmahdy A.H. Air leakage characteristics of windows subjected to simultaneous temperature and pressure differentials [Воздухопроницаемость окон, подверженных одновременному воздействию перепадов температуры и давления] // Window Innovations. 05 June 1995, Toronto, Ontario, Canada. 1995. С. 146–163.
7. Henry R., Patenaude A. Measurements of window air leakage at cold temperatures and impact on annual energy performance of a house [Измерение воздухопроницаемости окон при низких температурах и её влияние на годовые энергетические показатели дома] // ASHRAE Transactions. 1998. № Pt 1B (104). С. 1254–1260.
8. Шеховцов А.В. Воздухопроницаемость оконного блока из ПВХ профилей при действии отрицательных температур // Вестник МГСУ. 2011. № 1 (3). С. 263–269.
9. Верховский А.А., Зимин А.Н., Потапов С.С. Применимость современных светопрозрачных ограждающих конструкций для климатических регионов России // Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 16–19.
10. Konstantinov A., Verkhovsky A. Assessment of the Negative Temperatures Influence on the PVC Windows Air Permeability [Оценка влияния отрицательных температур на воздухопроницаемость окон ПВХ] // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. № 2 (753). 022092.
11. Кунин Ю.С., Алекперов Р.Г., Потапова Т.В. Зависимость воздухопроницаемости светопрозрачных конструкций от температурных воздействий // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 10. С. 114–120.
12. Konstantinov A., Verkhovsky A., Lyabakova E. Sound insulation of PVC windows at negative outdoor temperatures [Звукоизоляция окон из ПВХ при отрицательных наружных температурах] // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2020. № 1 (896). 012054.
13. Константинов А.П., Верховский А.А. Влияние отрицательных температур на теплотехнические характеристики оконных блоков из ПВХ профилей // Строительство и реконструкция. 2019. № 83 (3). С. 72–82.
14. Гныря А. И. [и др.]. Влияние инфильтрации холодного воздуха на сопротивление теплопередаче стеклопакета // Известия ВУЗов. Строительство. 1999. № 3 (2). С. 102–105.
15. Емельянов Р.Т., Ревенко В.В. Оценка влияния изменения естественного воздухообмена на энергопотребление здания с учётом показателя герметичности современных окон // Молодой ученый. 2018. № 188 (2). С. 21–25.
16. Веснин В.И. Инфильтрация воздуха и тепловые потери помещений через оконные проёмы // Вестник СГАСУ. Градостроительство и архитектура. 2016. № 24 (3). С. 10–16.
17. Halle S. [и др.]. The Combined Effect of Air Leakage and Conductive Heat Transfer in Window Frames and Its Impact on the Canadian Energy Rating Procedure [Комбинированный эффект воздухопроницаемости и кондуктивной теплопередачи в оконных рамах и его влияние на канадскую процедуру энергетической классификации]. AIVC. 1998. SF-98-12-3 (4108).
18. Elghamry R., Hassan H. Impact of window parameters on the building envelope on the thermal comfort, energy consumption and cost and environment [Влияние параметров окон ограждающей конструкции здания на тепловой комфорт, потребление, стоимость энергии и окружающую среду] // International Journal of Ventilation. 2020. № 4 (19). С. 233–259.
19. Wang L., Greenberg S. Window operation and impacts on building energy consumption [Эксплуатация окон и влияние на энергопотребление здания] // Energy and Buildings. 2015. № 92. С. 313–321.
20. Heydari A., Sadati S. E., Gharib M. R. Effects of different window configurations on energy consumption in building: Optimization and economic analysis [Влияние различных конфигураций окон на потребление энергии в здании: оптимизация и экономический анализ] // Journal of Building Engineering. 2021. № 35. 102099.
21. Choi Y., Ozaki A., Lee H. Impact of Window Frames on Annual Energy Consumption of Residential Buildings and Its Contribution to CO₂ Emission Reductions at the City Scale [Влияние окон на годовое энергопотребление жилых зданий и его вклад в сокращение выбросов CO₂ в масштабах города] // Energies. 2022. № 10 (15). 3692.

22. Cuce E. Role of airtightness in energy loss from windows: Experimental results from in-situ tests [Роль герметичности в потерях энергии из окон: экспериментальные результаты натурных испытаний] // *Energy and Buildings*. 2017. № 139. С. 449–455.
23. Chen S. [и др.]. Measured air tightness performance of residential buildings in North China and its influence on district space heating energy use [Измеренные показатели герметичности жилых зданий в Северном Китае и их влияние на энергопотребление при централизованном отоплении помещений] // *Energy and Buildings*. 2012. № 51. С. 157–164.
24. Сесюнин С. Г., Елдашов Ю. А. Моделирование сопряженной задачи термоупругости на примере анализа вариантов конструктивного оформления оконного блока зданий // *Светопрозрачные конструкции*. 2005. № 4.
25. Власенко Д.В. Почему коробит окно. Кто виноват и что делать? // *Оконное производство*. 2014. № 39. С. 42–44.
26. Калабин В.А. Оценка величины тепловой деформации ПВХ-профиля. Часть 2. Летние поперечные деформации. // *Светопрозрачные конструкции*. 2013. № 3. С. 12–15.
27. Калабин В.А. Оценка величины тепловой деформации ПВХ-профиля. Часть 1. Зимние поперечные деформации. // *Светопрозрачные конструкции*. 2013. № 2 (1). С. 6–9.
28. Аксёнов И.С., Константинов А.П. Упрощенный подход к моделированию уплотнителя для прочностного расчета оконных конструкций // *Вестник МГСУ*. 2021. № 3 (16). С. 317–330.
29. Аксёнов И.С., Константинов А.П. Аналитический метод расчета напряженно-деформированного состояния оконных профилей ПВХ при действии температурных нагрузок // *Вестник МГСУ*. 2021. № 11. С. 1437–1451.
30. Аксёнов И.С., Константинов А.П. Аналитический расчет сложного напряженно-деформированного состояния армированного ПВХ профиля при температурной нагрузке // *Жилищное строительство*. 2022. № 11. С. 19–28.
31. Цвей А. Ю. Балки и плиты на упругом основании. Лекции с примерами расчета по специальному курсу строительной механики: учеб. пособие. Москва: МАДИ, 2014. 96 с.

REFERENCES

1. Boriskina I.V., Plotnikov A.A., Zakharov A.V. Proektirovanie sovremennykh okonnykh sistem grazhdanskikh zdaniy [Modern window systems designing for civil buildings]. Moscow: Izdatel'stvo ABC, 2003. 320 p. (rus)
2. Anur'ev V.I. Spravochnik konstruktora-mashinostroitel'ya. V 3 t. T. 1 [Handbook of the mechanical engineer in 3 vol. Vol. 1]. Moscow: Mashinostroenie, 2001. 920 p. (rus)
3. Verkhovskiy A., Bryzgalin V., Lyubakova E. Thermal Deformation of Window for Climatic Conditions of Russia. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2018. No. 463. 032048.
4. Konstantinov A., Verkhovsky A. Assessment of the Wind and Temperature Loads Influence on the PVC Windows Deformation. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. No. 3 (753). 032022.
5. Eldashov Yu.A., Sesyunin S.G., Kovrov V.N. Eksperimental'noe issledovanie tipovykh okonnykh blokov na geometricheskuyu stabil'nost' i privedennoe soprotivlenie teploperedache ot deystviya teplovykh nagruzok [Experimental study of typical window units for geometric stability and reduced heat transfer resistance when exposed to thermal loads]. *Vestnik MGSU*. 2009. No. 3. Pp. 146–149. (rus)
6. Elmahdy A.H. Air leakage characteristics of windows subjected to simultaneous temperature and pressure differentials. *Window Innovations*. 1995. Pp. 146–163.
7. Henry R., Patenaude A. Measurements of window air leakage at cold temperatures and impact on annual energy performance of a house. *ASHRAE Transactions*. 1998. No. Pt 1B (104). Pp. 1254–1260.
8. Shekhovtsov A.V. Vozdukhopronitsaemost' okonnogo bloka iz PVKh profiley pri deystvii otritsatel'nykh temperatur [Air permeability of the window unit made of PVC profiles at negative temperatures]. *Vestnik MGSU*. 2011. No. 1 (3). Pp. 263–269. (rus)
9. Verkhovskiy A.A., Zimin A.N., Potapov S.S. Primenimost' sovremennykh svetoprozrachnykh ogradhdayushchikh konstruktсий dlya klimaticheskikh regionov Rossii [Applicability of modern translucent structures for climatic regions of Russia]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo*. 2015. No. 6. Pp. 16–19. (rus)
10. Konstantinov A., Verkhovsky A. Assessment of the Negative Temperatures Influence on the PVC Windows Air Permeability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. No. 2 (753). 022092.
11. Kunin Yu.S., Alekperov R.G., Potapova T.V. Zavisimost' vozdukhopronitsaemosti svetoprozrachnykh konstruktсий ot temperaturnykh vozdeystviy [Dependence of air permeability of translucent structures on temperature impacts]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2018. No. 10. Pp. 114–120. (rus)
12. Konstantinov A., Verkhovsky A., Lyabakova E. Sound insulation of PVC windows at negative outdoor temperatures. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2020. No. 1 (896). 012054.
13. Konstantinov A.P., Verkhovskiy A.A. Vliyanie otritsatel'nykh temperatur na teplotekhnicheskie kharakteristiki okonnykh blokov iz PVKh profiley [The effect of negative temperatures on the thermal performance of window units made of PVC profiles]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2019. No. 83 (3). Pp. 72–82. (rus)
14. Gnyrya A. I. et. al. Vliyanie infil'tratsii kholodnogo vozdukhа na soprotivlenie teploperedache steklopaketa [Influence of cold air infiltration on the thermal transmittance of the insulating glass unit]. *Izvestiya VUZov. Stroitel'stvo*. 1999. No. 3 (2). Pp. 102–105. (rus)

15. Emel'yanov R.T., Revenko V.V. Otsenka vliyaniya izmeneniya estestvennogo vozdukhooobmena na energopotrebleniye zdaniya s uchetom pokazatelya germetichnosti sovremennykh okon [Assessment of the impact of changes in natural air exchange on the energy consumption of the building, taking into account the airtightness index of modern windows]. *Molodoy uchenyy*. 2018. No. 188 (2). Pp. 21–25. (rus)
16. Vesnin V.I. Infil'tratsiya vozdukhа i teplovyе poteri pomeshcheniy cherez okonnyе proemy [Air infiltration and room heat loss through window openings]. *Vestnik SGASU. Gradostroitel'stvo i arkhitektura*. 2016. No. 24 (3). Pp. 10–16. (rus)
17. Halle S. et al. The Combined Effect of Air Leakage and Conductive Heat Transfer in Window Frames and Its Impact on the Canadian Energy Rating Procedure. AIVC. 1998. SF-98-12-3 (4108).
18. Elghamry R., Hassan H. Impact of window parameters on the building envelope on the thermal comfort, energy consumption and cost and environment. *International Journal of Ventilation*. 2020. No. 4 (19). Pp. 233–259.
19. Wang L., Greenberg S. Window operation and impacts on building energy consumption. *Energy and Buildings*. 2015. No. 92. Pp. 313–321.
20. Heydari A., Sadati S. E., Gharib M. R. Effects of different window configurations on energy consumption in building: Optimization and economic analysis. *Journal of Building Engineering*. 2021. No. 35. 102099.
21. Choi Y., Ozaki A., Lee H. Impact of Window Frames on Annual Energy Consumption of Residential Buildings and Its Contribution to CO₂ Emission Reductions at the City Scale. *Energies*. 2022. No. 10 (15). 3692.
22. Cuce E. Role of airtightness in energy loss from windows: Experimental results from in-situ tests. *Energy and Buildings*. 2017. No. 139. Pp. 449–455.
23. Chen S. et. al. Measured air tightness performance of residential buildings in North China and its influence on district space heating energy use. *Energy and Buildings*. 2012. No. 51. Pp. 157–164.
24. Sesyunin S.G., Eldashov Yu.A. Modelirovaniye sopryazhennoy zadachi termouprugosti na primere analiza variantov konstruktivnogo oformleniya okonnogo bloka zdaniy [Simulation of the coupled problem of thermoelasticity on the example of a window unit structural design analysis]. *Svetoprozrachnyye konstruksii*. 2005. No. 4. (rus)
25. Vlasenko D.V. Pochemu korobit okno. Kto vinovat i chto delat'? [Why the window is crooked. Who is to blame and what to do?]. *Okonnoye proizvodstvo*. 2014. No. 39. Pp. 42–44. (rus)
26. Kalabin V.A. Otsenka velichiny teplovoy deformatsii PVKh-profilya. Chast' 2. Letnie poperechnyye deformatsii [Estimation of the value of thermal deformation of PVC profiles. Part 2. Summer transverse deformations]. *Svetoprozrachnyye konstruksii*. 2013. No 3. Pp. 12–15. (rus)
27. Kalabin V.A. Otsenka velichiny teplovoy deformatsii PVKh-profilya. Chast' 1. Zimnie poperechnyye deformatsii [Estimation of the value of thermal deformation of PVC profile. Part 1. Winter transverse deformations]. *Svetoprozrachnyye konstruksii*. 2013. No. 2 (1). Pp. 6–9. (rus)
28. Aksenov I.S., Konstantinov A.P. Uproshchenny podkhod k modelirovaniyu uplotnitelya dlya prochnostnogo rascheta okonnykh konstruksiy [A simplified approach to the window gasket modeling for window strength calculation]. *Vestnik MGSU*. 2021. No. 3 (16). Pp. 317–330. (rus)
29. Aksenov I.S., Konstantinov A.P. Analiticheskiy metod rascheta napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya okonnykh profilyey PVKh pri deystvii temperaturnykh nagruzok [An analytical method for calculating the stress-strain state of PVC window profiles under thermal loading]. *Vestnik MGSU*. 2021. No. 11. Pp. 1437–1451. (rus)
30. Aksenov I.S., Konstantinov A.P. Analiticheskiy raschet slozhnogo napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya armirovannogo PVKh profilya pri temperaturnoy nagruzke [Analytical Calculation of the Complex Stress-Strain State of Reinforced PVC Profile under Temperature Load]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo*. 2022. No. 11. Pp. 19–28. (rus)
31. Tsvey A.Yu. Balki i plity na uprugom osnovanii. Lektsii s primerami rascheta po spetsial'nomu kursu stroitel'noy mekhaniki: ucheb. posobie [Beams and slabs on elastic foundation. Lectures with examples of calculations in a special course of structural mechanics: textbook.]. Moscow: MADI, 2014. 96 p. (rus)

Информация об авторе:

Аксёнов Иван Сергеевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия,

инженер ИЛ НИЦ «Фасадные системы».

E-mail: i.aksyonov@ikbs-mgsu.ru

Information about author:

Aksenov Ivan S.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, engineer at the Facade Systems Research Center.

E-mail: i.aksyonov@ikbs-mgsu.ru

Д.В. КОНИН¹, А.С. КРЫЛОВ¹, С.С. КАПРИЕЛОВ², И.А. ЧИЛИН²,
И.В. РТИЩЕВА¹, Л.С. РОЖКОВА¹

¹ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

²НИИЖБ А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

РАБОТА СБОРНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ЧАСТИЧНО ОБЕТОНИРОВАННЫМИ СТАЛЬНЫМИ БАЛКАМИ

Аннотация. Рассмотрены вопросы современного строительства с применением сборных железобетонных плит перекрытий в составе комбинированных конструкций. Дано обоснование выбранной темы исследования. Представлено подробное описание и особенности экспериментальных моделей исследуемых конструкций, материалов и их характеристик. Приведены особенности опирания и нагружения моделей. Проведен анализ результатов, полученных при испытаниях призм на сдвиг, и моделей сталежелезобетонных балок и полноразмерных фрагментов перекрытий на изгиб. Представлены общие виды и характер разрушения моделей, сформирована таблица разрушающих нагрузок. Приведены графики зависимости перемещений и напряжений в элементах конструкции от величины внешней нагрузки. Проведена оценка существующих методик расчета, их сравнение с результатами эксперимента. Дана оценка эффекта частичного обетонирования стальных двутавровых балок в составе сложной сборной сталежелезобетонной конструкции и его влияние на несущую способность.

Ключевые слова: бетон, сталь, сталежелезобетонная конструкция, стержневая арматура, сборный элемент.

D.V. KONIN¹, A.S. KRYLOV¹, S.S. KAPRIELOV², I.A. CHILIN²,
I.V. RTISCHEVA¹, L.S. ROZHKOVA¹

¹TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia

²NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia

BEARING CAPACITY OF PRECAST FLOOR SLABS WITH PARTIALLY CONCRETED STEEL BEAMS

Abstract. The issues of modern construction with the use of precast reinforced concrete slabs as part of composite steel and concrete structures are considered. The rationale for the chosen research topic is given. The description and features of experimental models of the studied structures, materials and their characteristics are presented. The features of the support and loading of the models are given. The analysis of the results of testing prisms for shear and models of composite steel and concrete beams and full-sized of composite steel and concrete slabs for bending is carried out. The types and nature of the destruction of models are presented, a table of destructive loads is formed. Graphs of displacements and stresses in structural elements are given. The evaluation of the existing calculation methods, their comparison with the experimental results is given. An assessment of the effect of partial concreting of steel I-beams as part of prefabricated composite steel and concrete structure and its effect on the load-bearing capacity is given.

Keywords: concrete, steel, composite steel and concrete structure, bar reinforcement, precast structure.

Введение

Одним из главных достоинств стальных конструкций является скорость строительства. При строительстве многоэтажных гражданских зданий и промышленных сооружений, как правило, используются монолитные конструкции перекрытий, в том числе при объединении стали и железобетона в единую композитную конструкцию.

© Конин Д.В., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А., Ртищева И.В., Рожкова Л.С., 2023

Сборные железобетонные плиты (настилы) перекрытий, как правило, не объединяют со стальными балками. Сборные элементы в таких случаях выполняют роль распределительной конструкции и не участвуют в работе стальных балок. В мостостроении существуют сложные узлы объединения сборной железобетонной конструкции со стальной на болтах или на сварке через закладные детали. Такие способы объединения не имеют экономического смысла при незначительных сдвигающих нагрузках по шву «сталь – сборный железобетон», малых пролетах конструкций (до 20 м), которые характерны для гражданских многоэтажных зданий и конструкций настилов промышленных этажерок. Поэтому поиск рационального способа объединения и выявление особенностей работы композитной сталежелезобетонной конструкции с использованием сборных железобетонных плит (настилов) является чрезвычайно актуальной задачей. С одной стороны, использование сборных настилов и стальных балок повышает индустриальность строительства, с другой – создание композитной сталежелезобетонной конструкции повышает эффективность ее работы, увеличивает ее жесткость, снижает расход стали на 10-15%.

Необходимость проведения работы обусловлена отсутствием в действующих нормативно-технических документах СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» четких указаний по конструированию и расчетам сталежелезобетонных конструкций, состоящих из сборных элементов с применением многопустотных плит перекрытий. Цель работы – на основании проведенных испытаний оценить действительную работу сталежелезобетонных конструкций, запроектированных с использованием сборных элементов.

На основе анализа научно-технической литературы, в том числе на основе международных исследований и опыта применения рассматриваемых конструкций, выполнена оценка существующих решений по конструированию и расчетам сборных сталежелезобетонных конструкций с применением многопустотных плит перекрытий. Наиболее показательными являются документы [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 13, 14, 16, 17, 18], где довольно полно описаны и рассмотрены различные варианты компоновки узлов конструкций. В отдельных работах авторами проведены значительные экспериментальные [1, 2, 9, 14] и численные [10, 11, 12, 15, 16] исследования. Общим конструктивным решением для всех рассмотренных публикаций является необходимость выполнения частичной расшивки пустот в плитах с последующей установкой стержневой арматуры и омоноличиванием для обеспечения совместной работы конструкций, причем это отмечено для всех вариантов компоновки узла стыковки плит с металлическими балками – при опирании плит на верхнюю полку двутавра, на нижнюю полку, либо на столик, расположенный в центральной части профиля. Также общей особенностью изучаемых конструкций является то, что стальная балка, как правило, обетонируется не полностью: необетонированным может быть как нижний пояс балки, так и пояс с нижней частью стенки. Конструкции с частичным обетонированием в РФ изучены достаточно слабо [18, 19], а нормы (СП 266.1325800.2016, СП 63.13330.2014) предписывают достаточно консервативные конструктивные требования к защитным слоям, процентам армирования и т.д. С целью максимального упрощения узла соединения стали и железобетонного настила, выявления действительной работы частично обетонированных композитных конструкций проведены экспериментальные исследования, описанные ниже.

Модели и методы

В рамках работы были проведены испытания малогабаритных моделей (призм и балок), а также полномасштабных моделей перекрытий с применением сборного железобетона. Модели разделены на три группы. 1-ая группа моделей (группа М1, 9 шт.) представлена сталежелезобетонными призмами (см. рисунок 1), которые образованы путем частичного обетонирования стального профиля – бетонная часть модели расположена внутри контура двутавра, ограниченного полками и стенкой. Длина моделей 670 мм, поперечное сечение – прямоугольное размером 194x150 мм. Поперечное сечение стального сердечника – двутавр 20Ш1 по ГОСТ Р 57837-2017. Материал сердечника – сталь С255. Бетон моделей – класса по прочности на сжатие В30. На стенке стального двутавра моделей М1.2, М1.3

предусмотрена установка 8-ми гибких упоров из арматурной стали d10 класса А500С (длина 50 мм). Бетон моделей М1.3 армирован стержневой арматурой d10 класса А500С. Поперечная арматура – d10 класса А500С. Данная группа моделей М1 испытывается для установления действительной работы на сдвиг по шву «сталь – железобетон» без анкерных устройств и с ними.

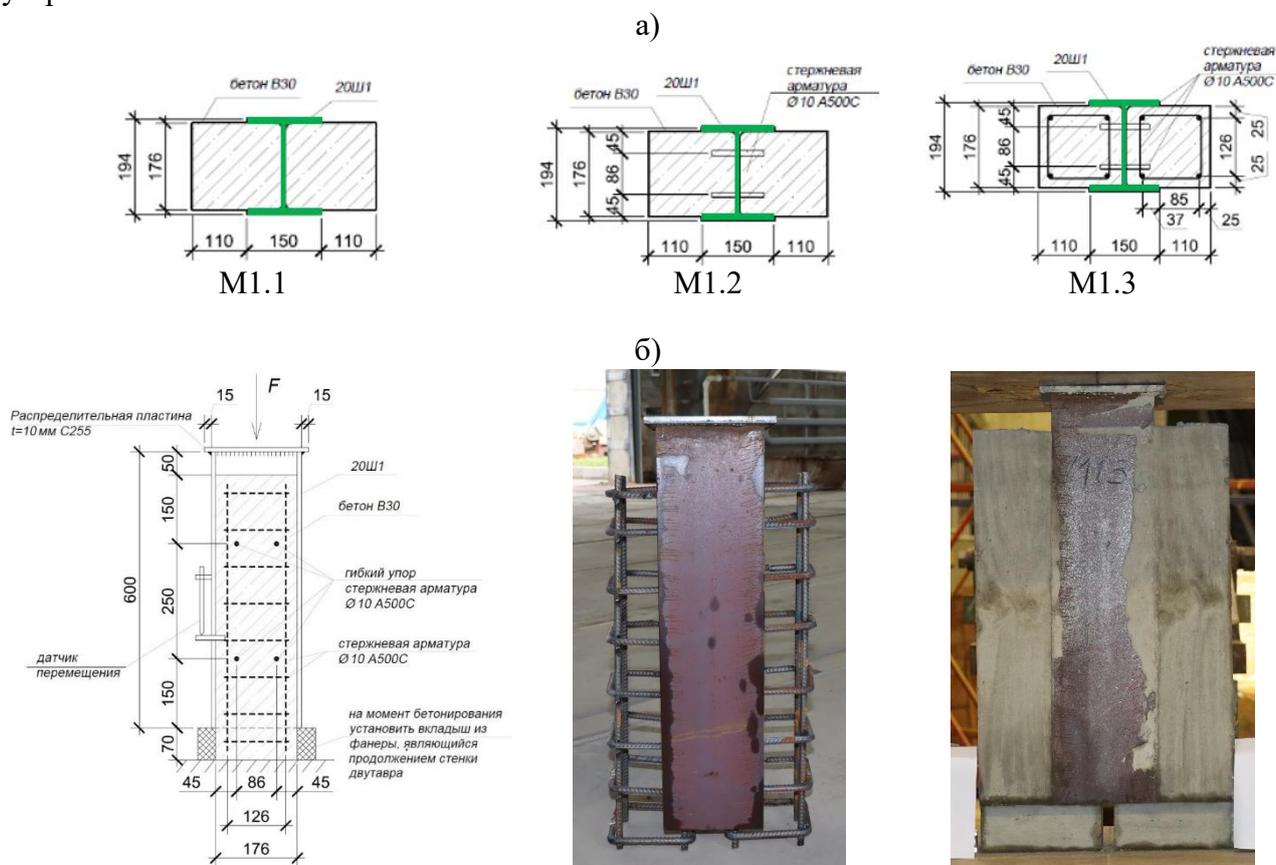


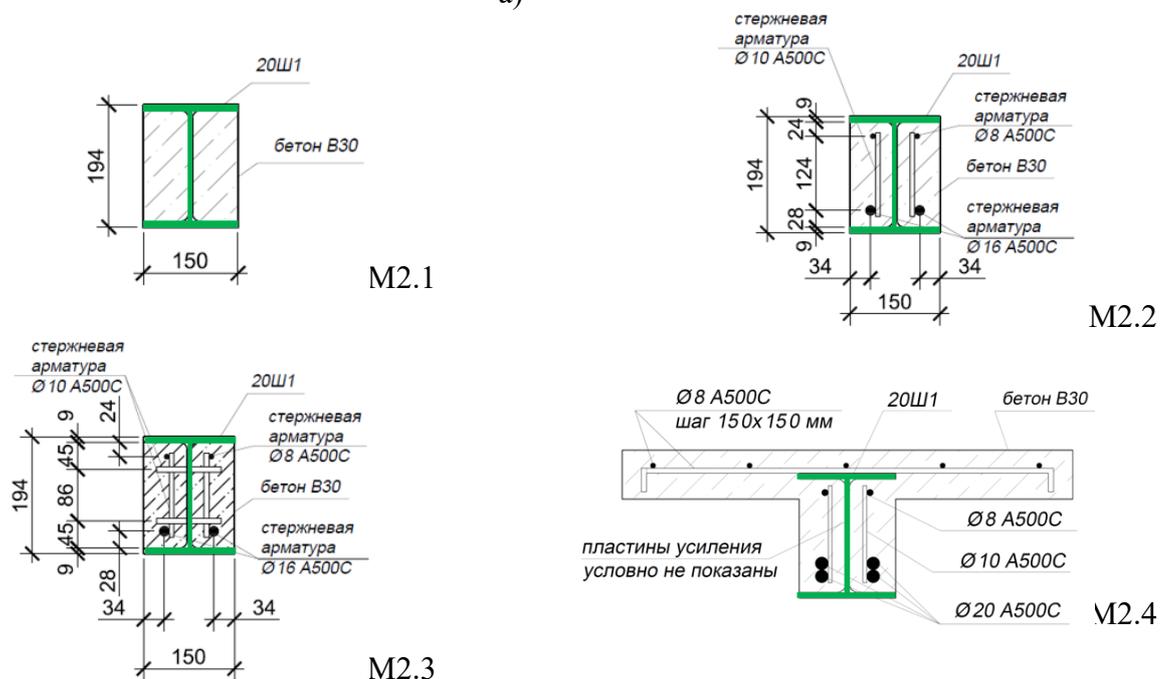
Рисунок 1 – Модели группы М1: а) поперечные сечения; б) общий вид моделей

2-ая группа моделей (группа М2, 12 шт.) представлена сталежелезобетонными балками (см. рисунок 2), которые образованы путем частичного обетонирования стального профиля – бетонная часть модели расположена внутри контура двутавра, ограниченного полками и стенкой. Длина моделей 3 м, поперечное сечение – прямоугольное размером 194x150 мм и тавровое с полкой в сжатой зоне. Поперечное сечение стального сердечника – двутавр 20Ш1 по ГОСТ Р 57837-2017. Материал сердечника – сталь С255. Бетон моделей – класса по прочности на сжатие В30. На стенке стального двутавра в моделях М2.3 предусмотрена установка гибких упоров из арматурной стали d10 класса А500С (длина 50 мм, шаг 250 мм по высоте). Бетон моделей М2.2, М2.3, М2.4 армируется стержневой арматурой d8, d10, d16, d20 класса А500С. Поперечная арматура – d10 класса А500С. Полка тавровой балки М2.4 армируется сеткой из арматуры d8 класса А500С с шагом 150x150 мм. Ширина полки бетона тавровой балки 700 мм, толщина полки – 76 мм, защитный слой между поверхностью бетона и верхней полкой стальной балки – 36 мм. Контактная поверхность между сталью и бетоном в группе М1 и М2 не подвергалась какой-либо специальной очистке от окислы и ржавчины. Удалению подвергались только грубые загрязнения в виде масла, пыли и грязи.

3-ая группа моделей (группа М3, 4 шт.) представлена полноразмерными фрагментами сталежелезобетонных перекрытий двух видов (см. рисунок 3, 4), образованных железобетонными преднапряжёнными многпустотными плитами толщиной 160 мм, уложенными на стальные балки. Совместная работа стальных балок и плит достигается за счет сил трения, а также посредством установки дополнительных конструкций объединения

(прижимных уголков) и устройством монолитных участков в узлах примыкания элементов. Длина стальных балок 6 м, поперечное сечение – двутавр (прокатные профили 30Б1 по ГОСТ Р 57837-2017 и сварные из листа). Материал двутавров – сталь С255, С345. Многупустотные плиты длиной 5 м из бетона класса по прочности на сжатие В35. Для заполнения швов между плитами и омоноличивания участков пустот применена самоуплотняющаяся бетонная смесь на мелком заполнителе фракции 5-10 класса по прочности на сжатие В40.

а)



б)



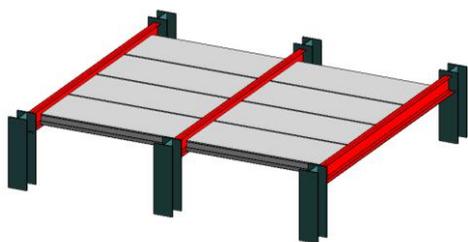
в)



Рисунок 2 – Модели группы М2:

а) поперечные сечения моделей М2.1...М2.4; б) общий вид моделей М2.1... М2.3; в) общий вид моделей М2.4

а)



б)

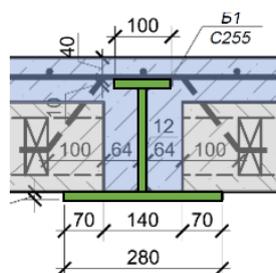


Рисунок 3 – Схема и модели группы 3 (М3.1) со сварной балкой:

а) общий вид конструкций (схема); б) узел примыкания сборных плит к металлическим балкам

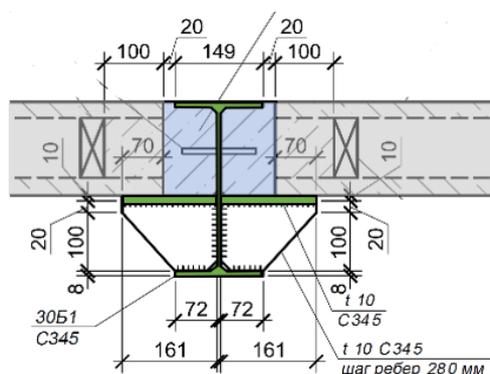


Рисунок 4 – Схема и узел примыкания сборных плит к металлическим балкам модели группы 3 (М3.2) с прокатной балкой

Совместная работа плит перекрытий между собой обеспечена посредством устройства монолитных шпонок. Для обеспечения совместной работы железобетонных плит со стальными балками выполнена установка упорных уголков для крайних плит для предотвращения горизонтальных смещений в процессе нагружения (см. рисунок 5), а также выполнено частичное омоноличивание пустот в плитах на глубину 100-150 мм от торца плиты. Также для каждой партии заливки моделей (М1, М2, М3) бетона было подготовлено по 3 образца-куба со стороной 10 см для определения прочностных характеристик материала на момент испытания для последующего анализа и численного моделирования.

Для изготовления моделей перекрытий, балок и призм применялась модифицированная самоуплотняющаяся бетонная смесь марки БСТ В40 РК2 F₁ 300 W16 ГОСТ Р 59714-2021. Бетонная смесь имела высокую связность, нерасслаиваемость и подвижность, определенную по расплыву конуса 66-75 см. Бетонирование моделей М1 выполнялось в вертикальном положении в опалубке из фанеры, моделей балок М2 – в горизонтальном положении, перекрытий М3 – по месту сборки моделей.

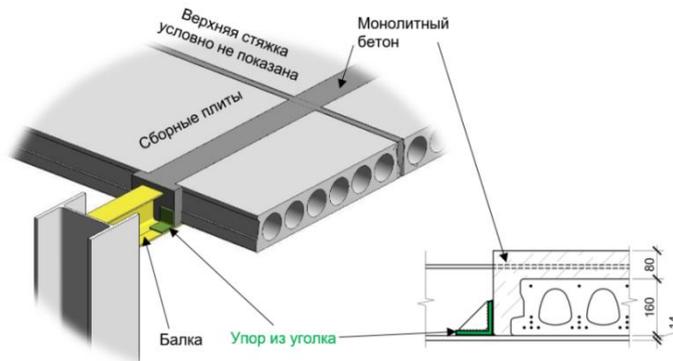


Рисунок 5 – Схема опорного узла экспериментальных моделей группы 3

Для обеспечения достоверности результатов испытания проводились в два этапа. 1 этап: испытание образцов стали двутавровых балок по ГОСТ 1497-84 «Металлы. Методы испытаний на растяжение», а также стержневой арматуры. Анализ данных о прочности материалов и диаграмм деформирования для выполнения теоретических расчетов. 2 этап (основной): испытание моделей групп М1, М2 и М3 с учетом положений ГОСТ 8829-2018 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости». Испытания контрольных образцов-кубов проведены одновременно с испытаниями соответствующих моделей в соответствии с ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам». Нагружение производилось поэтапно ступенями не более 10% от контрольной нагрузки по прочности, на каждой ступени осуществлялась выдержка модели.

Испытания малогабаритных моделей группы М1, М2 выполнены на сдвиг и на чистый изгиб соответственно (см. рисунок 6 а, б) на гидравлических тарированных прессах ИПС-1000 и ПММ-1000 (MAN1000), моделирующих осевую нагрузку до 1000 тс. Перед нагружением моделей производилась выверка нагрузочных приспособлений относительно заранее нанесенных разметочных рисок на поверхности конструкции. Чистый изгиб в балках моделировался путем приложения нагрузки в 1/3 и 2/3 пролета (см. рисунок 6 б). Шарнирное опирание балок было обеспечено посредством их установки на инвентарные шарнирно – подвижные опоры каткового типа.

Испытания полноразмерных фрагментов конструкции группы М3 выполнены на силовом полу. Нагрузка прикладывалась равномерно по всей площади конструкции посредством размещения штучных калиброванных грузов – рисунок 6 в.

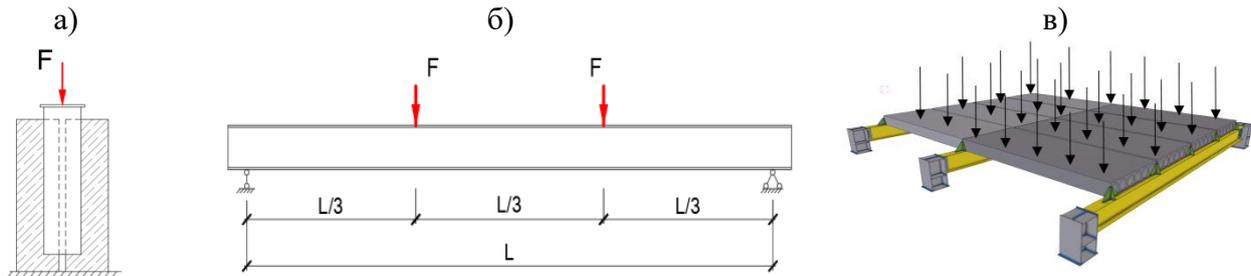


Рисунок 6 – Схемы нагружения моделей:
а) группы М1; б) группы М2; в) группы М3

В процессе испытаний моделей на каждом шаге фиксировались: относительные деформации моделей, вертикальные абсолютные перемещения, значение вертикальной нагрузки, при которой произошло разрушение, либо деформации продолжали нарастать без увеличения нагрузки. Также фиксировалась картина развития трещин в моделях под нагрузкой и ширина их раскрытия, в моделях М2 и М3 выполнялась тензометрия на характерных фибрах стали и бетона.

Результаты исследования и анализ

А. Характер разрушения моделей и их предельное состояние

Достижение предельного состояния для группы моделей М1 характеризовалось сдвигом стальной части модели относительно бетонной и сопровождалось нарастанием деформаций при постоянной нагрузке (см. рисунок 7). Видимых разрушений монолитного бетона не наблюдалось.



Рисунок 7 – Характерный вид разрушенных моделей М1:
а) общий вид модели после разрушения; б) характерное разрушение моделей (сдвиг)

Для группы моделей М2.1...М2.3 предельное состояние характеризовалось достижением предела текучести в полках стального профиля и сопровождалось нарастанием деформаций при постоянной нагрузке (см. рисунок 8). Зафиксировано образование большого числа нормальных трещин в средней трети пролета. Сколов бетона сжатой зоны бетона отмечено не было, разрушение моделей независимо от наличия стержневого армирования носило пластичный характер.

а)



б)



*Рисунок 8 – Характерный вид разрушенных моделей М2.1...М2.3:
а) общий вид модели под нагрузкой перед разрушением; б) характерные трещины в середине пролёта балки*

Для группы моделей М2.4 (тавровые балки) достижение предельного состояния характеризовалось потерей сцепления по границе верхней полки стального двутавра с бетоном и сопровождалось нарастанием деформаций при постоянной нагрузке (см. рисунок 9). Зафиксировано образование большого числа нормальных трещин в средней трети пролета и наклонных трещин в крайних третях пролета балок. Сколов и визуально заметного разрушения бетона сжатой зоны (вблизи верхней полки) отмечено не было, разрушение носило пластичный характер.

Достижение предельного состояния моделей перекрытий М3.1 и М3.2 характеризовалось разрушением приопорной зоны железобетонных плит и сопровождалось образованием и раскрытием наклонных трещин в зоне опирания многопустотных плит на среднюю металлическую балку, где фиксировалась наибольшая внешняя нагрузка. Кроме того, в моделях М3.1 разрушался монолитный бетон между боковой поверхностью сборной плиты и прижимным уголком (см. рисунок 10).

а)

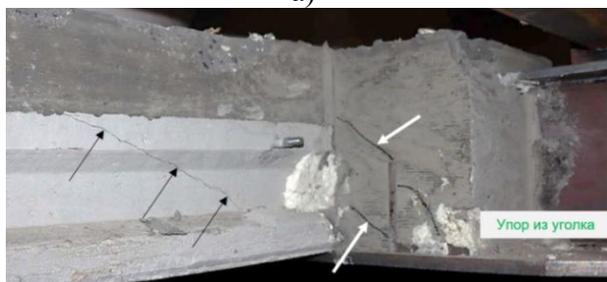


б)



*Рисунок 9 – Характерный вид разрушенных моделей М2.4:
а) общий вид модели под нагрузкой перед разрушением; б) характерное разрушение*

а)



б)



Рисунок 10 – Испытание моделей М3.1 (а) и М3.2 (б)

Б. Обработка полученных данных

В результате обработки экспериментальных данных были построены и проанализированы графики зависимости вертикальных перемещений, деформаций, напряжений от внешней нагрузки. Отмечена высокая кучность результатов для однотипных моделей, кроме результатов испытаний полноразмерных перекрытий М3.1.1 и М3.1.2, которые бетонировались по технологическим соображениям в разное время, и полученный монолитный бетон отличался по прочности на сжатие.

Для моделей М1 были определены величины напряжений сдвига в зависимости от деформации моделей (см. рисунок 11). Для моделей без упоров М1.1 получены данные, согласующиеся с данными, представленными в работах [17, 20]. Для моделей М1.2, М1.3 разрушающие нагрузки и, соответственно, сдвиговые напряжения значительно выше (до 3,5 раз), чем для М1.1 (без анкерных упоров и арматуры). Это обусловлено наличием гибких упоров на стенке двутаврового профиля, которые играют важную роль в обеспечении совместной работы конструкций. Исследованные в процессе и испытаний анкерные упоры из арматурной стали d10 класса А500С длиной 50 мм (расстановку – см. рисунок 1 б) показали

линейную несущую способность на сдвиг около 65 кН. Также на рисунке 11 видно, что несущая способность восьми упоров, определенная по стали на срез ($R_{s,s} = 179$ кН, горизонтальная пунктирная линия) значительно ниже, чем условно линейный участок диаграммы работы моделей с упорами. Перегиб диаграммы наблюдается в диапазоне от 500 до 600 кН при деформациях 1...2 мм.

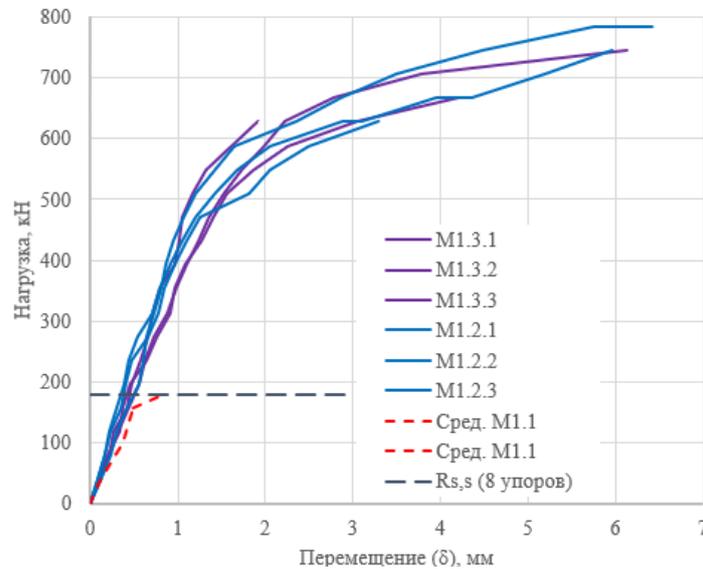


Рисунок 11 – Графики зависимости нагрузки от деформации моделей M1 (сдвиг контактной зоны «сталь-бетон»)

Характерные графики изменения напряжений в зависимости от нагрузки для моделей группы M2.4 приведены на рисунке 12. Практически параллельные линии изменения напряжений в зависимости от нагрузки (см. рисунок 12 а) говорят о равномерном включении всего свеса тавровой балки в работу. Следует отметить, что несмотря на значительный свес полки, на рисунке 12 б четко прослеживаются точки перехода стержневой арматуры и полок двутаврового профиля в пластическое состояние – 600 МПа и 250 МПа соответственно, что хорошо согласуется с результатами испытаний отобранных проб металла.

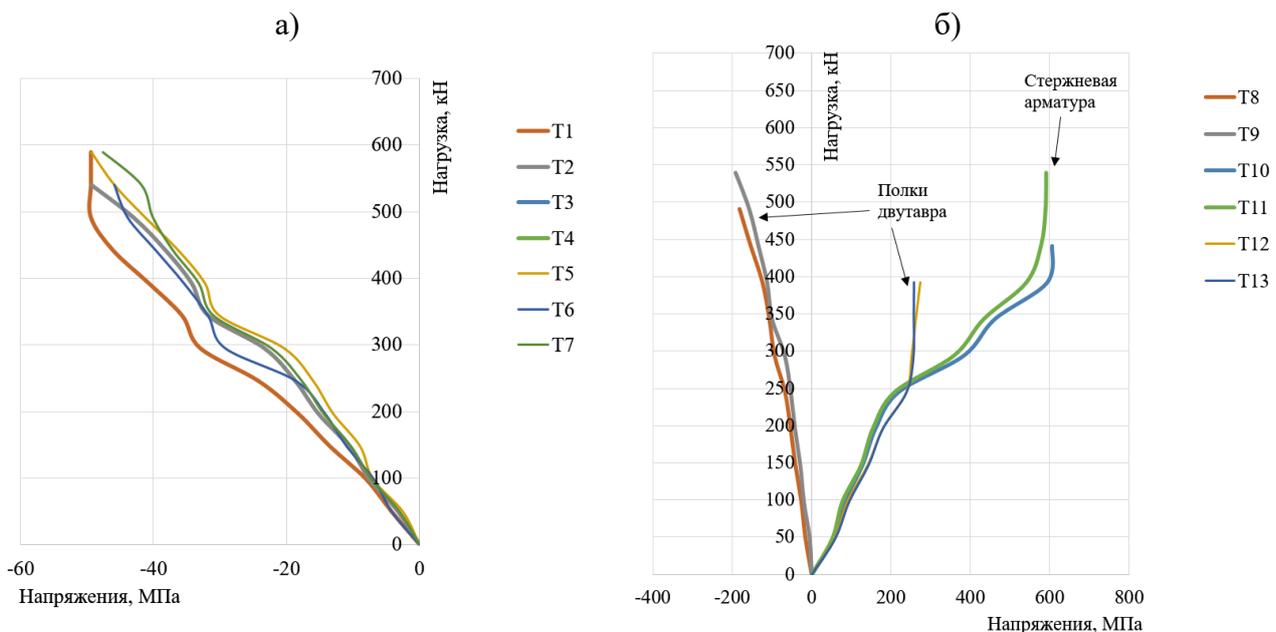


Рисунок 12 – Графики зависимости напряжений от нагрузки в поперечном сечении тавровых балок в середине пролета (группа M2.4): а) распределение по ширине сжатой бетонной полки тавра; б) в стальном двутавре и стержневой арматуре

Результаты испытаний моделей М3.1 и М3.2 показали, что расчетные характеристики бетона на сжатие для бетона В35 достигнуты не были. Это отражено на характерных графиках изменения напряжений в ходе эксперимента, приведенных на рисунке 13 а. Это связано с тем, что разрушение наступило в первую очередь по несущей способности плит перекрытий (см. рисунок 10). Обращает внимание то, что скорость изменения напряжений различна на разных расстояниях от центра балки: чем дальше от оси балки тензодатчик, тем медленнее в нем растут напряжения, а значит бетон в этой фибре меньше вовлекается в работу сталежелезобетонной конструкции. Тем не менее, использованные при проектировании испытанных моделей мероприятия объединения (омоноличивание пазух между торцами плит и стальными балками, упоры из уголков в приопорных зонах) существенно повышают несущую способность и жесткость конструкции, если сравнивать ее со стальными балками. Для моделей М3.2 на момент достижения предельной несущей способности отмечается текучесть в нижних полках двутавровых балок (см. рисунок 13 б).

В. Анализ результатов испытаний

Расчет сталежелезобетонных конструкций с использованием сборных элементов и частично обетонированных балок можно выполнять в соответствии с положениями СП 266.1325800.2016. В таблице 1 приведены сравнение результатов испытаний (столбец 2) с теоретическими значениями предельных моментов по нормам на сталежелезобетонные конструкции ($M_{ult(СП266)}$, столбец 3), а также простых стальных балок без учета обетонирования ($M_{ult,st} = \sigma_y W_x$, где σ_y – фактический предел текучести стали балки, W_x – момент сопротивления сечения, столбец 5). Сравнение теоретических значений предельного момента с полученным по результатам испытаний показывает, что простые частично обетонированные балки (М2.1...М2.4) имеют запас по несущей способности от 19 до 23%. Балки без дополнительной стержневой арматуры (М2.1) имеют сопоставимый запас с остальными армированными балками (М2.2...М2.4), что свидетельствует о том, что установка дополнительной арматуры в монолитные части комбинированной конструкции поднимают ее несущую способность незначительно. Однако, наличие арматуры безусловно улучшает трещиностойкость конструкций. Из данных столбца 8 видно, что балки без дополнительной арматуры (М2.1) единственные из испытанных, в которых в процессе испытаний появились трещины раскрытием более нормативного значения 0,3 мм при значениях момента $M_{ult(СП266)}$. Для балок с дополнительным продольным армированием М2.1...М2.4 трещины не превышают данного значения, и в прямоугольных балках раскрытие трещин составляет 0,13...0,18 мм, а в тавровой балке – 0,29 мм (в зоне, примыкающей к растянутому поясу балки).

Также является показательным факт, что даже при частичном обетонировании балочных конструкций (М2.1...М2.3) их несущая способность повышается от 1,63 до 2,09 раз по сравнению со стальной балкой без бетона (столбцы 5-6). Для конструкций перекрытий повышение несущей способности за счет частичного обетонирования составляет от 2,20 до 2,74 раз за счет включения в работу бетона омоноличивания стальных балок и сборных плит перекрытий, а также за счет частичного включения в работу конструкций самих сборных плит в сжатой зоне бетона. В столбце 7 также приведены значения относительных прогибов f/L при моментах $M_{ult(СП266)}$, где f – измеренный прогиб конструкции. Видно, что при данном моменте фактические прогибы конструкций всего на 7% превышают предельный прогиб, назначаемый СП 20.13330.2016 по эстетико-психологическим критериям, и равный $1/250=0,004$. Это значит, что при необходимости обеспечения жесткости запроектированной конструкции разница в размерах сечений, запроектированных по первому и второму предельным состояниям, будет незначительна, а при менее жестких требованиях к прогибам для пролетов 3...6 м ($1/150...1/200$ соответственно) определяющим расчетом будет расчет по первому предельному состоянию.

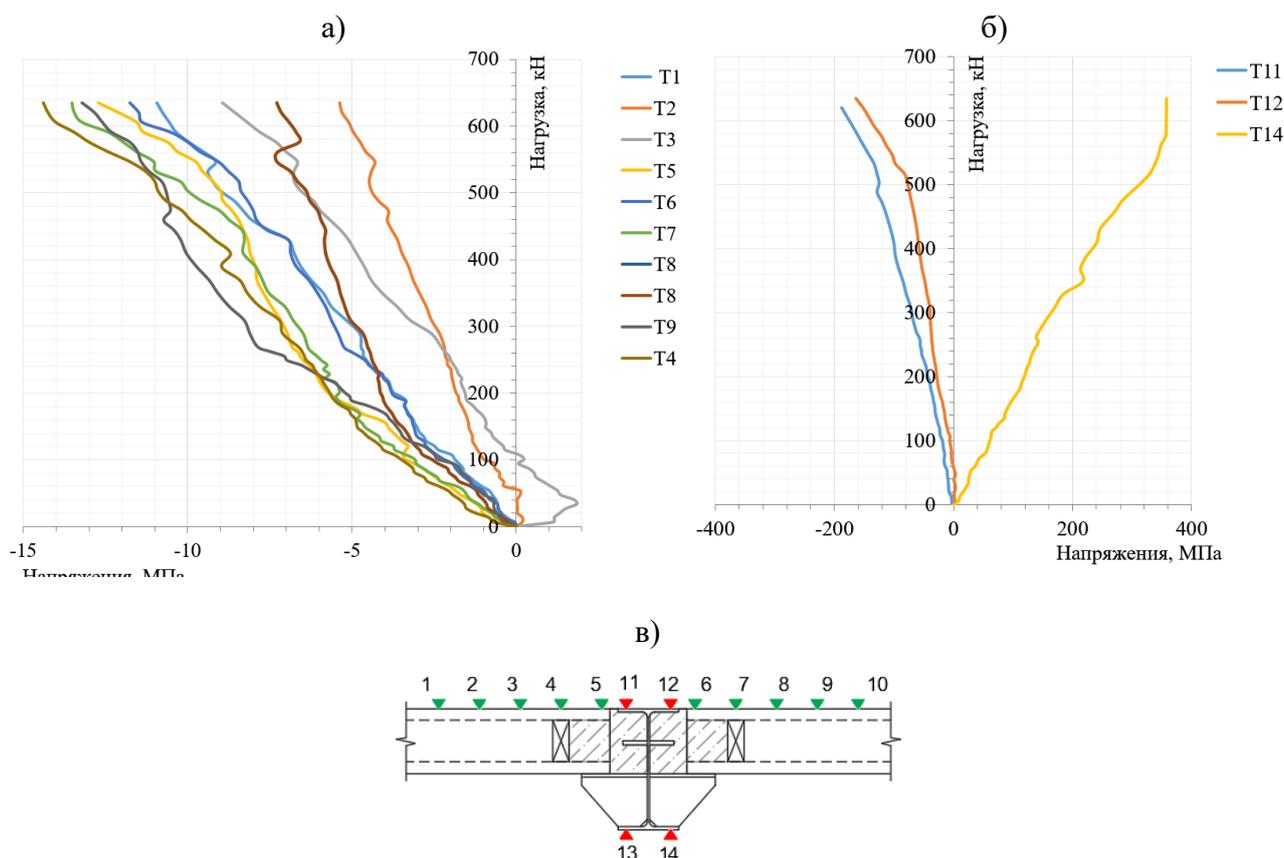


Рисунок 13 – Графики зависимости напряжений от нагрузки для моделей группы 3 в середине пролета: а) в бетоне; б) в полках стального двутавра; в) нумерация датчиков

Таблица 1 – Сравнение предельных значений моментов

Группа моделей	Предельный момент по испытаниям M_{ult} , кНм	Предельный момент по СП 266 $M_{ult(СП266)}$, кНм	$\frac{M_{ult(СП266)}}{M_{ult}}$	$M_{ult,st}$, кНм	$\frac{M_{ult}}{M_{ult,st}}$	f/L при $M_{ult(СП266)}$	$a_{срс}$ при $M_{ult(СП266)}$, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
M2.1	111,4	86,3	0,77	68,00	1,63	0,0045	0,37
M2.2	142,7	111,4	0,78	68,00	2,09	0,0050	0,13
M2.3	138,1	111,4	0,81	68,00	2,03	0,0057	0,18
M2.4	270,1	212,6	0,79	68,00	3,97	0,0056	0,29
M3.1.1 (B43)	452,0	321,3	0,71	164,6	2,74	0,0012	-
M3.1.2 (B35)	362,0	315,2	0,87	164,6	2,20	0,00074	-
M3.2 (средн.)	375,0	324,5	0,86	149,7	2,50	0,0059	-

Выводы

1) Проведен комплекс испытаний моделей сталежелезобетонных конструкций в виде частично обетонированных стальных балок и фрагментов перекрытий со сборными многпустотными плитами. В общей сложности испытана 21 маломасштабная модель и 4 полномасштабных перекрытия с пролетом до 6 м.

2) Достоверность полученных результатов испытаний обеспечена: использованием тензометрического комплекса, включающего программное обеспечение известного производителя; использованием поверенного оборудования и грузов, создающего

нагружение; использованием материалов для моделей, соответствующих действующим нормативным документам; испытаниями нескольких однотипных конструкций каждого вида для возможности осреднения полученных результатов.

3) На основе анализа экспериментальных данных получены сведения о характере напряженно-деформированного состояния конструкций и величинах предельных нагрузок. Определены параметры сцепления между сталью и бетоном. Построены соответствующие диаграммы и графики, позволяющие детально оценить особенности работы конструкции.

4) В рамках экспериментальной работы получены данные по фактической несущей способности конструкций и сопоставлены с результатами расчетов по СП 266.1325800.2016. Установлено, что расчет частично обетонированных конструкций и перекрытий со сборными плитами в соответствии с требованиями СП 266.1325800.2016 дают необходимый запас по предельному моменту 19...23%. Также при работе композитной конструкции существенно повышается ее несущая способность по сравнению со стальным профилем без изменения металлоемкости конструкции (до 2,7 раз).

5) При совершенствовании соответствующих разделов СП 266.1325800.2016 требуется учитывать конструктивные особенности сборных перекрытий по стальным балкам, а также особенности их работы, выявленные в рамках экспериментальных исследований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Braun M. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln. Matthias Braun. Stahlbau 83. 2014. Heft 10. Pp. 746–754; Heft 5. Pp. 302–308.
2. Lam D. Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs: PhD thesis. Dennis Lam. University of Nottingham, UK, 1998. 303 p.
3. Lam D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to Eurocode 4. D. Lam. Advanced Steel Construction. 2007. Vol. 3. No. 2. Pp. 594–606.
4. Hicks S.J. Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. S. J. Hick, R. M. Lawson. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2003. 98 p. (SCI Publication P287).
5. Rackham J.W. Design of Asymmetric Slimflor Beams with Precast Concrete Slabs. J W Rackham, S J Hicks G M Newman. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2006. 101 p. (SCI Publication P342).
6. Way A.G.J. Precast Concrete Floors in Steel Framed Buildings. A.G.J. Way, T.C. Cosgrove, M.E. Brettle. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2007. 101 p. (SCI Publication P351).
7. Ahmed I.M. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches. I.M. Ahmed, K.D. Tsavdaridis. Journal of Constructional Steel Research. 2019. No. 155. Pp. 286–300.
8. Лоусон Р.М., Огден Р.Дж., Рэхэм Дж.В. Сталь в многоэтажных жилых зданиях. Институт стальных конструкций. (SCI) Silwood Park, Ascot, Berkshire SL5 7QN (Великобритания), 2004. 68 с. (Публикация SCI P332).
9. Goralski C. Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern: PhD Dissertation. Claus Robert Goralski. Aachen, Germany, 2006. 218 p.
10. Ferreira F.P.V. Steel-Concrete-Composite Beams with Precast Hollow-Core Slabs: A Sustainable Solution. F.P.V. Ferreira, K.D. Tsavdaridis, C.H. Martins, S. De Nardin. Sustainability. 2021. 13, 4230. [Электронный ресурс]. URL:<https://doi.org/10.3390/su13084230>.
11. Tusnin A.R. Features of finite element analysis of steel-reinforced concrete slabs from hollow core slabs. A.R. Tusnin, A.A. Kolyago. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2018. No. 456 012095. 6 p.
12. Туснин А.Р., Коляго А.А. Конструкция и работа сталежелезобетонного перекрытия с использованием сборных пустотных железобетонных плит // Современная наука и инновации. 2016. № 3. С. 141 – 147.
13. Замалиев Ф.С., Филиппов В.В. Расчетно-экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 7. С. 29–36.
14. Замалиев Ф.С. Экспериментальные исследования начального напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок и плит / Ф.С. Замалиев, Э.Г. Биккинин и др. // Известия КГАСУ. 2015. № 2(32). С. 149–153.
15. Веселов А.А., Чепилко С.О. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонной балки // Вестник гражданских инженеров. 2010. № 2(23). С. 31–37.
16. Salama T. Effective Flange Width for Composite Steel Beams. T. Salama, H.H. Nassif. The Journal of Engineering Research. 2011. Vol. 8. No. 1. Pp. 28–43.
17. Травуш В.И. Определение несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь-бетон» в сталежелезобетонных конструкциях для бетонов различной прочности на сжатие и фибробетона / В.И. Травуш, С.С. Каприелов, Д.В. Конин и др. // Строительство и реконструкция. 2016. №4 (66). С. 45–55.

18. Travush V.I. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete / V.I. Travush, D.V. Konin, A.S. Krylov // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 3 (79). Pp. 36–44.
19. Арленинов П.Д., Крылов С.Б. Современное состояние нелинейных расчётов железобетонных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 3. С. 50–53.
20. Щеткова Е.А., Кашеварова Г.Г. Повышение прочности сцепления при сдвиге в зоне контакта «сталь-бетон» // Вестник гражданских инженеров. Санкт-Петербургский архитектурно-строительный университет. 2015. № 6. С. 70-75.

REFERENCES

1. Braun M. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln. Matthias Braun. Stahlbau 83. 2014. Heft 10. P. 746–754; Heft 5. P. 302–308.
2. Lam D. Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs: PhD thesis. Dennis Lam. University of Nottingham, UK, 1998. 303 p.
3. Lam D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to Eurocode 4. D. Lam. Advanced Steel Construction. 2007. Vol. 3. No. 2. P. 594-606.
4. Hicks S. J. Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. S. J. Hick, R. M. Lawson. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2003. 98 p. (SCI Publication P287).
5. Rackham J. W. Design of Asymmetric Slimflor Beams with Precast Concrete Slabs. J W Rackham, S J Hicks G M Newman. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2006. 101 p. (SCI Publication P342).
6. Way A.G.J. Precast Concrete Floors in Steel Framed Buildings. A.G.J. Way, T.C. Cosgrove, M.E. Brettell. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2007. 101 p. (SCI Publication P351).
7. Ahmed I.M. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches. I.M. Ahmed, K.D. Tsavdaridis. Journal of Constructional Steel Research. 2019. No. 155. Pp. 286-300.
8. Lawson R.M. Stal' v mnogoetazhnykh zhilykh zdaniyakh [Steel in Multi-Storey Residential Buildings]. R. M. Lawson, R. Dzh. Ogden, Dzh. V. Rekkhem. Institut stal'nykh konstrukcij. (SCI) Silwood Park, Ascot, Berkshire SL5 7QN (Velikobritaniya), 2004. 68 p. (SCI P332).
9. Goralski C. Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern: PhD Dissertation. Claus Robert Goralski. Aachen, Germany, 2006. 218 p.
10. Ferreira F.P.V. Steel–Concrete–Composite Beams with Precast Hollow-Core Slabs: A Sustainable Solution. F.P.V. Ferreira, K.D. Tsavdaridis, C.H. Martins, S. De Nardin. Sustainability. 2021. 13, 4230. [Online] URL:<https://doi.org/10.3390/su13084230>.
11. Tusnin A.R. Features of finite element analysis of steel-reinforced concrete slabs from hollow core slabs. A.R. Tusnin, A.A. Kolyago. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2018. No. 456 012095. 6 p.
12. Tusnin A.R. Konstrukciya i rabota stalezhelezobetonogo perekrytiya s ispol'zovaniem sbornykh pustotnykh zhelezobetonnykh plit [The construction and operation of the composite beams using the prefabricated reinforced concrete slab hollow core]. A.R. Tusnin, A.A. Kolyago. Sovremennaya nauka i innovacii. 2016. No 3. Pp. 141 – 147.
13. Zamaliev F.S. Raschetno-eksperimental'nye issledovaniya stalezhelezobetonnykh konstrukcij [Computational and experimental studies of steel–reinforced concrete structures]. F.S. Zamaliev, V.V. Filippov. Industrial and civil construction. 2015. No. 7. Pp.29-36.
14. Zamaliev F.S. Eksperimental'nye issledovaniya nachal'nogo napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya stalezhelezobetonnykh balok i plit [Experimental studies of the initial stress-strain state of steel-reinforced concrete beams and plates]. F.S. Zamaliev, E.G. Bikinin et al. Izvestiya KGASU. 2015. No. 2(32). Pp.149-153.
15. Veselov A.A. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie stalezhelezobetonnoj balki [The stress-strain state of a steel-reinforced concrete beam]. A.A. Veselov, S.O. Chepilko. Bulletin of Civil Engineers. 2010. No. 2 (23). Pp. 31-37.
16. Salama T. Effective Flange Width for Composite Steel Beams. T. Salama, H.H. Nassif. The Journal of Engineering Research. 2011. Vol. 8. No. 1. Pp. 28-43.
17. Travush V. I. Opredelenie nesushchej sposobnosti na sdvig kontaktnoj poverhnosti «stal'-beton» v stalezhelezobetonnykh konstrukciyakh dlya betonov razlichnoj prochnosti na szhatie i fibrobetona [Determination of the bearing capacity for shear of the contact surface “steel-concrete” in steel-reinforced concrete structures for concrete of various compressive strength and fiber concrete]. V.I. Travush, S.S. Kapriellov, D.V. Konin, etc. Construction and reconstruction. 2016. No. 4 (66). Pp. 45-55. (In Russian).
18. Travush V.I. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete. V.I. Travush, D.V. Konin, A.S. Krylov. Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 3 (79). Pp. 36–44.
19. Arleninov P.D. Sovremennoe sostoyanie nelinejnykh raschetov zhelezobetonnykh konstruktsij [The current state of nonlinear calculations of reinforced concrete structures]. P.D. Arleninov, S.B. Krylov. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2017. No. 3. Pp. 50–53.
20. Shchetkova E.A. Povyshenie prochnosti scepneniya pri sdvige v zone kontakta «stal'-beton» [Increasing the shear adhesion strength in the “steel-concrete” contact zone]. E.A. Shchetkova, G.G. Kashevarova. Vestnik grazhdanskih inzhenerov. Sankt-Peterburgskij arhitekturno-stroitel'nyj universitet. No. 6. 2015. Pp. 70-75.

Информация об авторах:

Конин Денис Владимирович

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, заместитель директора по научной работе.
E-mail: konden@inbox.ru

Крылов Алексей Сергеевич

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории высотных зданий и сооружений отдела
металлических конструкций.
E-mail: kryl07@mail.ru

Каприелов Семен Суменович

НИИЖБ А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
Академик РААСН, доктор технических наук, заведующий лабораторией химических добавок и
модифицированных бетонов.
E-mail: kapriellov@mail.ru

Чилин Игорь Анатольевич

НИИЖБ А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
научный сотрудник лаборатории химических добавок и модифицированных бетонов.
E-mail: chilin@masterbeton-mb.ru

Ртищева Ирина Владимировна

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
старший научный сотрудник лаборатории высотных зданий и сооружений отдела металлических конструкций.
E-mail: rtischevaiv@ya.ru

Рожкова Лидия Сергеевна

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
старший научный сотрудник лаборатории высотных зданий и сооружений отдела металлических конструкций
E-mail: soshnikova_lidia@mail.ru

Information about authors:

Konin Denis.V.

TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
candidate of technical science, deputy director for scientific work.
E-mail: konden@inbox.ru

Krylov Aleksey S.

TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
candidate of technical science, leading researcher of the Laboratory of high-rise buildings and structures of the
department of metal structures.
E-mail: kryl07@mail.ru

Kapriellov Semyon S.

NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
Academician of the RAASN, doctor of technical sciences, head of the laboratory of chemical additives and modified
concrete.
E-mail: kapriellov@mail.ru

Chilin Igor A.

NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
researcher of the laboratory of chemical additives and modified concrete.
E-mail: hilin@masterbeton-mb.ru

Rtischeva Irina V.

TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
senior researcher of the laboratory of high-rise buildings and structures of the department of metal structures.
E-mail: rtischevaiv@ya.ru

Rozhkova Lidia S.

TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
senior researcher of the laboratory of high-rise buildings and structures of the department of metal structures.
E-mail: soshnikova_lidia@mail.ru

В.П. КОРОЛЁВ¹, И.В. КУЩЕНКО¹, Е.А. БОЧАРОВА¹¹ФГБОУ ВО «Приазовский государственный технический университет», г. Мариуполь, Россия

ПАРАМЕТРИЗАЦИЯ ТРЕБОВАНИЙ КОРРОЗИОННОЙ ЗАЩИЩЕННОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Аннотация. Представлены основные положения научно-методического обоснования коррозионной защищенности стальных конструкций и сооружений. Проанализированы приоритеты совершенствования действующих норм, с учетом научных достижений и международных стандартов. Сформулированы задачи, призванные повысить конкурентоспособность и ресурсосбережение благодаря использованию эффективных мер защиты от коррозии.

Цель исследования – параметризация механизма технического регулирования качества, надежности и безопасности, согласование и применение материалов и технологий, процедур, услуг в сфере защиты от коррозии по требованиям цифрового потребителя. Предложена процессно-ориентированная методология, направленная на постоянное улучшение циклов развития и моделей рационального выбора систем противокоррозионной защиты конструкций. При этом коррозионная защищенность объектов стального строительства определена уровнем надежности и требуемыми параметрами технико-экономической защищенности. Структура управления определена положениями стандарта организации согласно нормам ISO 12944, СП 28.1330.2017 в части защиты стальных конструкций от коррозии.

Проанализированы уровни надежности конструкций и их защитных покрытий с учетом процедур оценки соответствия качества, мониторинга и риск-диагностики в интерпретации метода предельных состояний. Подтверждение соответствия параметров выполнено на основе пяти принципов DMAIC, связанных с определением, измерением, анализом, усовершенствованием и контролем технического состояния конструкций. Представлены примеры статистического оценивания репрезентативных выборок коррозионных воздействий, характеристических значений коррозионной стойкости и долговечности стальных конструкций и их защитных покрытий. Предложены методы функционального и временного резервирования коррозионной защищенности. Выполнены силовые испытания моделей стальных конструкций с коррозионными повреждениями.

Полученные результаты раскрывают неопределенность параметров коррозионного состояния и обеспечивают оценку живучести объектов стального строительства с учетом приемлемого риска. Предложения по параметрическому проектированию рекомендованы для цифровой трансформации системы технико-экономических регуляторов коррозионной защищенности.

Ключевые слова: стальные конструкции, надежность, предельные состояния, коррозионная защищенность, резервирование, живучесть, цифровая трансформация.

V.P. KOROLOV¹, I.V. KUSHCHENKO¹, E.A. BOCHAROVA¹¹Priazovsky State Technical University, Mariupol, Russia

PARAMETERIZATION OF REQUIREMENTS OF CORROSION PROTECTABILITY OF STRUCTURAL STEEL

Abstract. Basic provisions are presented of scientific and methodological substantiation of corrosion protectability of steel structures and installations. Priorities have been analyzed of improving existing codes, taking into account scientific achievements and international standards. Tasks have been formulated for increasing competitiveness and resource saving through the use of effective measures of corrosion protection.

The study is aimed at parameterization of a mechanism of technical regulation of quality, reliability and safety, approval and application of materials and technologies, procedures, services in the field of corrosion protection at the request of a digital consumer. A process-oriented methodology is proposed aimed at a continuous improvement of development cycles and models of the rational choice of systems of corrosion protection of structures. With that, corrosion protection of structural steel is defined by the level of reliability and required parameters of technical and economic protection. The management structure is defined by the provisions of organization standard in accordance with ISO 12944, SP 28.1330.2017 with regard to corrosion protection of structural steel.

The levels have been analyzed of reliability of structures and their protective coatings, with account for the procedures for assessing compliance of quality, monitoring and risk diagnostics based on the limit states method. Parameter compliance is affirmed based on five DMAIC principles related to determination, measurement, analysis, improvement and monitoring technical condition of structures. Examples are presented of statistical estimation of representative samples of corrosion impacts, characteristic values of corrosion resistance and durability of steel structures and their protective coatings. Proposed are methods for functional and time redundancy of corrosion protection assurance. Load tests were carried out of models of steel structures with corrosion damage.

The obtained results reveal uncertainty of parameters of corrosion state and allow assessing structural steel survivability with account for acceptable risk. Suggestions for parametric design are recommended for digital transformation of the system of technical and economic regulators of corrosion protectability.

Keywords: structural steel, reliability, limit state, corrosion protectability, redundancy, survivability, digital transformation.

Введение

Проблема обеспечения конструктивной и технологической безопасности конструкций и сооружений находит отражение при постановке задач теоретических и экспериментальных исследований, результаты которых представлены авторами многочисленных отечественных и зарубежных публикаций [1-5]. Нормативно-правовые акты в соответствии с положениями Градостроительного кодекса Российской Федерации содержат требования технических регламентов, национальных стандартов и сводов правил для определения необходимого уровня надежности и механической безопасности строительных объектов. Вместе с этим, остаются нерешенными вопросы, обусловленные необходимостью совершенствования методов контроля технического состояния конструкций [6-8], технико-экономического обоснования долговечности и живучести [9, 10], оценки рисков аварийных ситуаций [11, 12]. Среди многообразия направлений исследований в области механической безопасности и запасов прочности значительное внимание уделяется мерам по обеспечению коррозионной защищенности стальных конструкций и сооружений [13-16].

Развитие расчетных методов оценки предельных состояний на основе теории надежности включает анализ процессов старения, накопления повреждений и прогрессирующего разрушения [17-20]. При таком подходе исследование параметров, определяющих надежность конструкций, может выполняться при раздельном рассмотрении нагрузок, воздействий и несущей способности с помощью частных коэффициентов. Структура частных коэффициентов в методе предельных состояний предполагает учет влияния коррозии, как фактора, не имеющего приемлемого аналитического описания, путем введения коэффициента условий работы γ_c . Чл. кор. АН СССР Н.С. Стрелецкий, при обосновании расчетных коэффициентов предельного неравенства, указывал: «Учет изменчивости обстоятельств работы конструкции или сооружения является особенностью расчета по предельным состояниям. Изменчивость обстоятельств работы сооружения или конструкции может быть сведена к трем комплексам: изменчивость нагрузок, изменчивость свойств материалов, изменчивость условий работы сооружения, конструкции или их элементов. Особенности работы разного рода конструкций или их элементов характеризуются третьим основным коэффициентом методики расчета по предельным состояниям – коэффициентом условий работы. Этот коэффициент крайне разнообразен и

может быть разбит на несколько категорий. По существу, коэффициент условий работы является экспериментальным коэффициентом и имеет статистическую природу. Очень часто он используется в вопросах, еще не разрешенных расчетным путем, и тогда он неизбежно устанавливается на основе экспериментальных исследований. Логика вопроса требует, чтобы и значение изучаемого фактора в обычных условиях также было получено на базе эксперимента» [1].

На сегодняшний день не в полной степени раскрыты возможности концепции предельных состояний, как основного инструмента для устранения неопределенности параметров коррозионной защищенности. Следует отметить, что применение современных численных методов и алгоритмов анализа долговечности и живучести сдерживается необходимостью постепенного перехода от рекомендательной практики к методологии моделирования бизнес-процессов согласования и применения материалов, процедур, услуг в сфере защиты от коррозии металлических конструкций. Таким образом, совершенствование действующих норм СП 28.1330.2017, с учетом научных достижений, положений международных стандартов и возможностей цифровой трансформации параметров коррозионной защищенности, призвано повысить конкурентоспособность стального строительства благодаря использованию эффективных мер защиты от коррозии. Практическая реализация методов управления коррозионной защищенностью невозможна без внедрения принципов параметрического проектирования, расширяющих использование расчетных критериев долговечности, живучести и ремонтпригодности при сценарном моделировании вариантов технико-экономической защиты строительных объектов на протяжении всего жизненного цикла конструкций [16, 21, 22].

Направление поиска оптимальных решений с необходимым запасом прочности получило развитие в трудах научной школы проф. Н.С. Стрелецкого. Созданию конструкций минимальной стоимости, удовлетворяющих требованиям эксплуатации, надежности и долговечности, способствовали работы проф. Я.М. Лихтарникова, внесшего существенный вклад в теорию проектирования и изготовления экономичных строительных конструкций [23]. Новые реалии, вызванные разгосударствлением основных фондов, привели к глобальному замещению вертикальных горизонтальными хозяйственными связями и перераспределению функций технико-экономического управления технологической безопасностью зданий и сооружений [24]. Понимание приоритетов обеспечения безаварийной эксплуатации и интерес бизнеса к устойчивому развитию промышленных объектов способствовали постановке цели и задач данного исследования.

Цель работы – обоснование технико-экономических параметров коррозионной защищенности для разработки корпоративного регламента управления технологической безопасностью конструкций и сооружений промышленных объектов. Задачами исследования являются:

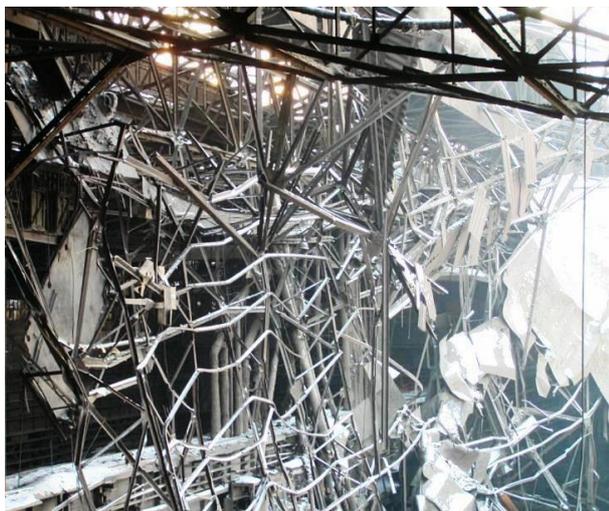
- дифференциация надежности стальных конструкций и их защитных покрытий в условиях коррозионных воздействий;
- формирование определяющих параметров коррозионного состояния для оценки соответствия проектных показателей качества, надежности и безопасности;
- расчетно-экспериментальное определение долговечности стальных конструкций и их защитных покрытий с учетом приемлемых рисков коррозионного разрушения.

Необходимость разработки программ обеспечения надежности (ПОН) на объектном уровне была вызвана кризисными явлениями в экономике 90-х гг. прошлого столетия. Переход от плановой к рыночной системе управления производственными фондами потребовал внедрения новых форм технического обслуживания конструкций и сооружений по фактическому состоянию. Наиболее остро были поставлены вопросы определения остаточного ресурса и предупреждения аварийных ситуаций, что подтверждалось статистикой чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера (рисунок 1). В

этих условиях рядом крупных промышленных предприятий Донбасса были обозначены приоритеты контроля качества, надежности и безопасности конструкций и сооружений на основе анализа рисков технологической безопасности и превентивных мер по их снижению [24].

Настоящая работа отражает практический опыт, полученный при разработке стандарта предприятия СТП 101С-6.3-05 «Обеспечение технологической безопасности при эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений» горно-металлургического комплекса компании «Донецксталь».

а)



б)



*Рисунок 1 – Последствия коррозионного разрушения конструкций и сооружений:
а) аварийное разрушение покрытия прокатного цеха; б) обрушение транспортной галереи углеподготовки*

В соответствии с техническим заданием требования стандарта предприятия (СТП) должны соответствовать нормам СНиП 2.03.11-85 и предусматривать регулирование эффективности мер по защите от коррозии согласно процедурам EN 1990, ISO9001 и ISO 12944. Таким образом, дополнительные условия СТП призваны обеспечить оценку надежности систем противокоррозионной защиты конструкций (СПЗК) на всех стадиях жизненного цикла. Важной функцией СТП является формирование необходимого минимума знаний и умений персонала, распределение должностных обязанностей и сфер ответственности при регулировании технологической безопасности промышленных объектов.

Модели и методы

Современный мировой опыт проектирования стальных конструкций предполагает задание допусков на коррозию и использование защитных покрытий. Повышение качества защиты от коррозии предусматривает использование мер первичной защиты (требования коррозионной стойкости) и вторичной защиты (требования долговечности защитных покрытий и специальных средств электрохимической защиты). Основными инструментами управления коррозионной защищенностью являются процедуры оценки качества, долговечности и эксплуатационной пригодности [25-27].

Известно, что коррозионная защищенность характеризует способность СПЗК соответствовать заданным требованиям качества, надежности и безопасности на основе организационно-технических мер, установленных для нормального функционирования в течение жизненного цикла промышленного объекта. Сложность задачи дифференциации надежности связана с систематизацией исходных данных, включающих факторы коррозионных воздействий, а также конструктивные параметры средств и методов защиты от коррозии. Надежность представляет совокупность количественных и (или) качественных

требований к безотказности, долговечности, ремонтпригодности и сохраняемости. Для оценки коррозионной защищенности выполнено объединение классификационных признаков коррозионных сред СНиП 2.03.11-85 и ISO 12944 (таблица 1), а комплексным показателем надежности принят коэффициент готовности, отражающий свойства безотказности и ремонтпригодности [22].

Таблица 1 – Классификационные признаки коррозионных сред

Обозначение степени агрессивности по ДСТУ Б В.2.6-193	Показатель коррозионной стойкости: стали алюминия К, мм/год	Характеристическое значение годовых коррозионных потерь стали С 235, A_n , г/м ² год	Обозначение степени агрессивности по СНиП 2.03.11	Обозначение категории коррозии по ISO 12944-2 A_n , г/м ² год
А1 Неагрессивная (ОА)	до 0,01 до 0,001	до 80	В1 неагрессивная	С1 очень низкая ≤10
				С2 низкая 10 ... 80
А2 Слабоагрессивная (СА)	0,01 ... 0,05 0,001..0,005	80 ... 400	В2 слабоагрессивная	С2 низкая 80 ... 200
				С3 низкая 200 ... 400
А3 Низкоагрессивная (НА)	0,05 ... 0,08 0,005.. 0,008	400 ... 650	В3 среднеагрессивная	С4 высокая 400 ... 650
А4 Высокоагрессивная (ВА)	0,08 ... 0,20 0,008...0,02	650 ... 1500,0		С5-1 промышленная 650 ... 1500 С5-М морская 650 ... 1500
А5 Особо высокоагрессивная (ОВА)	0,20 ... 0,50 0,02.... 0,05	1500 ... 3900,0		–
А6 Сильноагрессивная (СА)	свыше 0,50 свыше 0,05	свыше 3900,0	В4 сильноагрессивная	–

Общие проектные критерии для подтверждения соответствия установленных показателей коррозионной стойкости и долговечности СПЗК представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Обобщенная матрица уровня надежности СПЗК

Обозначение воздействий	Интервальные оценки коэффициента готовности противокоррозионной защиты (K_g) и степень агрессивности воздействий, (K , мм/год)				
	$0 < K_g \leq 0,1$	$0,1 < K_g \leq 0,3$	$0,3 < K_g \leq 0,5$	$0,5 < K_g \leq 0,7$	$0,7 < K_g \leq 1,0$
СА	Слабоагрессивные, $0,01 < K \leq 0,05$				
	KI	ZIV	ZIII	ZII	ZI
НА	Низкоагрессивные, $0,05 < K \leq 0,15$				
	KII	KI	ZIV	ZIII	ZII
ВА	Высокоагрессивные, $0,15 < K \leq 0,30$				
	KIII	KII	KI	ZIV	ZIII
ОВА	Очень высокоагрессивные, $0,30 < K \leq 0,50$				
	KIV	KIII	KII	KI	ZIV
СА	Сильноагрессивные, $K > 0,50$				
	KV	KIV	KIII	KII	KI

Коэффициент готовности стальных конструкций (K_g), характеризующий параметры конструктивных и технологических мер первичной и вторичной защиты по коррозионной стойкости и долговечности, определяется по формуле (1):

$$K_g = \frac{T_{zk} + T_{zn}}{T_{zk} + nT_{zn}}; \quad (1)$$

где T_{zk} – срок службы (год) стальных конструкций по показателю коррозионной стойкости (первичная защита); T_{zn} – расчетный срок службы (год) покрытий с доверительной вероятностью $\gamma=0,95$ по результатам испытаний при отказе по обобщенному показателю защитных свойств (A_z) или критической толщине подпленочной коррозии (h_k , мкм); n – количество ремонтных циклов возобновления противокоррозионной защиты при установленном сроке службы объекта.

В соответствии с представленным подходом, основным показателем агрессивных сред является характеристическое значение годовых коррозионных потерь A_n , г/м²год, условно приведенное к незащищенной поверхности стали класса С 235 (см. таблицу 1).

Расчетные годовые коррозионные потери A (г/м² год) определяют по формуле (2):

$$A = \gamma_{fk} \gamma_{mk} A_n \tau / 8760, \quad (2)$$

где τ – продолжительность воздействия коррозионных компонентов в часах за год; γ_{fk} – коэффициент надежности по воздействиям, зависящий от степени агрессивности и категории размещения конструкций; γ_{mk} – коэффициент надежности по материалу, зависящий от группы коррозионной стойкости строительных сталей.

Статистическое оценивание возможных отклонений характеристик материалов и воздействий в неблагоприятную сторону от их нормативных значений A_n , позволяет обосновать коэффициенты надежности по воздействиям γ_{fk} и материалу γ_{mk} . Выборки экспериментальных данных коррозионной стойкости формируются по результатам выполнения определительных (ускоренных, стендовых или натурных) испытаний в соответствии с требованиями ГОСТ 9.040, ГОСТ 9.401, ГОСТ 6992. Практический пример зонирования коррозионных потерь на примере ряда производственных объектов представлен на рисунке 2.

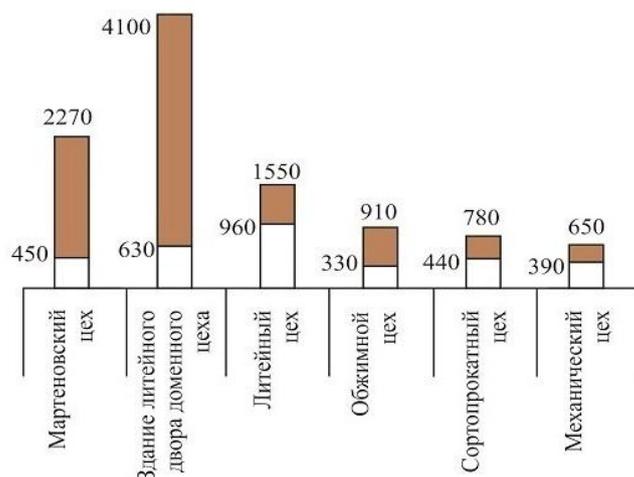


Рисунок 2 – Репрезентативные значения характеристических значений годовых коррозионных потерь (A_n , г/м²) по данным зонирования режима эксплуатации зданий и сооружений металлургического производства

Согласно методике предельных состояний допустимые и недопустимые (запредельные) эксплуатационные характеристики выявляются с использованием определительных параметров коррозионного состояния (ОПКС) конструкций (таблица 3). Категория ответственности устанавливает контрольные нормативы для оценивания предельных параметров коррозионного состояния в расчетах на коррозионную стойкость и

долговечность СПЗК. Переход через предельное состояние соответствует одному из видов отказа по показателям живучести и ремонтпригодности.

Таблица 3 – Определительные параметры коррозионного состояния СПЗК

Шкала стойкости металлов и покрытий				Категория ответственности конструкций	Коэффициенты надежности	
Группа стойкости по ГОСТ 13819	Оценка стойкости, балл	Глубина поражения, мм/год	Класс первичной и вторичной защиты по СНиП 2.03.11-85		Первичной защиты, γ_{zk}	Вторичной защиты, γ_{zn}
Нестойкие (IV)	8	1 – 5	I	C4	От 0,80 до 0,85	От 0,85 до 0,90
	7	0,5 – 1				
Пониженно-стойкие (III)	6	0,1-0,5	II	C3	» 0,85	»0,90
	5	0,05-0,1				
Удовлетворительно стойкие (II)	4	0,01-0,05	III	C2	»0,90	»0,95
	3	0,005-0,01				
Стойкие (I)	2	0,001-0,005	IV	C1	»0,95	»0,99
	1	Менее 0,001				

При постановке задач параметрического проектирования СПЗК используются критерии надежности I уровня при раздельном рассмотрении нагрузок, воздействий и несущей способности. Коэффициент надежности коррозионного состояния (γ_{zf}) устанавливает изменение параметров однородных конструктивных элементов. Формирование расчетных моделей и расчетных ситуаций осуществляется топологическими методами по данным анализа причинно-следственных связей СПЗК. Управление технологической безопасностью выполняется на основе анализа рисков (R_i , балл) и диагностики живучести (T_{kn} , год) с учетом коэффициента обратной связи (ψ_m) негативных внешних воздействий [16]. Таким образом, оценка предельных состояний по признакам коррозионной опасности позволяет формировать меры технологической безопасности, предупреждения экологических и техногенных угроз, снижения экономических рисков, связанных с коррозионным разрушением (таблица 4).

Таблица 4 – Классификация признаков технико-экономической защищенности промышленных объектов

Состояние СПЗК	Класс опасности	Наименование риска	Характеристика потерь	Уровень риска (R_i , балл)	Размер ущерба, МРОТ*
Коррозионная опасность	1	Катастрофичный	Частичное или полное разрушение конструкций и сооружений	9–10	> 72500
	2	Критичный	Потери превышают расчетные суммы валового дохода восстановления объектов	7–8	25000–72500
Коррозионная защищенность	3	Допустимый	Потери не превышают расчетные суммы прибыли при продлении ресурса и технологическом обновлении объектов	5–6	2500 – 25000
	4	Приемлемый	Потери не превышают затрат на поддержание качества в период срока эксплуатации объекта	1–4	< 2500

*МРОТ – минимальный размер оплаты труда

Логическая последовательность мер СТП, регламентирующих действия инженерно-технического персонала на основе анализа рисков коррозионного разрушения конструкций и сооружений, представлена на схеме (рисунок 3).

В контексте требований качества, надежности и безопасности строительных металлоконструкций первостепенное значение приобретает проведение определительных коррозионных и силовых испытаний. Управление проектными решениями включает отработку спецификаций с учетом заданного уровня надежности СПЗК и результатов подтверждения соответствия ОПКС по данным стандартных методов испытаний и измерений [21].

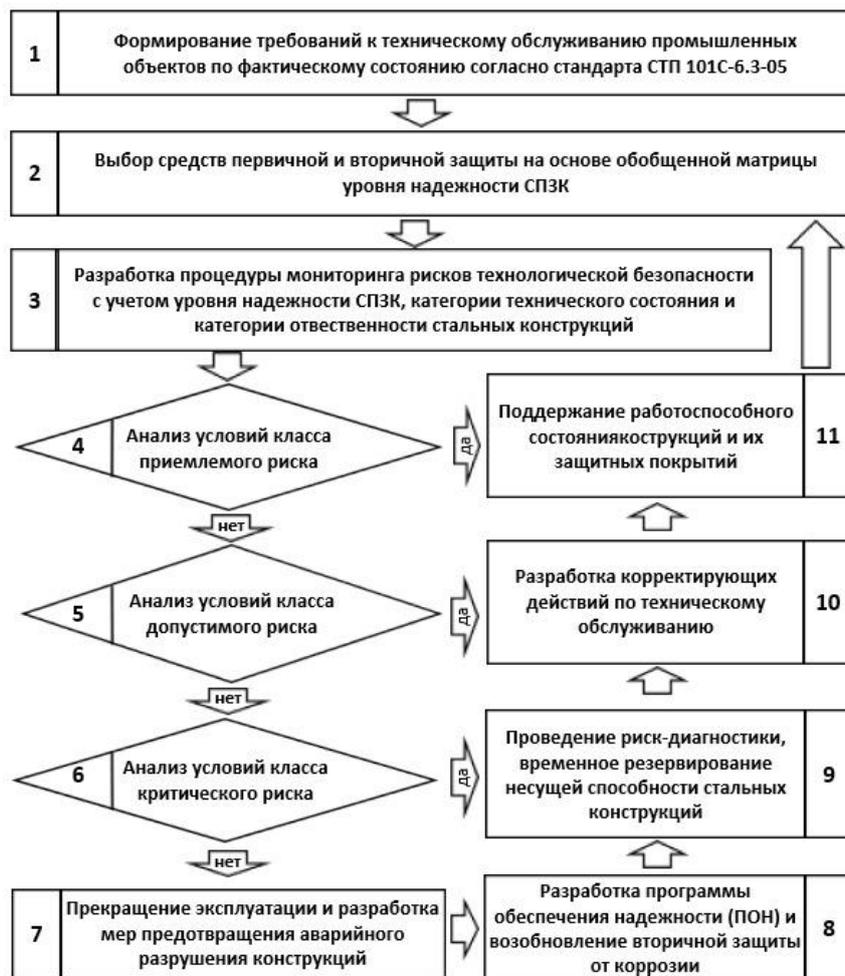


Рисунок 3 – Условия регулирования уровня надежности СПЗК

Результаты исследования и их анализ

По требованиям используемых в Еврокодах, негативные воздействия в условиях старения материалов, коррозии или усталости предлагается учитывать путем надлежащего выбора материалов (EN 1993-1-4 и EN 1993-1-10), или путем конструктивного запаса и выбора соответствующей системы защиты от коррозии. В соответствии с нормами СП 28.1330.2017 прогнозируемый срок службы покрытия устанавливается по результатам ускоренных климатических испытаний образцов покрытий, представляющих собой фрагменты реальных конструкций с покрытиями. Для проектных спецификаций стандарта ISO 12944 установлены интервальные диапазоны срока службы (низкий, средний, высокий и очень высокий), не являющиеся «гарантированной долговечностью» защитных покрытий.

При разработке СТП использованы методические подходы, изложенные в работах [15], позволяющие производить расчетно-экспериментальную оценку долговечности

стальных конструкций и их защитных покрытий по репрезентативным данным ускоренных и силовых испытаний фрагментов конструкций.

Для оценки долговечности произведена оценка несущей способности путем сопоставления расчетной нагрузки с контрольной разрушающей нагрузкой на примере стальных пространственно-стержневых конструкций (рисунок 4).

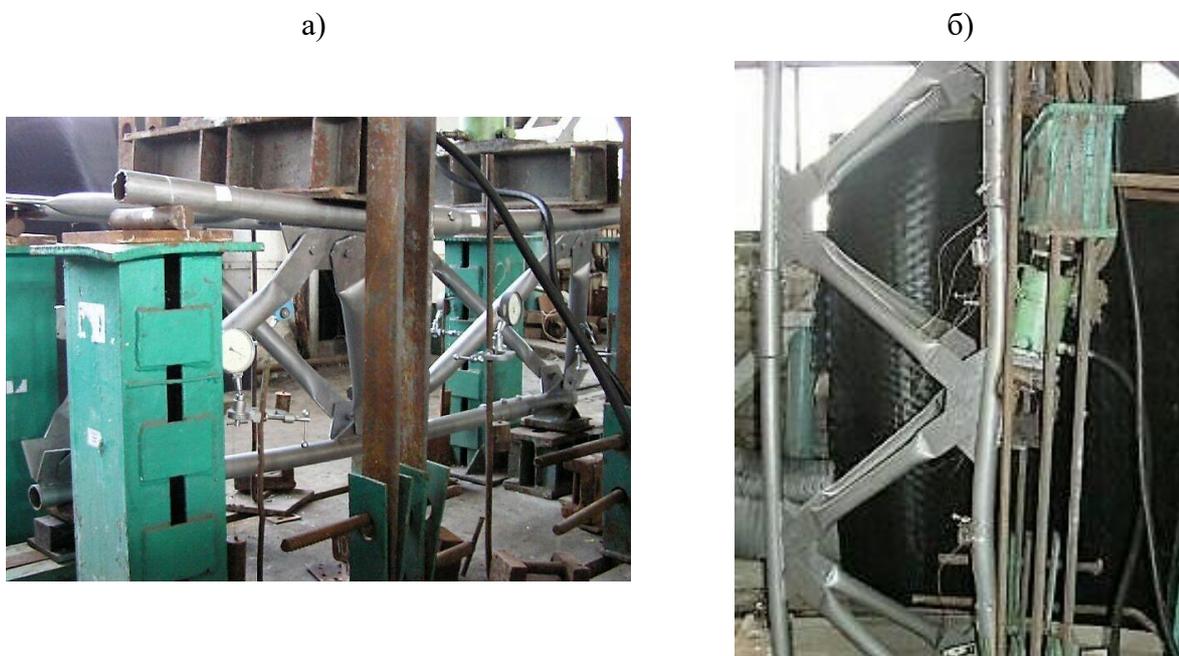


Рисунок 4 – Определительные испытания пространственно-стержневых конструкций:
а) ферма-балка; б) стойка

Для фермы-балки (см. рисунок 4 а) установлена предельная нагрузка пространственно-стержневой балочной конструкции ($N=70$ кН), связанная с потерей местной устойчивости опорного раскоса при отношении резерва надежности $\Gamma=1,40$. Отказ пространственно-стержневой стойки при внецентренном нагружении ($N=240$ кН) вызван потерей общей устойчивости пояса при отношении резерва надежности $\Gamma=1,33$ [24].

Параметры напряженно-деформированного состояния в расчетах на коррозионную стойкость и долговечность представлены зависимостями:

I предельное состояние (3), (4):

$$A_f = (1 - \gamma_{zk})mt; \quad (3)$$

$$N/\gamma_{zk} \leq \Phi; \quad (4)$$

II предельное состояние (5), (6):

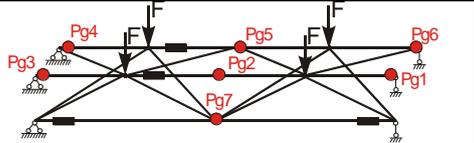
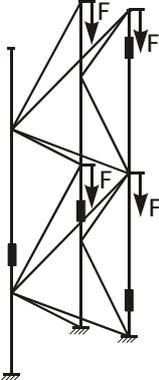
$$T_{zk} = \sqrt[3]{A_f / \gamma_{fk} A_n}; \quad (5)$$

$$T_{zn} = \sqrt[3]{\gamma_{zn} K_p / A_n}; \quad (6)$$

где Φ – предельное усилие, кН; N – наибольшее расчетное усилие, кН; A_f – заданная фиктивная коррозионная нагрузка, г/год/м²; A_n – характеристическое значение коррозионных потерь, г/(м² год); c – коэффициент кинетики коррозионного износа, принимаемый с учетом группы коррозионной стойкости стали; $m=7,85 \cdot 10^4$ – переводной коэффициент коррозионных потерь, г/см³; t – приведенная толщина сечения элемента; K_p – контрольный норматив отказа системы защитного покрытия по результатам испытаний (г/м²).

Расчет долговечности конструкций и их защитных покрытий (таблица 5) связан с установлением уровня надежности (см. таблицу 2), что предполагает определение коэффициента готовности (K_g).

Таблица 5 –Определение долговечности с учетом мер первичной и вторичной защиты

No п/п	Расположение конструкции (прогибомеров) при испытании	Параметры отказа конструкции			A_n , г/м ²	Коэффициент надежности		T_{zk} , год
		N, кН	Ф, кН	Г		Первичной защиты, γ_{zk}	Вторичной защиты, γ_{zn}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		50	70	1,40	2150	0,95	0,92	50
2		180	240	1,33				52,5

Преимуществом расчетно-аналитического обоснования требований долговечности к выбору защитных покрытий является возможность задания контрольного норматива (K_p , г/м²) в зависимости от уровня коррозионной опасности (KI – KV) или защищенности (ZI – ZIV) строительного объекта. Таким образом, показатели качества, надежности и безопасности СПЗК получают подтверждение соответствия на основе ускоренных или стендовых испытаний фрагментов конструкций и их защитных покрытий по условиям ОПКС (см. таблицы 1 – 4). Более подробно разработанная методика в части оценивания эксплуатационной пригодности и долговечности защитных покрытий на основе контроля коэффициента надежности (γ_{zn}), степени агрессивности (A_n , г/м²) и контрольного норматива отказа системы защитного покрытия (K_p , г/м²) с учетом требований определительных (ускоренных по ГОСТ 9.401, стендовых по ГОСТ 6992) испытаний представлена в работе [21]. В целом, положения СТП по регулированию уровня надежности СПЗК обеспечивают технико-экономическое обоснование коррозионной защищенности и технологической безопасности конструкций и сооружений промышленных объектов. Дифференциация надежности по признакам коррозионного состояния позволяет выполнять систематизацию данных коррозионной стойкости, долговечности и живучести для анализа и обоснования рациональных решений продления ресурса стальных конструкций при эксплуатации и реконструкции промышленных объектов.

Выводы

1. Важность и актуальность проблемы предотвращения коррозионного разрушения стальных конструкций не требует всестороннего анализа, так как эти задачи рассматриваются как приоритетное направление устойчивого развития всех промышленно развитых стран. Коррозия связана с последствиями значительного ущерба от природных и техногенных аварий и катастроф. Вместе с этим, не меньший урон приносит недостаточная осведомленность и отсутствие действенных механизмов технико-экономической защиты конструкций и сооружений, что вызывает нерациональное использование материальных и финансовых ресурсов.

2. В результате исследований предложена методика расчетно-экспериментальной оценки коррозионной защищенности, основанная на параметризации определяющих признаков коррозионного состояния (см. таблицы 1 – 4) для регулирования уровня надежности первичной и вторичной защиты от коррозии. Процессный подход предполагает задание уровня надежности, выбор категорий ответственности и расчетных показателей СПЗК, технико-экономическое обоснование эксплуатационных рисков, оценку индексов эффективности развития средств и методов противокоррозионной защиты стальных конструкций. Методика реализована при разработке стандарта предприятия СТП 101С-6.3-05 для обеспечения технологической безопасности конструкций, зданий и сооружений горно-металлургического комплекса компании «Донецксталь».

3. Дифференциация уровней надежности СПЗК произведена на основе положений метода предельных состояний путем построения структуры частных коэффициентов, устраняющих неопределенность расчетных моделей и ситуаций при численном моделировании факторов коррозионных воздействий, параметров конструктивной и технологической безопасности на протяжении жизненного цикла конструкций. В качестве комплексного показателя надежности использован коэффициент готовности (K_g), включающий требования по безотказности и ремонтпригодности.

4. Выполнена экспериментальная оценка несущей способности на примере определительных испытаний пространственно-стержневых конструкций. Выявленные отказы элементов фермы-балки и стойки, связанные с потерей местной и общей устойчивости поясов, позволили произвести расчет отношения резерва надежности (Γ) и определить долговечность первичной защиты (T_{zk}) конструкций. При этом варьирование сроком службы (T_{zn}) при выборе вторичной защиты, создает возможность регулирования уровня коррозионной опасности ($KI - KV$) или защищенности ($ZI - ZIV$) строительного объекта (см. таблицу 2). Таким образом, получают развитие принципы функционального и временного резервирования долговечности и живучести стальных конструкций в условиях коррозионных воздействий.

5. Представленная практика использования стандарта предприятия СТП 101С-6.3-05, в части параметризации коррозионной защищенности стальных конструкций, является важным шагом цифровой трансформации методов управления рисками при эксплуатации и реконструкции гражданских и промышленных объектов. Устранение неопределенности показателей коррозионного состояния конструкций позволит усовершенствовать правовую, координирующую, контрольную и инвестиционно-технологическую составляющую, сбалансировав интересы государства, эффективных собственников, производственного менеджмента в сфере стального строительства и общества. Расширению осведомленности в вопросах управления коррозионной защищенности может способствовать деятельность научно-образовательного центра (НОЦ) «Техноресурс», созданного в Приазовском государственном техническом университете в 2014 г. и испытательной лаборатории «Антикор-Дон», аккредитованной по стандарту ISO/IEC 17025.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Стрелецкий Н.С. Избранные труды. Москва: Стройиздат, 1975. 422 с.
2. Mrázik A. Teória sporahlivosti ocerových konštrukcií. Sloven. akad. vied. Úst. stavebníctva a architektúry SAV. Bratislava: VEDA, 1987. 360 p.
3. Meinen N.E., Steenbergen R.D.J.M. Reliability levels obtained by Eurocode partial factor design – A discussion on current and future reliability levels // HERON. 2018. Vol. 63. No. 3. Pp. 243-302. URL:<https://heronjournal.nl/63-3/63-3.ht>
4. Pichugin S.F. Reliability estimation of industrial building structures // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 83(7). Pp. 24-37. doi:10.18720/MCE.83.3.
5. Solovyev S.A., Solovyeva A.A. Structural reliability analysis using evidence theory and fuzzy probability distributions // Magazine of Civil Engineering. 2021. No. 107(7). Article No. 10704. doi:10.34910/MCE.107.4.
6. Mammedov K.A., Hamidova N.S., Huseynova U.K. Diagnosis of the corrosion state of hydraulic structures in the Caspian Sea in order to prevent environmental damage // Bulletin of National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan. 2020. Vol. 3. No. 385. Pp. 111-118. URL:<https://doi.org/10.32014/2020.2518-1467.76>
7. Zajec B. et al. Corrosion Monitoring of Steel Structure Coating Degradation // Materials Science. Tehnički Vjesnik [Technical Gazette]. 2018. No. 25(5). Pp. 1348-1355. doi:10.17559/GV-20170206004112.
8. Лапидус А.А., Топчий Д.В. Организация работ по обследованию зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 3. С. 12-15. doi:10.33622/0869-7019.2023.03.12-15.
9. Travush V.I., Fedorova N.V. Survivability of structural systems of buildings with special effects // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 81(5). Pp. 73-80. doi:10.18720/MCE.81.8.
10. Андросова Н.Б., Колчунов В.И. Живучесть каркасно-стержневого железобетонного здания при аварийном воздействии // Строительство и реконструкция. 2021. № 5. С. 40-50. URL:<https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-97-5-40-50>
11. David J. Smith. Reliability, Maintainability and Risk: Practical Methods for Engineers. Butterworth-Heinemann, 2021. 516 p. URL:https://www.amazon.com/Reliability-Maintainability-Risk-Practical-Engineers/dp/0323912613/ref=sr_1_8?crid=3I3X9NODGOAI&keywords=economic+risks+industrial+facilities&qid=1676202320&s=books&sprefix=economic+risks+industrial+facilities%2Cstripbooks-intl-sh
12. Alekseytsev A.V., Gaile L., Drukis P. Optimization of steel beam structures for frame buildings subject to their safety requirements // Magazine of Civil Engineering. 2019. No. 91(7). Pp. 3-15. doi:10.18720/MCE.91.1.
13. Горохов Е.В. [и др.]. Долговечность стальных конструкций в условиях реконструкции. Москва: Стройиздат, 1994. 488 с.
14. Di Sarno L., Majidian A., Karagiannakis G. The Effect of Atmospheric Corrosion on Steel Structures: A State-of-the-Art and Case-Study // Buildings. 2021. No. 11(12):571. URL:doi.org/10.3390/buildings11120571.
15. Федотов С.Д., Улыбин А.В., Шабров Н.Н. О методике определения коррозионного износа стальных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2013. № 1. С. 12-20. doi:10.5862/MCE.36.2.
16. Королёв В.П. Методический подход к обеспечению работоспособности металлоконструкций в условиях коррозионной опасности // Строительство и реконструкция. 2019. № 4(84). С. 70-82. doi:10.33979/2073-7416-2019-84-4-70-82.
17. Mohan Dr.S. J., Chitra R., Thendral S. Limit State Method of Design for Steel Structures // International Journal of Pure and Applied Mathematics. 2018. Vol. 119. No. 12. Pp. 9169-9181.
18. Zolina T.V., Sadchikov P.N. Residual resource of a one-storey steel frame industrial building constructed with bridge cranes // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 84 (8). Pp. 150-161. doi:10.18720/MCE.84.15.
19. Туснин А.Р., Бергер М.П. Зависимость коэффициента динамичности от жесткости ферм при разных видах локальных разрушений // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. Вып. 2. С. 202–217. doi:10.22227/1997-0935.2023.2.202-217.
20. Топчий Д.В. Перспективы развития системы образования специалистов строительного контроля // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 3. С. 4-11. doi:10.33622/0869-7019.2023.03.04-11.
21. Королёв В.П., Герман Г.А. Формирование проектных требований на основе управления коррозионной защищенностью стальных конструкций // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 4. С. 518–532. doi:10.22227/1997-0935.2020.4.518-532.
22. Королёв В.П., Рыженков А.А., Королёв П.В. Эволюция концептуальных подходов к управлению коррозионной защищенностью стальных конструкций и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 8. С. 32-40. doi:10.33622/0869-7019.2022.08.32-40.
23. Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. Москва: Стройиздат, 1979. 319 с.
24. Шимановский А.В. [и др.]. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений. Киев: Сталь, 2008. 463 с.
25. MacGinley T.J. Steel Structures. Practical design studies. London and New York: E&FN SPON, 1998. 184 p.

26. AISC 325-17: Steel Construction Manual // American Institute of Steel Construction. 15th Edition. 2017. 2324 p. URL:<https://www.casresource.com/product/aisc-325-17-steel-construction-manual-fifteenth-edition/>
27. Shopov A. Theoretical-Computation Conception for Forecasting on Corrosion Influence into Steel Elements at Sustainable Development // International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE). 2019. Vol. 8. Issue 8. June. Pp. 2253-2261. URL:<https://www.ijitee.org/wp-content/uploads/papers/v8i8/H7152068819.pdf>

REFERENCES

1. Streleckij N.S. Izbrannye Trudy [Selected works]. Moscow: Strojizdat, 1975. 422 p.
2. Mrázik A. Teória sporahlivosti ocerových konštrukcií. Sloven. akad. vied. Úst. stavebníctva a architektúry SAV. Bratislava: VEDA, 1987. 360 p.
3. Meinen N.E., Steenbergen R.D.J.M. Reliability levels obtained by Eurocode partial factor design – A discussion on current and future reliability levels. *HERON*. 2018. Vol. 63. No 3. Pp. 243-302. URL:<https://heronjournal.nl/63-3/63-3.ht>
4. Pichugin S.F. Reliability estimation of industrial building structures. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No 83(7). Pp. 24-37. doi:10.18720/MCE.83.3.
5. Solovyev S.A., Solovyeva A.A. Structural reliability analysis using evidence theory and fuzzy probability distributions. *Magazine of Civil Engineering*. 2021. No 107(7). Article No 10704. doi:10.34910/MCE.107.4.
6. Mammedov K.A., Hamidova N.S., Huseynova U.K. Diagnosis of the corrosion state of hydraulic structures in the Caspian Sea in order to prevent environmental damage. *Bulletin of National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan*. 2020. Vol. 3. No 385. Pp. 111-118. URL:<https://doi.org/10.32014/2020.2518-1467.76>
7. Zajec B. et al. Corrosion Monitoring of Steel Structure Coating Degradation. *Materials Science. Tehnički Vjesnik [Technical Gazette]*. 2018. No 25, 5. Pp. 1348-1355. doi:10.17559/TV-20170206004112.
8. Lapidus A. A., Topchiy D. V. Organizaciya rabot po obsledovaniyu zdaniy i sooruzhenij [Organization of Works on Inspection of Buildings and Structures]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]*. 2023. No 3. Pp. 12-15. (In Russian). doi:10.33622/0869-7019.2023.03.12-15.
9. Travush V.I., Fedorova N.V. Survivability of structural systems of buildings with special effects. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No 81(5). Pp. 73–80. doi:10.18720/MCE.81.8.
10. Androsova N.B., Kolchunov V.I. Zhivuchest' karkasno-sterzhneвого zhelezobetonного zdaniya pri avariynom vozdeystvii [Survivability of the frame-rod reinforced concrete building framework in accidental action]. *Stroitel'stvo rekonstrukciya [Building and Reconstruction]*. 2021. No 5. Pp. 40-50. URL:<https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-97-5-40-50>.
11. David J. Smith. Reliability, Maintainability and Risk: Practical Methods for Engineers. Butterworth-Heinemann, 2021. 516 p. URL:https://www.amazon.com/Reliability-Maintainability-Risk-Practical-Engineers/dp/0323912613/ref=sr_1_8?crd=3I3X9NQDEGOAI&keywords=economic+risks+industrial+facilities&qid=1676202320&s=books&sprefix=economic+risks+industrial+facilities%2Cstripbooks-intl-sh
12. Alekseytsev A.V., Gaile L., Drukis P. Optimization of steel beam structures for frame buildings subject to their safety requirements. *Magazine of Civil Engineering*. 2019. No 91(7). Pp. 3-15. doi:10.18720/MCE.91.1.
13. Gorokhov E.V. [at al]. Dolgovechnost' stal'nykh konstrukcij v usloviyah rekonstrukcii. [Durability of steel structures under reconstruction conditions]. Moscow: Strojizdat, 1992. 488 p.
14. Di Sarno L., Majidian A., Karagiannakis G. The Effect of Atmospheric Corrosion on Steel Structures: A State-of-the-Art and Case-Study. *Buildings*. 2021. No 11(12). P. 571. URL: <https://doi.org/10.3390/buildings11120571>
15. Fedotov S.D., Ulybin A.V., Shabrov N.N. O metodike opredeleniya korrozionnogo iznosa stal'nykh konstrukcij [The methodology of determining the corrosion of steel structures]. *Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal [Magazine of Civil Engineering]*. 2013. No 1. Pp. 12-20. doi:10.5862/MCE.36.2.
16. Korolov V.P. Metodicheskij podhod k obespecheniyu rabotosposobnosti metallokonstrukcij v usloviyah korrozionnoj opasnosti [Methodological approach to ensuring the serviceability of metal structures under corrosion hazard conditions]. *Stroitel'stvo i Rekonstrukciya [Building and Reconstruction]*. 2019. No 4 (84). Pp. 70-82. doi:10.33979 / 2073-7416-2019-84-4-70-82.
17. Mohan Dr. S. J., Chitra R., Thendral S. Limit State Method of Design for Steel Structures. *International Journal of Pure and Applied Mathematics*. 2018. Vol. 119. No 12. Pp. 9169-9181.
18. Zolina T.V., Sadchikov P.N. Residual resource of a one-storey steel frame industrial building constructed with bridge cranes. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No 84(8). Pp. 150-161. doi:10.18720/MCE.84.15.
19. Tusnin A.R., Berger M.P. Zavisimost' koefficienta dinamichnosti ot zhestkosti ferm pri raznykh vidah lokal'nyh razrushenij [Dependence of the dynamic coefficient on rigidity of trusses in case of versatile local failures]. *Vestnik MGSU [Vestnik MGSU]*. 2023. No 18(2):202-217. doi:10.22227/1997-0935.2023.2.202-217.
20. Topchiy D. V. Perspektivy razvitiya sistemy obrazovaniya specialistov stroitel'nogo kontrolya [Prospects for the Development of the Education System for Construction Control Specialists]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]*. 2023. No 3. Pp. 4-11. doi:10.33622/0869-7019.2023.03.04-11.

21. Korolov V.P., German G.A. Formirovanie proektnyh trebovanij na osnove upravleniya korrozionnoj zashchishchennost'yu stal'nyh konstrukcij [Formation of design requirements based on the management of structural steel corrosion protectability]. *Vestnik MGSU [Vestnik MGSU]*. 2020. Vol. 15. No 4. Pp. 518-532. doi:10.22227/1997-0935.2020.4.518-532.
22. Korolov V.P., Ryzhenkov A.A., Korolov P.V. Evolyuciya konceptual'nyh podhodov k upravleniyu korrozionnoj zashchishchennost'yu stal'nyh konstrukcij i sooruzhenij [Evolution of Conceptual Approaches of Management of Corrosion Protection of Steel Structures and Facilities]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo [Industrial and civil Engineering]*. 2022. No 8. Pp. 32 – 40. doi:10.33622/0869-7019.2022.08.32-40
23. Likhtarnikov Ya.M. Variantnoye proyektirovaniye i optimizatsiya stalnykh konstruksiy [Trial design and optimization of structural steel]. Moscow: Stroyizdat, 1979. 319 p.
24. Shimanovsky A.V. [at al]. Tekhnicheskaya diagnostika i preduprezhdenie avariynyh situacij konstrukcij zdaniy i sooruzhenij [Technical diagnostics and prevention of accident cases for buildings and installations]. Kiev: Stal' [Steel], 2008. 462 p.
25. MacGinley T.J. Steel Structures. Practical design studies. London and New York: E&FN SPON, 1998. 184 p.
26. AISC 325-17: Steel Construction Manual. *American Institute of Steel Construction*. 15th Edition. 2017. 2324 p. URL:<https://www.casresource.com/product/aisc-325-17-steel-construction-manual-fifteenth-edition/>
27. Shopov A. Theoretical-Computation Conception for Forecasting on Corrosion Influence into Steel Elements at Sustainable Development *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE)*. 2019. Vol. 8. Issue 8. June. Pp. 2253-2261. URL:<https://www.ijitee.org/wp-content/uploads/papers/v8i8/H7152068819.pdf>

Информация об авторах:

Королёв Владимир Петрович

ФГБОУ ВО «Приазовский государственный технический университет», г. Мариуполь, Россия, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры «Строительство, архитектура и дизайн». E-mail: korolyovskif@yandex.ru

Кущенко Игорь Владимирович

ФГБОУ ВО «Приазовский государственный технический университет», г. Мариуполь, Россия, кандидат технических наук, и.о. ректора Приазовского государственного технического университета. E-mail: kigorvlad@yandex.ru

Бочарова Елена Анатольевна

ФГБОУ ВО «Приазовский государственный технический университет», г. Мариуполь, Россия, старший преподаватель кафедры «Строительство, архитектура и дизайн». E-mail: elena270915v@yandex.ru

Information about authors:

Korolov Vladimir P.

Priazovsky State Technical University, Mariupol, Russia, doctor in technical sciences, professor, professor of department of Civil Engineering, Architecture and Design. E-mail: korolyovskif@yandex.ru

Kushchenko Igor V.

Priazovsky State Technical University, Mariupol, Russia, candidate in technical sciences, acting rector of Priazovsky State Technical University. E-mail: kigorvlad@yandex.ru

Bocharova Elena An.

Priazovsky State Technical University, Mariupol, Russia, senior lecturer of department of Civil Engineering, Architecture and Design. E-mail: elena270915v@yandex.ru

А.Л. КРИШАН¹, В.И. РИМШИН², М.А. АСТАФЬЕВА¹, А.А. СТУПАК¹, С.М. АНПИЛОВ³

¹Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова (МГТУ им. Г.И. Носова), г. Магнитогорск, Россия

²Московский государственный строительный университет (МГСУ), г. Москва, Россия

³Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (НГАСУ), г. Новосибирск, Россия

УЧЕТ ГИБКОСТИ ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОНН КВАДРАТНОГО СЕЧЕНИЯ

Аннотация. В данной работе рассмотрена методика расчета несущей способности центрально сжатых трубобетонных колонн квадратного сечения. Методика основана на использовании нелинейной деформационной модели железобетона. Принятые диаграммы деформирования бетонного ядра и стальной трубы учитывают их сложное напряженное состояние. Предложенная методика учитывает переменную жесткость разных сечений по высоте сжатого стержня при оценке влияния его гибкости. Предельная нагрузка, соответствующая потере прочности или устойчивости элемента, определяется по одной методике с использованием одних и тех же формул. В результате чего отпадает необходимость в отдельной формуле для расчета критической силы. Дальнейшее сопоставление теоретических и опытных данных свидетельствует о приемлемости предложенной методики расчета для проектной практики.

Ключевые слова: трубобетонная колонна квадратного сечения, сжатие, гибкость, деформационная модель, несущая способность.

A.L. KRISHAN¹, V.I. RIMSHIN², M.A. ASTAFYEVA¹, A.A. STUPAK¹, S.M. ANPILOV³

¹Magnitogorsk State Technical University named after G.I. Nosov, Magnitogorsk, Russia

²Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia

³Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, Novosibirsk, Russia

TAKING INTO ACCOUNT FLEXIBILITY WHEN CALCULATING THE STRENGTH OF CENTRALLY COMPRESSED SQUARE-SECTION TUBULAR CONCRETE COLUMNS

Abstract. The method of calculating the load-bearing capacity of centrally compressed tubular concrete columns of square section is considered. The technique is based on the use of a nonlinear deformation model of reinforced concrete. Accepted deformation diagrams of concrete core and steel pipe take into account their complex stress state. The proposed method takes into account the variable stiffness of different sections in height of the compressed rod when assessing the effect of its flexibility. The maximum load corresponding to the loss of strength or stability of the element is determined by the same method using the same formulas. As a result, there is no need for a separate formula for calculating the critical force. A comparison of theoretical and experimental data indicates the acceptability of the proposed calculation methodology for project practice.

Keywords: tubular concrete column of square section, compression, flexibility, deformation model, bearing capacity.

Введение

Трубобетонные колонны (ТБК) получают все большее применение в зарубежной практике строительства благодаря существенным положительным качествам [1-7], таким как высокопрочность, экономичность, безопасность в эксплуатации. Причем широко используются ТБК не только круглого, но и квадратного сечения [8-14].

Расчет прочности ТБК квадратного сечения – непростая задача. Во-первых, при ее решении необходимо учитывать сложное напряженное состояние бетонного ядра и стальной трубы. Другая проблема состоит в адекватном учете гибкости при определении прочности [15-19]. Действующие в РФ нормы (СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» предписывают учет гибкости таких конструкций выполнять по аналогии с железобетонными элементами. Такой подход применительно к ТБК является ошибочным по следующей причине. Прочность сжатых железобетонных конструкций при увеличении их гибкости уменьшается за счет роста изгибающего момента в сечении, получающем максимальный прогиб. При сжатии ТБК эта закономерность тоже проявляется. Но здесь, одновременно с ростом изгибающего момента, происходит и снижение прочности объемно сжатого бетона. Следовательно, отрицательное влияние гибкости на прочность должно проявляться сильнее.

В данной работе предлагается новая методика учета гибкости при расчете прочности ТБК.

Модели и методы

Задача расчета прочности ТБК квадратного сечения с учетом гибкости решается на основании деформационной модели с учетом геометрической и физической нелинейности. Известно, что деформационный расчет базируется на диаграммах состояния материалов. Для ТБК в начале расчета отсутствуют диаграммы деформирования бетонного ядра и стальной трубы. Параметры этих диаграмм во многом зависят от возникающего в бетоне бокового давления со стороны стальной трубы, которое следует определять расчетом.

В этой связи расчет прочности ТБК предлагается решать в два этапа.

Первый этап расчета

Задачей первого этапа является построение диаграмм деформирования бетонного ядра и стальной трубы. Здесь рассматривается напряженно-деформированное состояние короткой центрально сжатой ТБК при пошаговом наращивании осевых деформаций.

До осевых деформаций бетонного ядра и стальной трубы $\varepsilon_{bz0} = \varepsilon_{pz0} = \sigma_y / E_p$ (σ_y и E_p – предел текучести и модуль упругости трубы) боковое давление на бетонное ядро σ_{br} принимается равным нулю. При дальнейшем росте деформаций, вплоть до деформаций в вершине бетонного ядра ε_{boo} , боковое давление принимается изменяющимся согласно следующей закономерности:

$$\sigma_{br} = \frac{\varepsilon_{bz} - \varepsilon_{bz0}}{\varepsilon_{boo} - \varepsilon_{bz0}} \sigma_{bru},$$

в которой σ_{bru} – предельная величина бокового давления; ε_{boo} – деформация бетона при достижении его прочности; ε_{bz} – текущая деформация ядра.

При $\varepsilon_{bz0} \geq \varepsilon_{boo}$, $\sigma_{br} = \sigma_{bru}$.

Вид диаграммы деформирования бетонного ядра принимается криволинейным.

Аналитическая связь между напряжениями σ_{bz} и деформациями ε_{bz} согласно предложению [20] принимается в следующем виде:

$$\sigma_{bz} = \frac{k_1 x + (k_2 - 1)x^2}{1 + (k_1 - 2)x + k_2 x^2} R_{bm}, \quad \text{при } x \leq l \quad (1)$$

$$\sigma_{bz} = \frac{x}{\alpha_1 (x - 1)^2} R_{bm}, \quad \text{при } x > l$$

где R_{bm} – осредненная прочность бетонного ядра; $x = \varepsilon_{bz} / \varepsilon_{b00}$; $k_1 = \varepsilon_{b00} E_b / R_b$; $k_2 = 1,66(k_1 - 1)^2$; $\alpha_1 = 0,15$.

Значение коэффициента $\alpha_1 = 0,15$ для ниспадающей ветви диаграммы принято с учетом объемного сжатия бетона. Для установления связи « $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ » деформации ε_{bz} наращиваются пошагово, начиная с нуля. На i -ом шаге при деформациях $\varepsilon_{bzi} \leq \varepsilon_{bz0}$ соответствующие напряжения σ_{bzi} рассчитывают по формуле (1) при прочности бетона $R_{bm} = R_b$. При деформациях $\varepsilon_{bzi} > \varepsilon_{bz0}$ на каждом шаге будем иметь свою величину бокового давления на бетон σ_{bri} . Величина σ_{bri} оказывает непосредственное влияние на координаты вершины диаграммы деформирования бетонного ядра. Значения R_{bmi} и ε_{b00i} вычисляются по формулам, полученным в работе [21]. Напряжения σ_{bzi} вычисляются по формуле (1). В результате создается массив числовых данных $\{\varepsilon_{bzi}\} - \{\sigma_{bri}\} - \{\sigma_{bzi}\}$, необходимых для второго этапа расчета.

Для стальной трубы принимается двухлинейная диаграмма, связывающая интенсивность напряжений с интенсивностью деформаций « $\sigma_{pi} - \varepsilon_{pi}$ » показанная на рисунке 1. Ее построение основывается на гипотезе А. Илюшина, приведенной в работе [21]. Наклонный участок диаграммы (при деформациях $\varepsilon_{pz} = \varepsilon_{bz} \leq \varepsilon_{pz0} = \sigma_y / E_p$) соответствует условиям одноосного сжатия. В таких условиях $\sigma_{pz} = \varepsilon_{pz} E_p$. Горизонтальный участок зависимости « $\sigma_{pi} - \varepsilon_{pi}$ » соответствует плоскому напряженному состоянию «сжатие-растяжение». Принято, что на этом участке сжимающие напряжения в осевом направлении σ_{pz} и растягивающие в поперечном направлении вдоль стенки трубы $\sigma_{p\tau}$ связаны между собой зависимостью Генки-Мизеса. Радиальными напряжениями, ввиду их малости, пренебрегают.

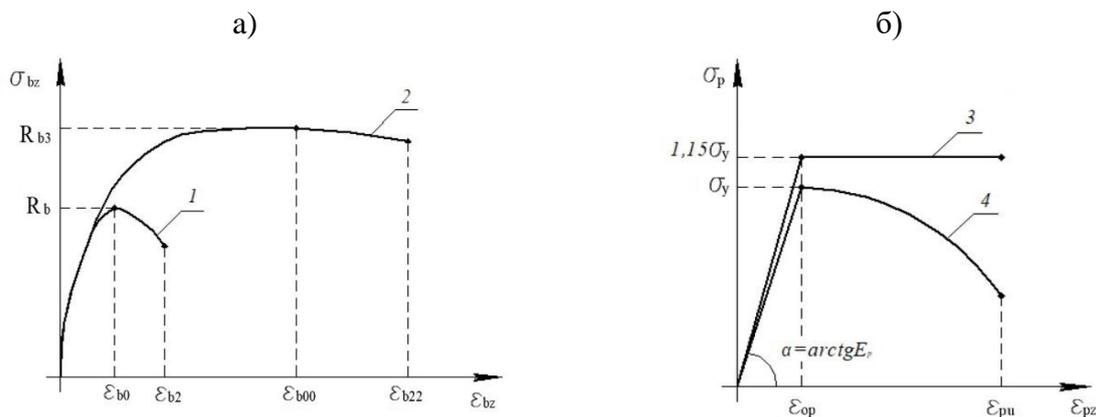


Рисунок 1 - Диаграммы деформирования бетона (а) и стали (б):

1 – бетон при одноосном сжатии; 2 – то же при трёхосном сжатии; 3 – зависимость интенсивности напряжений от интенсивности деформаций стали; 4 – зависимость осевых напряжений от осевых деформаций при плоском напряжённом состоянии стали

При деформациях $\varepsilon_{pzi} > \varepsilon_{pz0}$ боковое давление $0 < \sigma_{bri} \leq \sigma_{bru}$. С ростом σ_{bri} растягивающее напряжение σ_{pzi} по модулю также увеличивается, а осевое сжимающее напряжение σ_{pzi} - снижается. При пошаговом наращивании $\varepsilon_{pzi} = \varepsilon_{czi}$ в результате можно получить массив числовых данных $\{\varepsilon_{pzi}\} - \{\sigma_{pzi}\}$, который используется на втором этапа расчета.

Второй этап расчета

С использованием данных, полученных на первом этапе, выполняется деформационный расчет несущей способности сжатого элемента. Расчет выполняется с учетом случайного эксцентриситета и заданной гибкости сжатого стержня.

Предлагаемая методика расчета основывается на следующих предпосылках и допущениях:

- ТБК рассматривается как сжато-изогнутый стержень с расчетной длиной l , к которому со случайным эксцентриситетом e_a приложена продольная сила N (рисунок 2 а);
- влияние продольного изгиба учитывается посредством увеличения эксцентриситета продольной силы на величину прогиба стержня f в расчётном сечении;
- вследствие малости прогибов продольная сила считается по длине колонны постоянной, нормальной к поперечному сечению;
- бетон и сталь рассматриваются как нелинейно деформирующиеся материалы, находящиеся в условиях сложного напряженного состояния;
- диаграммы деформирования бетонного ядра и стальной трубы-оболочки, построенные для центрально сжатой колонны, принимаются неизменными при учете изгиба и случайного эксцентриситета.

Алгоритм деформационного расчёта укрупнённо может быть представлен следующим образом:

- пошагово увеличивают относительную деформацию укорочения $\varepsilon_{bz,max}$ наиболее сжатого волокна нормального сечения с максимальным прогибом;
- для каждого шага строят эпюру относительных деформаций поперечного сечения, удовлетворяющую условиям равновесия [21];
- с учетом полученной эпюры деформаций определяют приближенное значение максимального прогиба стержня f , соответствующее значение сжимающего продольного усилия N и изгибающего момента $M = N(e_a + f)$;
- определяют горизонтальное смещение оси стержня y в назначенных промежуточных сечениях по высоте элемента, изгибающие моменты в этих сечениях $M = N(e_a + y)$ и строят эпюры относительных деформаций этих сечений, удовлетворяющих условиям равновесия (рисунок 2 б). При этом обеспечивают условие $N = const$ по всей высоте элемента;
- рассчитывают кривизны всех рассматриваемых сечений, уточняют прогиб и продольное усилие N ;
- строят зависимость « $N - \varepsilon_{pz,max}$ » и определяют максимальное значение продольного усилия N_u , соответствующее несущей способности стержня.

Прогиб сжатого стержня рассчитывается методом последовательных приближений. В первом приближении значение прогиба определяют в зависимости от кривизны нормального сечения с максимальным прогибом. Например, для внецентренно загруженного стержня с шарнирными опорами (см. рисунок 2 а) рассматривается кривизна в средней части стержня

$\frac{1}{r_{max}}$ (сечение 3) при $z=l/2$. Учитывая выражение для определения кривизны стержня при

продольном изгибе $\frac{1}{r} = \frac{d^2 y}{dz^2}$ и известную приближенную зависимость $y = f \sin\left(\frac{\pi z}{l}\right)$, получаем следующую формулу

$$\frac{1}{r_{\max}} = \frac{\pi^2}{l^2}.$$

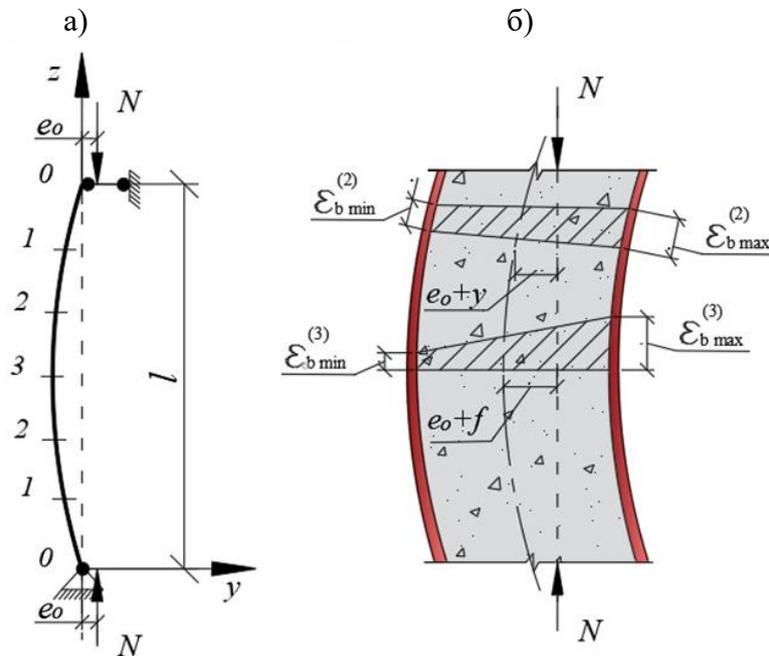


Рисунок 2 - Расчетные схемы:

- а) схема деформирования стержня с шарнирными опорами;
 б) эпюры относительных деформаций бетона в сечениях 2 и 3

С другой стороны, кривизна стержня геометрически связана с наклоном эпюры относительных деформаций в его нормальном сечении

$$\frac{1}{r_{\max}} = \frac{\varepsilon_{bz, \max}}{x}, \quad (2)$$

где x – высота сжатой зоны сечения.

Тогда формула для приближенного значения прогиба имеет следующий вид:

$$f = \frac{l^2}{\pi^2} \frac{\varepsilon_{bz, \max}}{x}.$$

Полученное значение прогиба является завышенным. При его определении не учтен тот факт, что жёсткости различных сечений по высоте сжатого стержня разные.

Теоретическое значение прогиба, обусловленного деформацией изгиба, определяется по формуле

$$f = \int_0^l \overline{M_z} \left(\frac{1}{r_z}\right) dz \quad (3)$$

в которой $\overline{M_z}$ – изгибающий момент в сечении z от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения; $\left(\frac{1}{r_z}\right)$ – кривизна в сечении z от нагрузки, при которой определяют прогиб.

Формула (3) позволяет учесть факт того, что жесткость изменяется в разных сечениях по длине стержня. Известно и численное решение данной задачи [21]. Для его практической реализации сжатый стержень делится по длине на четное число n равных участков (см. рисунок 1). Причем приемлемая точность расчета обеспечивается при $n \geq 6$.

Так, при определении прогиба в середине высоты стержня и $n=6$ формула (3) приводится к выражению

$$f = \frac{l^2}{266} \left(\frac{1}{r_0} + 6 \frac{1}{r_1} + 12 \frac{1}{r_2} + 8 \frac{1}{r_{\max}} \right),$$

в котором $\left(\frac{1}{r_0}\right); \left(\frac{1}{r_1}\right); \left(\frac{1}{r_2}\right); \left(\frac{1}{r_{\max}}\right)$ – кривизны стержня на опорах, в сечениях, расположенных ближе к опорам, в сечениях, расположенных ближе к середине высоты и в середине высоты.

Для вычисления кривизны во всех промежуточных сечениях используют приведенный выше алгоритм деформационного расчета и формулу (2). Поскольку горизонтальное смещение оси стержня в сечениях, расположенных ближе к опорам, меньше чем в середине высоты, жесткость у этих сечений больше, а кривизна меньше.

Таким образом, уточняется прогиб и несущая способность гибкого сжатого стержня. Эту процедуру повторяют до достижения заданной точности расчёта.

В процессе расчёта появляется возможность следить (по величине относительных деформаций), чтобы несущая способность по прочности нормального сечения с учётом их гибкости не превышала величину критической силы, соответствующей потере устойчивости второго рода. Потеря устойчивости будет иметь место, если при полученном максимальном значении продольного усилия деформации бетона в сечении с минимальной жесткостью не достигнут деформаций в вершине диаграммы деформирования. В этом случае получится $\varepsilon_{b00_{bz,max}}$, что не позволит в полной мере использовать прочностные свойства бетона. В стержнях с очень большой гибкостью возможно недоиспользование прочностных свойств не только бетона, но и стальной трубы. Очевидно, что при применении предложенной методики расчета нет необходимости в формуле для определения критической силы.

Результаты исследования и их анализ

По предложенной методике деформационного расчета составлен алгоритм расчета несущей способности ТБК квадратного сечения, реализованный в компьютерной программе. Для оценки достоверности этой методики выполнено сопоставление теоретических значений несущей способности колонн с экспериментальными данными, полученными по результатам лабораторного исследования сжатых образцов.

Опытные образцы изготавливались из профильных труб квадратного сечения с размерами $100 \times 100 \times 4$ мм и $140 \times 140 \times 4$ мм. Механические характеристики стали труб соответствовали классам S345 и S245. Трубы заполнялись тяжелым бетоном класса В80. Образцы имели разную гибкость, находящуюся в интервале $\lambda = 17 \div 62$ (значения λ подсчитаны в предположении упругой работы элемента из однородного материала). Они испытывались при кратковременном действии осевой сжимающей силы по стандартной методике.

Основные данные по геометрическим и механическим характеристикам опытных образцов представлены в таблице 1. Используемые в таблице обозначения соответствуют принятым в тексте. Значения R_b соответствуют призменной прочности бетона. Здесь же приведены теоретические величины несущей способности N_u^{th} и экспериментальных разрушающих нагрузок N_u^{exp} .

Таблица 1 – Сопоставление расчетной прочности с данными опытов

Серия, образец	Сечение трубы, мм	l , мм	R_b , МПа	σ_y , МПа	N_u^{exp} , кН	N_u^{th} , кН	N_u^{exp}/N_u^{th}
H100.I-1	100×100×4	520	375	82,3	1343	1336	1,00
H100.I-2	100×100×4	520	375	84,1	1373	1355	1,01
H100.I-3	100×100×4	520	375	86,2	1393	1378	1,01
H100.II-1	100×100×4	920	375	84,3	1300	1241	1,04
H100.II-2	100×100×4	920	375	84,4	1273	1244	1,02
H100.II-3	100×100×4	920	375	83,9	1387	1232	1,13
H100.III-1	100×100×4	1320	375	81,9	1167	1193	0,98
H100.III-2	100×100×4	1320	375	85,1	1213	1211	1,00
H100.III-3	100×100×4	1320	375	85,6	1370	1217	1,13
H100.IV-1	100×100×4	1780	375	83,4	1010	977	1,03
H100.IV-2	100×100×4	1780	375	85,3	993	979	1,02
H100.IV-3	100×100×4	1780	375	83,9	970	978	0,99
H140.I-1	140×140×4	680	272	83,1	2333	2138	1,08
H140.I-2	140×140×4	680	272	84,6	2200	2157	1,02
H140.I-3	140×140×4	680	272	84,9	2347	2166	1,07
H140.II-1	140×140×4	1240	272	85,1	2267	2089	1,08
H140.II-2	140×140×4	1240	272	83,2	2247	2078	1,07
H140.II-3	140×140×4	1240	272	84,3	2327	2080	1,11
H140.III-1	140×140×4	1860	272	84,6	1933	1923	0,99
H140.III-2	140×140×4	1860	272	84,1	1907	1921	0,98
H140.III-3	140×140×4	1860	272	83,9	1860	1920	0,96
H140.IV-1	140×140×4	2030	272	83,6	1800	1855	0,95
H140.IV-2	140×140×4	2030	272	84,8	1873	1859	0,99
H140.IV-3	140×140×4	2030	272	84,2	1847	1857	0,98
Среднее значение							1,03
Средне квадратичное отклонение							0,05

Данные выполненного сопоставления доказывают пригодность предложенной методики расчета для практики. Среднее значение N_u^{exp}/N_u^{th} составило 1,03, а среднее квадратичное отклонение - 0,05.

Кроме несущей способности были проанализированы данные по замеренным деформациям опытных образцов. В образцах серий H100.I, H100.II и H100.III ($\lambda = 18 \div 46$) максимально зафиксированные осевые деформации $\varepsilon_{pz,max}$ находились в интервале $0,0039 \div 0,0048$. В образцах серий H140.I, H140.II и H140.III ($\lambda = 17 \div 42$) значения $\varepsilon_{pz,max}$ были несколько ниже – $0,0033 \div 0,0045$. Эти значения примерно соответствовали теоретическим деформациям в вершине диаграмм деформирования ε_{b00} , которые составили 0,0044 и 0,0036 соответственно. Текучесть стальной трубы наблюдалась при значительно меньших деформациях. Поэтому можно сделать вывод о полном использовании прочностных свойств материалов к моменту разрушения данных образцов. В образцах серий H100.IV и H140.IV ($\lambda = 62$ и $\lambda = 50$) осевые деформации перед разрушением оказались заметно ниже: $\varepsilon_{pz,max} = 0,0026 \div 0,0031$ и $\varepsilon_{pz,max} = 0,0024 \div 0,0026$ соответственно. Такие значения деформаций свидетельствуют о том, что в момент потери несущей способности этих образцов осевые напряжения в бетоне еще не достигли его прочности. При достижении максимальной нагрузки прогибы образцов стали быстро расти, а сжимающая нагрузка снижаться из-за потери устойчивости второго рода.

Полученные данные свидетельствуют о том, что для полного использования прочностных свойств предельная гибкость ТБК должна назначаться несколько меньшей по сравнению с одноосно сжатыми железобетонными конструкциями.

Выводы

1. На основе нелинейной деформационной модели разработана методика расчета несущей способности центрально сжатых ТБК квадратного сечения. Предложенная методика учитывает переменную жесткость разных сечений по высоте сжатого стержня, что для гибких колонн позволяет более точно рассчитывать их прогиб и несущую способность.
2. Максимальная нагрузка, соответствующая потери прочности или устойчивости колонн, определяется по одной методике с использованием одних и тех же формул. Нет необходимости в отдельной формуле для расчета критической силы.
3. Результаты сопоставления расчетных и опытных данных свидетельствуют об удовлетворительной точности расчета по предложенной методике.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Gupta P., Singh, H. Numerical study of confinement in short concrete filled steel tube columns. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2014. Vol. 11. Pp. 1445-1462. doi:10.1590/S1679-78252014000800010.
2. Huang C.S., Yeh Y.-K., Liu G.-Y., Hu H.-T., Tsai K.C., Weng Y.T., Wang S.H., Wu M.-H. Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Structural Engineering-asce*. 2002. Vol. 128. Pp. 1222–1230. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1222).
3. Giakoumelis G., La, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004. Vol. 60. Pp. 1049-1068.
4. Lv J., Zhou, T., Li, K. Investigation and Application of a New Low-Carbon Material (Preplaced Aggregate Concrete) in Concrete-Filled Steel Tube Stub Columns. *Sustainability*. 2020. Vol. 12. P. 1768.
5. Schneider S.P. Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes. *Journal of Structural Engineering*. 1998. Vol. 124. Pp. 1125–1138.
6. Yu Z.-W., Ding F.-X., Cai C. Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63. Pp. 165–174.
7. Zhang Q., Kamiński P., Deifalla A.F., Sufian M., Dyczko A., Ben Kahla N., Atig M. Compressive Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Employing Supervised Machine Learning Techniques. *Materials*. 2022. Vol. 15. P. 4209.
8. Ahmed M, Liang Q.Q, Patel V.I, Hadi M.N.S. Experimental and numerical studies of square concrete-filled double steel tubular short columns under eccentric loading. *Journal Engineering Structures*. 2019. Vol. 197. P. 109419.
9. Auogh P., Sulong N.H.R., Ibrahim Z., Hsiao P-C. Nonlinear analysis of concrete-filled square double-skin steel tubular columns under axial compression. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 216. doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110678.
10. Cao B., Zhu L., Jiang X., Wang C. An Investigation of Compression Bearing Capacity of Concrete-Filled Rectangular Stainless Steel Tubular Columns under Axial Load and Eccentric Axial Load. *Sustainability*. 2022. Vol. 14. P. 8946. doi:10.3390/su14148946.
11. Du Y., Chen Z., Xiong M.-X. Experimental behavior and design method of rectangular concrete-filled tubular columns using Q460 high-strength steel. *Journal Construction and Building Materials*. 2016. Vol. 125. Pp. 856–872.
12. Krishan A.L., Troshkina E.A., Astafeva M.A. Strength of compressed concrete filled steel tube elements of circular and square cross-section. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 451. No. 012053. doi:10.1088/1757-899X/451/1/012053.
13. Zhu J-Y, Chan T-M. Experimental investigation on steel-tube-confined-concrete stub column with different cross-section shapes under uniaxial-compression. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019. Vol. 162. P. 105729.
14. Wei Y, Zhang Y., Chai J., Wu G., Dong Z. Experimental investigation of rectangular concrete-filled fiber reinforced polymer (FRP)-steel composite tube columns for various corner radii. *Composite Structures*. 2020. Vol. 244. P. 112311. doi:10.1016/j.compstruct.2020.112311
15. Goode C.D., Kuranovas A., Kvedaras A.K. Buckling of Slender Composite Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2010. Vol. 16. Pp. 230–236.
16. Huang Z., Li D., Uy B., Wang J. Behaviour and design of ultra- high- strength CFST members subjected to compression and bending. *Journal of Constructional Steel Research*. September 2020. doi:10.1016/j.jsr.2020.106351.
17. Le T.T, Asteris P.G and Lemonis M.E. Prediction of axial load capacity of rectangular concrete-filled steel tube columns using machine learning techniques. *Engineering with Computers*. 2021. doi:10.1007/s00366-021-01461-0

18. Shaker F.M.F., Ghanem G.M., Deifalla A.F., Hussei, I.S., Fawzy M.M. Influence of loading method and stiffening on the behavior of short and long CFST columns. *Steel and Composite Structures*. 2022. Vol. 44. Pp. 281–293.
19. Uy B., Tao Z., Han L-H. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011. Vol. 67. Pp. 360-378.
20. Ding F., Ying X., Zhou L., Yu Z. Unified calculation method and its application in determining the uniaxial mechanical properties of concrete. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*. 2011. Vol. 5. Pp. 381-393. doi:10.1007/s11709-011-0118-6.
21. Кришан А.Л., Римшин В.И., Астафьева М.А. Сжатые трубобетонные элементы. Теория и практика. Москва: АСБ; 2020. 375 с.

REFERENCES

1. Gupta P., Singh, H. Numerical study of confinement in short concrete filled steel tube columns. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2014. Vol. 11. Pp. 1445-1462. doi:10.1590/S1679-78252014000800010.
2. Huang C.S., Yeh Y.-K., Liu G.-Y., Hu H.-T., Tsai K.C., Weng Y.T., Wang S.H., Wu M.-H. Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Structural Engineering-asce*. 2002. Vol. 128. Pp. 1222–1230. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1222).
3. Giakoumelis G., La, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004. Vol. 60. Pp. 1049-1068.
4. Lv J., Zhou, T., Li, K. Investigation and Application of a New Low-Carbon Material (Preplaced Aggregate Concrete) in Concrete-Filled Steel Tube Stub Columns. *Sustainability*. 2020. Vol. 12. P. 1768.
5. Schneider S.P. Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes. *Journal of Structural Engineering*. 1998. Vol. 124. Pp. 1125–1138.
6. Yu Z.-W., Ding F.-X., Cai C. Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63. Pp. 165–174.
7. Zhang Q., Kamiński P., Deifalla A.F., Sufian M., Dyczko A., Ben Kahla N., Atig M. Compressive Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Employing Supervised Machine Learning Techniques. *Materials*. 2022. Vol. 15. P. 4209.
8. Ahmed M, Liang Q.Q, Patel V.I, Hadi M.N.S. Experimental and numerical studies of square concrete-filled double steel tubular short columns under eccentric loading. *Journal Engineering Structures*. 2019. Vol. 197. P. 109419.
9. Auogh P., Sulong N.H.R., Ibrahim Z., Hsiao P-C. Nonlinear analysis of concrete-filled square double-skin steel tubular columns under axial compression. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 216. doi.org/10.1016/j.engstrukt.2020.110678.
10. Cao B., Zhu L., Jiang X., Wang C. An Investigation of Compression Bearing Capacity of Concrete-Filled Rectangular Stainless Steel Tubular Columns under Axial Load and Eccentric Axial Load. *Sustainability*. 2022. Vol. 14. P. 8946. doi:10.3390/su14148946.
11. Du Y., Chen Z., Xiong M.-X. Experimental behavior and design method of rectangular concrete-filled tubular columns using Q460 high-strength steel. *Journal Construction and Building Materials*. 2016. Vol. 125. Pp. 856–872.
12. Krishan A.L., Troshkina E.A., Astafeva M.A. Strength of compressed concrete filled steel tube elements of circular and square cross-section. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 451. No. 012053. doi:10.1088/1757-899X/451/1/012053.
13. Zhu J-Y, Chan T-M. Experimental investigation on steel-tube-confined-concrete stub column with different cross-section shapes under uniaxial-compression. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019. Vol. 162. P. 105729.
14. Wei Y, Zhang Y., Chai J., Wu G., Dong Z. Experimental investigation of rectangular concrete-filled fiber reinforced polymer (FRP)-steel composite tube columns for various corner radii. *Composite Structures*. 2020. Vol. 244. P. 112311. doi:10.1016/j.compstruct.2020.112311
15. Goode C.D., Kuranovas A., Kvedaras A.K. Buckling of Slender Composite Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2010. Vol. 16. Pp. 230–236.
16. Huang Z., Li D., Uy B., Wang J. Behaviour and design of ultra- high- strength CFST members subjected to compression and bending. *Journal of Constructional Steel Research*. September 2020. doi:10.1016/j.jsr.2020.106351.
17. Le T.T, Asteris P.G and Lemonis M.E. Prediction of axial load capacity of rectangular concrete-filled steel tube columns using machine learning techniques. *Engineering with Computers*. 2021. doi:10.1007/s00366-021-01461-0
18. Shaker F.M.F., Ghanem G.M., Deifalla A.F., Hussei, I.S., Fawzy M.M. Influence of loading method and stiffening on the behavior of short and long CFST columns. *Steel and Composite Structures*. 2022. Vol. 44. Pp. 281–293.
19. Uy B., Tao Z., Han L-H. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011. Vol. 67. Pp. 360-378.

20. Ding F., Ying X., Zhou L., Yu Z. Unified calculation method and its application in determining the uniaxial mechanical properties of concrete. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*. 2011. Vol. 5. Pp. 381-393. doi:10.1007/s11709-011-0118-6.

21. Krishan A.L., Rimshin V.I., Astafyeva M.A. *Compressed pipe concrete elements. Theory and practice*. Moscow: DIA; 2020. 375 p.

Информация об авторах:

Кришан Анатолий Леонидович

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»,
г. Магнитогорск, Россия,
доктор технических наук, профессор кафедры проектирования и строительства зданий.
E-mail: kris_al@mail.ru

Римшин Владимир Иванович

Московский государственный строительный университет (МГСУ), г. Москва, Россия,
Член-корр. РААСН, доктор технических наук, профессор кафедры жилищно-коммунального комплекса.
E-mail: v.rimshin@niisf.ru

Астафьева Мария Анатольевна

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»,
г. Магнитогорск, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры проектирования и строительства зданий.
E-mail: skymanika@mail.ru

Ступак Александра Алексеевна

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»,
г. Магнитогорск, Россия,
аспирант кафедры проектирования и строительства зданий.
E-mail: aleksandra.stupak@mail.ru

Анпилов Сергей Михайлович

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (НГАСУ), г. Новосибирск, Россия,
доктор технических наук, доцент, профессор кафедры железобетонных конструкций.
E-mail: anpilovsm@gmail.com

Information about authors:

Krishan Anatoly L.

Magnitogorsk State Technical University named after G.I. Nosov, Magnitogorsk, Russia,
doctor of technical sciences, professor of the department of design and construction of buildings.
E-mail: kris_al@mail.ru

Rimshin Vladimir Iv.

Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia,
Corresponding member of the RAASN, doctor of technical sciences, professor of the department of housing and communal complex.
E-mail: v.rimshin@niisf.ru

Astafieva Maria An.

Magnitogorsk State Technical University named after G.I. Nosov, Magnitogorsk, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor of the department of design and construction of buildings.
E-mail: skymanika@mail.ru

Stupak Alexandra Al.

Magnitogorsk State Technical University named after G.I. Nosov, Magnitogorsk, Russia,
postgraduate student of the department of design and construction of buildings.
E-mail: aleksandra.stupak@mail.ru

Anpilov Sergey M.

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (NGASU), Novosibirsk, Russia,
doctor of technical sciences, associate professor, professor of the department of reinforced concrete structures.
E-mail: anpilovsm@gmail.com

О.Г. КУМПЯК¹, З.Р. ГАЛЯУТДИНОВ¹, Д.Р. ГАЛЯУТДИНОВ¹

¹ФГБОУ ВО «Томский государственный архитектурно-строительный университет» (ТГАСУ), г. Томск, Россия

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ БАЛКИ С УЧЕТОМ РЕАКЦИИ РАСПОРА ПРИ КРАТКОВРЕМЕННОМ ДИНАМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Аннотация. В статье представлены результаты теоретических исследований железобетонных балок с учетом ограничения горизонтального смещения на опорах при кратковременном динамическом нагружении. В исследованиях деформирование конструкции рассмотрено в условно упругой и пластической стадиях. Установлено, что наличие распора приводит к значительному увеличению прочности и снижению деформативности конструкций, как условно упругой, так и пластической стадиях. В работе отражены результаты численного расчета железобетонных балочных конструкций с распором при кратковременном динамическом нагружении на основе полученных аналитических зависимостей. Рассмотрено влияние реакции распора, а именно жесткости опорного контура на коэффициент динамичности железобетонных конструкций по сравнению с конструкциями без распора. Результаты численных исследований свидетельствуют о положительном влиянии реакции распора в динамически нагруженных конструкциях на всех стадиях их динамического деформирования.

Ключевые слова: железобетонная балка, распор, кратковременная динамическая нагрузка, уравнение движения балки, функция динамичности, коэффициент динамичности.

O.G. KUMPYAK¹, Z.R. GALYAUTDINOV¹, D.R. GALYAUTDINOV¹

¹Tomsk State University of Architecture and Building (TSUAB), Tomsk, Russia

REINFORCED CONCRETE BEAMS TAKING INTO ACCOUNT THE REACTION OF THE THRUST UNDER SHORT-TERM DYNAMIC LOADING

Abstract. The article presents the results of theoretical studies of reinforced concrete beams, taking into account the limitation of horizontal displacement on supports under short-term dynamic loading. In studies, the deformation of the structure is considered in the conditionally elastic and plastic stages. It has been established that the presence of thrust leads to a significant increase in strength and a decrease in the deformability of structures, both in the conditionally elastic and plastic stages. The paper reflects the results of a numerical calculation of reinforced concrete beam structures with thrust under short-term dynamic loading based on the obtained analytical dependencies. The effect of the thrust reaction, namely the rigidity of the support contour, on the dynamic coefficient of reinforced concrete structures is considered in comparison with structures without expansion. The results of numerical studies indicate a positive effect of the expansion reaction in dynamically loaded structures at all stages of their dynamic deformation.

Keywords: reinforced concrete beam, thrust, short-term dynamic load, beam motion equation, dynamic function, dynamic coefficient.

Введение

Сохранность зданий и сооружений в последнее время является основополагающим в связи с террористической угрозой, а также возникновением бытовых, природных и производственных чрезвычайных ситуаций, что может привести к значительным материальным затратам на частичное или полное восстановление зданий или сооружений.

© Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р., Галяутдинов Д.Р., 2023

В конструкциях, проектируемых на особые динамические воздействия [1-4] вследствие ограничения горизонтального перемещения на торцах изгибаемых элементов возникает реакция распора.

Имеющиеся экспериментально-теоретические исследования железобетонных изгибаемых элементов, посвящённые учету реакции распора [5-16] как при статическом, так и кратковременном динамическом нагружении показывают, что ограничение горизонтального перемещения приводит к увеличению несущей способности и снижению прогибов балочных конструкций. В теоретических исследованиях, выполненных в работе [17] принято, что в условно упругой стадии влияние распора минимально и его влиянием на деформирование конструкции можно пренебречь. Однако экспериментальные исследования железобетонных балок с распором при кратковременном динамическом нагружении показывают, что распор возникает с первых этапов деформирования конструкции и приводит к увеличению момента образования трещин. Таким образом, для отражения картины влияния распора на напряженно-деформированное состояние железобетонных балочных конструкций при динамическом деформировании необходима разработка метода расчета, учитывающего возникновение и развитие реакции распора не только в пластической, но и в условно упругой стадии деформирования балки.

Целью теоретических исследований железобетонных балок с распором при однократном кратковременном динамическом нагружении является разработка метода расчета в условно упругой и пластической стадиях деформирования изгибаемых элементов, а также оценка влияния реакции распора на коэффициент динамичности балочных конструкции на соответствующей стадии работы.

Модели и методы

Предлагается шагово-итерационный метод расчета, который позволяет на каждом шаге учитывать влияние изменение угла поворота конструкции на возникновение и изменение реакции распора в процессе деформирования. Шаг по времени (s) определяется заданной точностью расчета функции динамичности вплоть до достижения ею максимального значения.

Рассмотрены однопролетные железобетонные балки с распором при кратковременном динамическом нагружении, равномерно распределенном по пролету. Для получения уравнения движения балки в условно упругой и пластической областях использован приближенный метод, основанный на задании формы прогибов конструкции.

Вариации прогиба (δy), кривизны балки ($\delta \chi$) и горизонтального смещения ($\delta \Delta$) примем равными

$$\delta y = \sin\left(\frac{\pi}{l}x\right), \quad (1)$$

$$\delta \chi = -\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{\pi^2}{l^2} \sin\left(\frac{\pi}{l}x\right), \quad (2)$$

$$\delta \Delta = \varphi \cdot z, \varphi = \frac{dF(x)}{dx}, \text{ при } x = 0, \quad (3)$$

где $F(x)$ – функция распределения перемещений, обусловленных деформированием балки; φ – угол поворота балки; z – расстояние от уровня приложения усилия распора до центра тяжести сжатой зоны бетона.

Величина распора $H_{j,s}(t)$ определяется следующим выражением

$$H_{j,s}(t) = \Delta H_{j,s}(t) / c \leq H_{\max}, \quad (4)$$

где $\Delta H_{j,s}(t)$ – горизонтальное смещение на j -й стадии деформирования балки на текущем этапе расчета (s); c – горизонтальная податливость конструкции на опоре по направлению

реакции распора; H_{\max} – величина максимальной величины распора обусловленная жесткостью ограничивающей конструкцией; $j = el, pl$ – индекс принимаемый в зависимости от стадии работы балки: условно упругая (el), пластическая (pl).

Для угла поворота балки справедлива следующая зависимость

$$\varphi_{j,s}(t) = \frac{dy_{j,s}(x,t)}{dx} \quad \text{при } x=0. \quad (5)$$

Для прогиба балки примем функцию перемещения в виде:

$$y_{j,s}(x,t) = pF(x)T_{j,s}(t), \quad (6)$$

где $T_{j,s}(t)$ – функция динамичности.

Функцию $F(x)$ для шарнирно опертой балки удовлетворяющую граничным условиям на концах балки, в зависимости от вида опорных соединений примем в виде

$$F(x) = \sin\left(\frac{\pi}{l}x\right). \quad (7)$$

Уравнение движения балки в условно упругой стадии ($j = el$) может быть получено из условия равенства нулю работ всех действующих сил на возможных перемещениях, то есть $\sum A=0$. При этом учитывается работа сил инерции (ma) и распора ($H(t)$), а также изгибающих моментов на соответствующих перемещениях (см. рисунок 1).

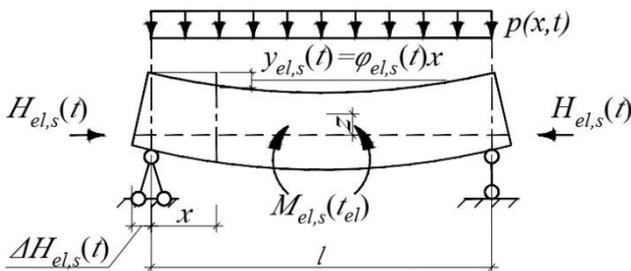


Рисунок 1 – Расчетная схема условно упругой балки ($j=el$) с распором

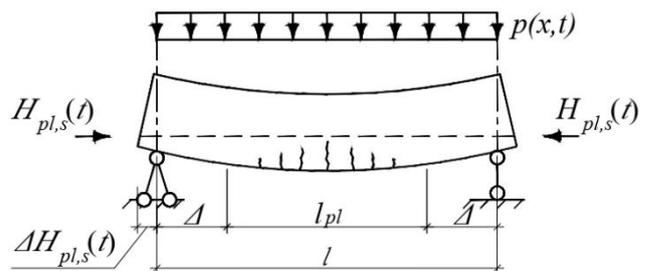


Рисунок 2 – Расчетная схема пластической балки ($j=pl$) с распором

Тогда уравнение работ действующих сил на возможных перемещениях запишется в виде

$$\int_0^l p(t)\delta y dx - \int_0^{l-\Delta} M_{el,s}\delta \chi dx - 2H_{el,s}(t)\delta \Delta - \int_0^l m(\ddot{y}_{el,s}(x,t))\delta y dx = 0. \quad (8)$$

Подставив выражения (1)...(7) в (8), после преобразований получим уравнение движения балки с распором в условно-упругой стадии

$$\frac{d^2}{dt^2}T_{el,s}(t) + \omega_{H,el}^2 T_{el,s}(t) = \omega^2 p(t), \quad (9)$$

где $\omega_{H,el} = \sqrt{\omega^2 + k}$ – частота колебаний балки с распором; $k = \frac{4\pi^2 z^2}{cm l^3}$ – коэффициент

учитывающий податливость в горизонтальном направлении; $\omega = \frac{\pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{B_{el}}{m}}$ – частота

собственных колебания балки на жестких опорах; B_{el} – жесткость конструкции в условно упругой стадии с учетом трещин в бетоне; m – погонная масса конструкции; $p(t)$ – закон изменения нагрузки во времени.

Деформирование балки в пластической стадии происходит при достижении напряжениями в арматуре предела текучести (физического или условного) и сопровождается резким снижением жесткости конструкции. Условие перехода балки в пластическую стадию

имеет вид $M > M_{el} = M_{el,s}^i(t_{el})$, где M_{el} – изгибающий момент, соответствующий концу условно упругой стадии; t_{el} – время конца условно упругой стадии деформирования балки.

Расчет балки в пластической стадии выполнен с применением метода стационарных пластических зон, когда пластические деформации считаются развивающимися в пределах постоянной длины l_{pl} (см. рисунок 2). Участки балки Δ примыкающие к пластической зоне l_{pl} считаются жесткими дисками.

При пластическом деформировании балки ($j = pl$) справедливо выражение $M_{pl,s} = M_{el} + B_{pl}(\chi - \chi_{el})$ и уравнение работ действующих сил на возможных перемещениях примет вид

$$\int_0^l p(t) \delta y dx - \int_0^{l-\Delta} M_{pl,s} \delta \chi dx - 2H_{pl,s}(t) \delta \Delta - \int_0^l m(\ddot{y}_{pl,s}(x, t)) \delta y dx = 0. \quad (10)$$

После преобразований уравнения (10) с учетом выражений (1)...(7) получим уравнение движения железобетонной балки с распором в пластической стадии

$$\frac{d^2}{dt^2} T_{pl,s}(t) + \omega_{H,pl}^2 T_{pl,s}(t) = \omega^2 (p(t) - k_{M1}), \quad (11)$$

где $\omega_{H,pl} = \sqrt{\omega_2^2 + k}$; $\omega_2 = \frac{\pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{B_{pl}}{m} \left(1 - \frac{2\Delta}{l} + \frac{1}{\pi} \sin\left(\frac{2\pi\Delta}{l}\right) \right)}$; $k_{M1} = \frac{\pi^2}{pl^2} M_{el} \left(1 - \frac{B_{pl}}{B_{el}} \right) \cos\left(\frac{\pi\Delta}{l}\right)$.

Изменение во времени в пределах шага расчета (s) описывается следующей зависимостью

$$p(t) = p_1 - \frac{(p_1 - p_2)}{(t_2 - t_1)}(t - t_1) = p_1 - \Delta p(t - t_1), \quad (12)$$

где t – текущая координата времени; p_1, p_2 – значение нагрузки на рассматриваемом участке в начале и конце соответственно для расчетного шага (s); t_1, t_2 – значение времени начала и конца рассматриваемого временного интервала.

Решение полученных уравнений (9) и (11) для заданного закона изменения нагрузки (12) имеет вид (13), (14)

$$T_{el,s}(t) = \sin(\omega_{H,el}t) A_{el,s} - \cos(\omega_{H,el}t) B_{el,s} - \frac{\omega (\Delta p(t - t_1) - p_1)}{\omega_{H,el}^2}, \quad (13)$$

$$T_{pl,s}(t) = \sin(\omega_{H,pl}t) A_{pl,s} - \cos(\omega_{H,pl}t) B_{pl,s} - \frac{\omega (\Delta p(t - t_1) - p_1 - k_{M1})}{\omega_{H,pl}^2}. \quad (14)$$

Неизвестные константы $A_{el,s}, B_{el,s}$ и $A_{pl,s}, B_{pl,s}$ определяются исходя из начальных условий (15), (16), то есть равенства функции динамичности и ее первой производной значениям на предыдущем этапе расчета ($s-1$): $T_{j,s}(t) = T_{j,s-1}(t), \dot{T}_{j,s}(t) = \dot{T}_{j,s-1}(t)$:

$$A_{el,s} = \frac{\omega_{H,el}^2 \dot{T}_{el,s}(t) + \omega^2 \Delta p}{\omega_{H,el}^3}, B_{el,s} = \frac{\omega_{H,el}^2 T_{el,s}(t) - \omega^2 \Delta p}{\omega_{H,el}^2}, \quad (15)$$

$$A_{pl,s} = \frac{\omega_{H,pl}^2 \dot{T}_{pl,s}(t) + \omega^2 \Delta p}{\omega_{H,pl}^3}, B_{pl,s} = \frac{\omega_{H,pl}^2 T_{pl,s}(t) - \omega^2 (p_1 + k_{M1})}{\omega_{H,pl}^2}. \quad (16)$$

Время достижения максимума t_{max} функцией динамичности $T_{j,s}(t)$ определяется из выражения $\dot{T}_{j,s}(t) = 0$. Тогда величина коэффициента динамичности балок с распором определяется выражением $k_{d,H} = T_{j,s}(t_{max})$.

Результаты исследования и их анализ

С целью оценки влияния распора на прочность и деформативность железобетонных балок при кратковременном динамическом нагружении проведены численные исследования с использованием полученных аналитических зависимостей. Деформирование железобетонных балок рассмотрено в условно упругой ($j = el$) и упругопластической ($j = el...pl$) стадиях. Оценка распора выполнялась по параметру c_1 , который физически представляет соотношение продольной жесткости балки к жесткости конструкции, препятствующей горизонтальному смещению, и определяется выражением $c_1 = cE_b b h_0 / l$.

При условно упругом деформировании балки (см. рисунок 3) для мгновенно нарастающей нагрузки влияние распора возрастает с увеличением $\omega\theta$ и снижением параметра c_1 до 40%. В случае воздействия постепенно нарастающей кратковременной динамической нагрузки на балку с ограничением горизонтального смещения наибольшее влияние на деформирование конструкции оказывает жесткость опорного контура, определяемая параметром $c_1 = 1.0$. При этом максимальное снижение коэффициента динамичности (до 53%) наблюдается в балках с распором по отношению к конструкциям без распора ($c_1 = \infty$) при величине $\omega\theta_1$ в интервале значений от 3 до 5.

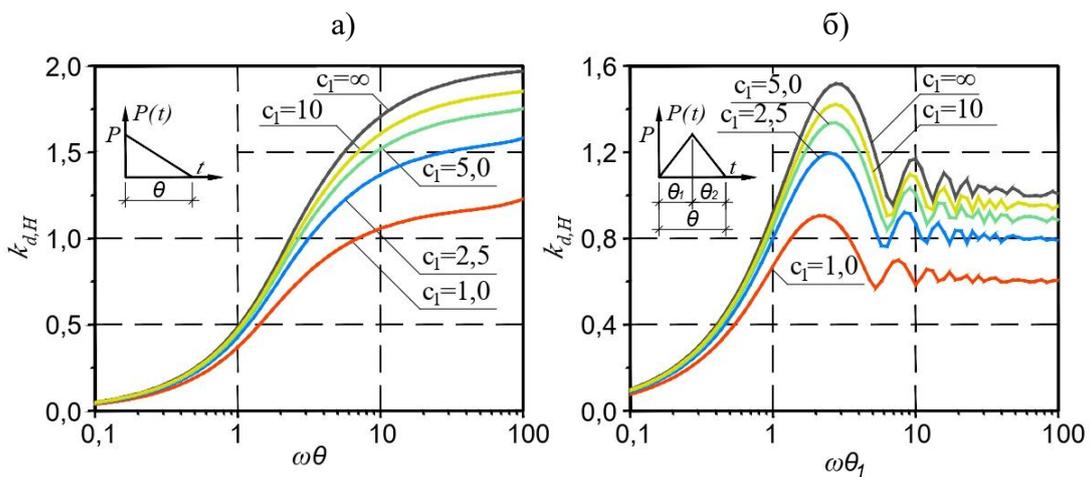


Рисунок 3 – Коэффициент динамичности $k_{d,H}$ для условно упругих балок с распором в зависимости от параметра c_1 : а) мгновенно нарастающая нагрузка, б) постепенно нарастающая нагрузка

При работе конструкции в пластической стадии (см. рисунок 4) происходит сравнительно большее снижение коэффициента динамичности относительно конструкций, деформирующихся только в условно упругой стадии (см. рисунок 3), что объясняется увеличением деформативности балок и как следствие увеличение распорных усилий. Например, при наличии ограничительного контура, соответствующего параметру $c_1 = 1.0$ в балках под воздействием мгновенно нарастающей нагрузки прослеживается снижение коэффициента динамичности до 90% при $\omega\theta > 20$ (см. рисунок 4 а), а в случае действия постепенно нарастающей нагрузки (см. рисунок 4 б) снижение составляет 96% при $\omega\theta_1 = 8$. Стоит отметить, что при $\omega\theta_1 > 8$ соотношение θ_2/θ_1 практически не влияет на величину $k_{d,H}/k_d$.

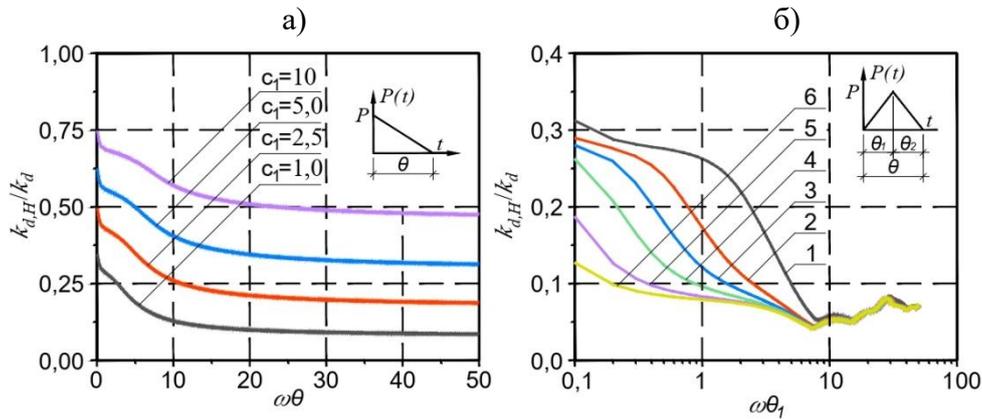


Рисунок 4 – Изменение k_{dH}/k_d в зависимости от $\omega\theta$ ($\omega\theta_1$) железобетонных балок с распором: а) при действии мгновенно нарастающей нагрузки в зависимости от c_1 , б) при действии постепенно нарастающей нагрузки при $c_1=1$ в зависимости от соотношения (θ_2/θ_1) : 1 – $\theta_2/\theta_1=1$, 2 – $\theta_2/\theta_1=5$; 3 – $\theta_2/\theta_1=10$; 4 – $\theta_2/\theta_1=20$; 5 – $\theta_2/\theta_1=50$; 6 – $\theta_2/\theta_1=100$

Помимо вышеизложенного на эффективность распора оказывает влияние время перехода конструкции из условно упругой в пластическую стадию – t_{el} (см. рисунок 5). Не зависимо от вида приложенной динамической нагрузки максимальное снижение коэффициента динамичности происходит со снижением времени перехода балки в пластическую стадию t_{el} .

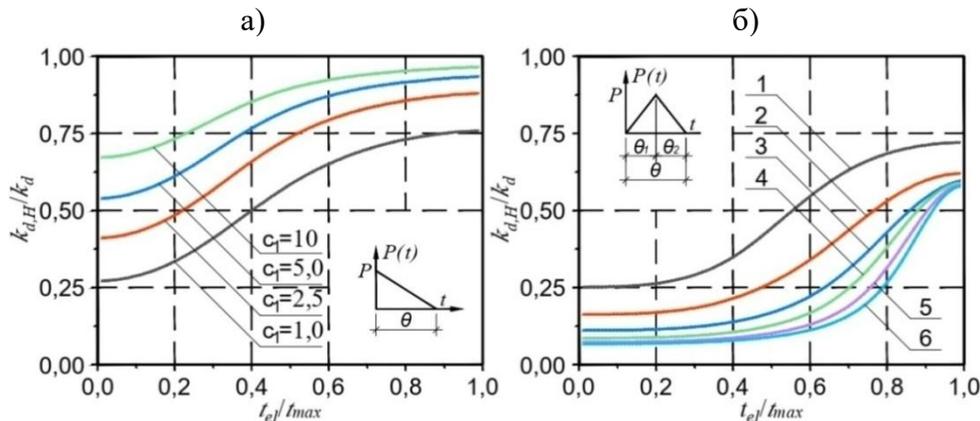


Рисунок 5 – Изменение k_{dH}/k_d в зависимости от t_{el}/t_{max} железобетонных балок с распором: а) при действии мгновенно нарастающей нагрузки в зависимости от c_1 , б) при действии постепенно нарастающей нагрузки при $c_1=1$ в зависимости от соотношения (θ_2/θ_1) : 1 – $\theta_2/\theta_1=1$, 2 – $\theta_2/\theta_1=5$; 3 – $\theta_2/\theta_1=10$; 4 – $\theta_2/\theta_1=20$; 5 – $\theta_2/\theta_1=50$; 6 – $\theta_2/\theta_1=100$

Выводы

Разработан численно-аналитический метод, позволяющий рассчитывать изгибаемые железобетонные конструкции с учетом реакции распора при действии кратковременной динамической нагрузки. На основе полученных зависимостей произведены численные исследования, по результатам которых установлено, что учет реакции распора в условно упругой стадии позволяет снизить коэффициент динамичности до 53%. При деформировании балки в пластической стадии распор оказывает большее влияние на прочность и деформативность конструкции по сравнению с работой в условно упругой стадии, при этом во многом влияние определяется временем перехода конструкции из условной упругой в пластическую стадию.

Благодарности

Работа выполнена при поддержке госзадания Министерства науки и высшего образования РФ FEMN-2022-0004.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тонких Г.П., Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р. Особенности проектирования убежищ гражданской обороны с податливыми опорами в виде сминаемых вставок кольцевого сечения // Технологии гражданской безопасности. 2022. № 19. С. 25-30.
2. Трекин Н.Н. Учет податливости узловых сопряжений в железобетонных конструктивных системах // Вестник ВНИИЖТа. 2003. № 5. С. 27-29.
3. Краснощеков Ю.В., Комлев А.А. Распорность элементов конструктивных систем как случайное явление // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. 2014. № 1(35). С. 45-49.
4. Галяутдинов З.Р., Кумпяк О.Г., Галяутдинов Д.Р., Шипилова Е.В. Динамический расчет железобетонных балок на податливых опорах за пределами упругости // Строительная механика и расчет сооружений. 2022. № 5(304). С. 33-41.
5. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Крылов С.М. Новое о прочности железобетона. Москва: Стройиздат, 1976. 272 с.
6. Дербенцев И.С., Карякин А.А. Метод определения усилия распора при сдвиге монолитных шпоночных межпанельных вертикальных стыков // Современные проблемы науки и образования. 2014. № 1. С. 257-257.
7. Зайцев Л.Н. Влияние распора на распределение усилий, несущую способность и деформативность статически неопределимых железобетонных балок // Трещиностойкость и деформативность обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций: сб. трудов НИИЖБ. Москва: Стройиздат, 1965. С. 137-168.
8. Корсун В.И., Недорезов А.В., Виноградова Т.Н. Влияние распора на несущую способность железобетонных балок // Лолейтовские чтения – 150 – Москва: Издательство МИСИ-МГСУ, 2018. С. 180-186.
9. Кузнецов В.С., Шапошникова Ю.А. Прочность преднапряженного монолитного безбалочного перекрытия в стадиях изготовления и разрушения // Системные технологии. 2016. № 1(18). С. 89-92.
10. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р. Экспериментальные исследования опертых по контуру железобетонных плит с распором // Вестник ТГАСУ. 2015. № 3. С. 113-120.
11. Кумпяк О.Г., Галяутдинов Д.Р. Экспериментальные исследования железобетонных балок с распором на податливых опорах при кратковременном динамическом нагружении. Вестник ТГАСУ. 2021. № 23(6). С. 143-156.
12. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Расчет железобетонных конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок. Москва: Стройиздат, 1964. 151 с.
13. Тихонов И.Н. Принципы расчета прочности и конструирования армирования балок перекрытий зданий из монолитного железобетона для предотвращения прогрессирующего разрушения // Научно-технический и производственный журнал «Жилищное строительство». 2013. № 2. С. 40-45.
14. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Galyautdinov D.R. Experimental study of beams on yielding supports with thrust // MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 143. doi:10.1051/1.4973016.
15. Huynh L., Foster S., Valipour H., Rendall R. High strength and reactive powder concrete columns subjected to impact: Experimental investigation // Construction and Building Materials. 2015. Vol. 78. Pp. 153-171.
16. Christiansen, K. P. The effect of membrane stresses on the ultimate strength of the interior panel in a reinforced concrete slab // The Structural Engineer. 1963. Vol. 41. No. 8. Pp. 261-265.
17. Виноградова Т.Н. Влияние распора на работу железобетонных балочных конструкций при кратковременных динамических воздействиях: Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Москва, 1977. 155 с.

REFERENCES

1. Tonkikh G.P., Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R. Osobennosti proyektirovaniya ubezhisich grazhdanskoj oborony s podatlivymi oporami v vide sminayemykh vstavok kol'tseвого secheniya // Tekhnologii grazhdanskoj bezopasnosti. 2022. No. 19. Pp. 25-30. (rus)
2. Trekin N.N. Uchet podatlivosti uzlovykh sopryazheniy v zhelezobetonnykh konstruktivnykh sistemakh // Vestnik VNIIZHTa. 2003. No. 5. Pp. 27-29. (rus)
3. Krasnoschekov YU.V., Komlev A.A. Raspornost' elementov konstruktivnykh sistem kak slu-chaynoye yavleniye // Vestnik Sibirskoy gosudarstvennoy avtomobil'no-dorozhnoy akademii. 2014. No. 1(35). Pp. 45-49. (rus)
4. Galyautdinov Z.R., Kumpyak O.G., Galyautdinov D.R., Shipilova Ye.V. Dinamicheskiy raschet zhelezobetonnykh balok na podatlivykh oporakh za predelami uprugosti // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. 2022. No. 5(304). Pp. 33-41. (rus)
5. Gvozdev A.A., Dmitriyev S.A., Krylov S.M. Novoye o prochnosti zhelezobetona. Moskva: Sroyizdat, 1976. 272 p. (rus)

6. Derbentsev I.S., Karyakin A.A. Metod opredeleniya usiliya raspora pri sdvige monolitnykh shponochnykh mezhpanel'nykh vertikal'nykh stykov // *Sovremennyye problemy nauki i obrazovaniya*. 2014. No. 1. Pp. 257-257. (rus)
7. Zaytsev L.N. Vliyaniye raspora na raspredeleniye usilii, nesushchuyu sposobnost' i deformatsionnost' staticheski neopredelimykh zhelezobetonnykh balok // *Treshchinostoykost' i deformatsionnost' obychnykh i predvaritel'no napryazhennykh zhelezobetonnykh konstruktсий: sb. trudov NIIZHB*. Moskva: Stroyizdat, 1965. Pp. 137-168. (rus)
8. Korsun V.I., Nedorezov A.V., Vinogradova T.N. Vliyaniye raspora na nesushchuyu sposobnost' zhelezobetonnykh balok // *Loleytovskiy chteniya – 150 – Moskva: Izdatel'stvo MISI-MGSU*, 2018. Pp. 180-186. (rus)
9. Kuznetsov V.S., Shaposhnikova YU.A. Prochnost' prednapryazhennogo monolitnogo bezbaloch-nogo perekrytiya v stadiyakh izgotovleniya i razrusheniya // *Sistemnyye tekhnologii*. 2016. No. 1(18). Pp. 89-92. (rus)
10. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R. Eksperimental'nyye issledovaniya opertykh po konturu zhelezobetonnykh plit s rasporem // *Vestnik TGASU*. 2015. No. 3. Pp. 113-120. (rus)
11. Kumpyak O.G., Galyautdinov D.R. Eksperimental'nyye issledovaniya zhelezobetonnykh balok s rasporem na podatlivykh oporakh pri kratkovremennom dinamicheskom nagruzhении. *Vestnik TGASU*. 2021. No. 23(6). Pp. 143-156. (rus)
12. Popov N.N., Rastorguyev B.S. Raschet zhelezobetonnykh konstruktсий na deystviye kratkovremennykh dinamicheskikh nagruzok. Moskva: Stroyizdat, 1964. 151 p. (rus)
13. Tikhonov, I.N. Printsipy rascheta prochnosti i konstruirovaniya armirovaniya balok perekrytiy zdaniy iz monolitnogo zhelezobetona dlya predotvrashcheniya progressiruyushchego razrusheniya // *Nauchno-tekhnicheskii i proizvodstvennyy zhurnal «Zhilishchnoye stroitel'stvo»*. 2013. No. 2. Pp. 40-45. (rus)
14. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Galyautdinov D.R. Experimental study of beams on yielding supports with thrust // *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 143. doi:10.1051/1.4973016.
15. Huynh L., Foster S., Valipour H., Rendall R. High strength and reactive powder concrete columns subjected to impact: Experimental investigation // *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 78. Pp. 153-171.
16. Christiansen K.P. The effect of membrane stresses on the ultimate strength of the interior panel in a reinforced concrete slab // *The Structural Engineer*. 1963. Vol. 41. No. 8. Pp. 261–265.
17. Vinogradova T.N. Vliyaniye raspora na rabotu zhelezobetonnykh balochnykh konstruktсий pri kratkovremennykh dinamicheskikh vozdeystviyakh: Dissertatsiya na soiskaniye uchenoy stepeni kandidata tekhnicheskikh nauk. Moskva, 1977. 155 p. (rus)

Информация об авторах:

Кумпяк Олег Григорьевич

ФГБОУ ВО «Томский государственный архитектурно-строительный университет», г. Томск, Россия, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры железобетонные и каменные конструкции.
E-mail: OGKumpyak@yandex.ru

Галяутдинов Заур Рашидович

ФГБОУ ВО «Томский государственный архитектурно-строительный университет», г. Томск, Россия, доктор технических наук, доцент, заведующий кафедрой железобетонные и каменные конструкции.
E-mail: GazR@yandex.ru

Галяутдинов Дауд Рашидович

ФГБОУ ВО «Томский государственный архитектурно-строительный университет», г. Томск, Россия, ассистент кафедры железобетонные и каменные конструкции.
E-mail: DaudG@yandex.ru

Information about authors:

Kumpyak Oleg G.

Tomsk State University of Architecture and Building, Tomsk, Russia, doctor in technical sciences, professor, professor of the department of reinforced concrete and stone structures.
E-mail: OGKumpyak@yandex.ru

Galyautdinov Zaur R.

Tomsk State University of Architecture and Building, Tomsk, Russia, doctor in technical sciences, docent, head of the department of reinforced concrete and stone structures.
E-mail: GazR@yandex.ru

Galyautdinov Daud R.

Tomsk State University of Architecture and Building, Tomsk, Russia, assistant of the department of reinforced concrete and stone structures.
E-mail: DaudG@yandex.ru

Н.В. МАТВЕЕНКО¹, В.Н. МАЛИНОВСКИЙ¹, Е.С. МАТВЕЕНКО¹¹УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЛОМАНОВОГО ОЧЕРТАНИЯ

Аннотация. Несмотря на широкое применение балок ломаного очертания остаются малоизученными особенности их напряженно-деформированного состояния, в том числе в местах вблизи переломов граней. Многочисленные экспериментальные исследования показали, что в двускатных балках наклонные трещины образуются не только в приопорной зоне, но и в середине пролета непосредственно у конька даже при отсутствии поперечной силы.

На основании выполненных натурных испытаний двускатных балок и численного моделирования построены эпюры касательных и поперечных напряжений. Полученные данные выявили различия в распределении напряжений в двускатных балках и балках с параллельными гранями. Особенности напряженно-деформированного состояния балок ломаного очертания связаны с возникновением касательных напряжений от действия изгибающего момента и продольной силы из-за переменной высоты сечения элемента, а также с формированием локальных полей напряжений в зонах вблизи переломов граней.

Предложенные аналитические зависимости позволяют вычислить касательные и поперечные напряжения в коньковой зоне двускатных балок и определить момент возникновения наклонных трещин в указанной зоне.

Ключевые слова: двускатная балка, касательные напряжения, трещиностойкость наклонных сечений, эпюра.

N.V. MATWEENKO¹, V.N. MALINOVSKIY¹, E.S. MATWEENKO¹¹Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus

SHEAR CRACK RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE TAPERED BEAMS

Abstract. Despite the widespread use of tapered beams, the features of their stress-strain state remain poorly understood, including in regions near curvatures of the faces. A lot of experimental studies have shown that in tapered beams, shear cracks occur not only in the support zone, but also in the middle of the span directly at the apex, even without shear force.

Based on the full-scale tests of tapered beams and finite element analyses, diagrams of shear and transverse stresses are constructed. The data obtained revealed differences in the stress distribution in tapered and linear beams. The features of the stress-strain state of the tapered beams are associated with the occurrence of shear stresses from the action of the bending moment and longitudinal force due to the variable depth of the section of the element, as well as with the formation of local stress fields in areas near the curvatures of the faces.

The proposed analytical dependences allow us to calculate shear and transverse stresses in the apex zone of tapered beams and determine the moment of occurrence of shear cracks in the specified zone.

Keywords: tapered beam, shear crack, reinforced concrete, variable depth.

Введение

Элементы ломаного очертания представляют собой конструкции, у которых ось центров тяжести сечения не прямолинейна и имеет один или несколько перегибов (переломов) по длине элемента. Искривление оси достигается путем изменения очертания верхней и нижней граней, в связи с чем у элементов подобного типа высота сечения по длине переменная.

© Матвеенко Н.В., Малиновский В.Н., Матвеенко Е.С., 2023

Применение конструкций ломаного очертания обусловлено рядом преимуществ [1]:

– объемно-планировочных, таких как придание кровле необходимого уклона; увеличение полезного объема здания и лучшего зрительно-эмоционального восприятия пространства при сохранении основных габаритов;

– расчетно-конструктивных: увеличение высоты сечения в зонах действия максимальных внутренних усилий;

– технологических: снижение трудоемкости изготовления преднапряженных конструкций за счет перевода напрягаемой арматуры в приопорной зоне из нижней части сечения в верхнюю при сохранении ее прямолинейного очертания.

Эффективность применения данных конструкций подтверждено огромным опытом их применения в практике промышленного и гражданского строительства. Начиная с 30-х годов XX века сначала в Италии, а позднее в Бельгии начали применяться балки криволинейного очертания, имеющие перелом как верхней, так и нижней грани. Под руководством G. Magnel в Бельгии в 40-50 года XX века были запроектированы и построены здания с применением балок подобного типа [2].

F. Leonhardt также рассматривал возможность применения элементов криволинейного очертания. Им было установлено, что наиболее эффективными являются многопролетные неразрезные балки ломаного очертания [3].

В отечественной практике строительства также можно найти немало примеров применения криволинейных балок: типовые стропильные балки производственных зданий (двухскатные, полигонального очертания, с ломанной нижней гранью и др.) Так же рассматривались варианты применения таких балок в составе неразрезных конструкций. Например, Ю.Ф. Горожанским в 1968 г. был предложен и запроектирован для одного из промышленных предприятий г. Ленинграда четырехпролетный неразрезной ригель 4×18 м [4].

Применение балок ломаного очертания остается актуальным в современном строительстве: в 2011-2012 гг. в РУП «Институт БелНИИС» были разработаны альбомы чертежей и проведены испытания опытных партий двускатных стропильных балок типа «бумеранг», а в 2013 г. в Учреждении образования «Брестский государственный технический университет» было предложено конструктивное решение однопролетной стропильной двускатной балки ломаного очертания [1].

При проектировании и конструировании элементов ломаного очертания возникают определенные трудности, связанные со сложным напряженно-деформированным состоянием, вызванных особенностями конструктивного решения данных конструкций: переменной высотой сечения и переломами верхней и нижней граней.

На данный момент в мировой практике проектирования нет единого мнения о степени влияния указанных конструктивных особенностей на напряженно-деформированное состояние элемента и необходимости их учитывать при выполнении соответствующих расчетов.

Debaiky S.Y. и Elniema E.I. [5], а также F. Mseeri N. Alwash [6] на основании выполненных экспериментальных исследованиях пришли к выводу, что угол наклона нижней грани балки не оказывает существенного влияния на сопротивление срезу балок ломаного очертания, независимо от того высота сечения увеличивается или уменьшается при движении к опоре. А группа мексиканских исследователей в главе с A. Tena-Colunga утверждает, что балки с ломаной нижней гранью имеют значительные отличия в характере работы по сравнению с балками прямолинейного очертания из-за большего влияния арочного эффекта [7].

Ряд исследований, выполненных в последние годы [8-12], подтверждает, что сопротивление срезу двускатных балок выше аналогичных балок с параллельными гранями. При этом разница в величине разрушающей нагрузки и сам характер разрушения зависит от

ряда факторов. А.Р. Caldentey установил, что наибольший благоприятный эффект от наклонной сжатой грани достигается при пролете среза a/d от 2,5 до 3,0 за счет возникновения так называемого арочного эффекта [8].

Исследования, проведенные в токийском техническом институте [9, 10], показали, что в большей степени арочный эффект проявляется в двухскатных балках с незначительным коэффициентом поперечного армирования (до 0,25%) или при отсутствии поперечной арматуры в зоне среза вообще. При увеличении коэффициента армирования до 0,33% и более характер разрушения двухскатных балок не отличается от характера разрушения балок прямолинейного очертания.

В большинстве работ внимание уделяется сопротивлению срезу балок ломаного очертания, а также вариантам их усиления в приопорной зоне [11]. При этом не учитывается изменение направления траекторий главных напряжений в зонах вблизи перелома граней. Однако при проведении натурных испытаний двухскатных балок в ряде случаев [9, 12] отмечается, что ориентация трещин в таких балках не соответствует классическим представлениям о характере работы однопролётной балки, загруженной в середине пролета сосредоточенной силой: трещины в середине пролета развивались под углом к продольной оси, в то время как в приопорной зоне возникали нормальные трещины. При постановочных испытаниях балок типа «бумеранг» в РУП «Институт БелНИИС» были также зафиксированы наклонные трещины в зоне чистого изгиба. Такой характер распространения трещин, по всей видимости, может быть объяснен тем, что в элементах с переменной высотой сечения касательные напряжения возникают не только от поперечной силы, но и от действия изгибающего момента и продольной силы. Также следует учитывать, что в местах перелома сжатой грани двухскатных балок формируются усилия перпендикулярные продольной оси элемента. Эти усилия представляют собой проекцию равнодействующих усилий в сжатой зоне бетона на биссектрису угла излома и приводят к возникновению растягивающих напряжений в поперечном направлении [13].

Особенности напряженно-деформированного состояния коньковой зоны двухскатных балок.

На базе Брестского государственного технического университета были изготовлены и испытаны две группы предварительно напряженных балок ломанного очертания: с поперечной арматурой в середине пролета и без нее [14]. Конструктивное решение и схема испытания опытных балок были приняты таким образом, чтобы в середине пролета не возникала поперечная сила. Конструктивное решение опытных балок представлено на рисунке рисунок 1 и таблице 1.

Таблица 1– Основные характеристики экспериментальных балок

Марка балок	Размеры, см				Поперечная арматура в средней части	f_{cm} МПа	Напрягаемая арматура	Величина предварительного напряжения арматуры, МПа
	b	h_k	h_n	l_0				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Б-1	12	35	27	280	-	37.50	Ø12.5 Y1860 S7	1 226.60
Б-2	12	35	27	280	-	36.71	Ø12.5 Y1860 S7	1 214.15
Б-3	12	35	27	280	Ø6 S240 шаг 150 мм	57.46	Ø12.5 Y1860 S7	502.57
Б-4	12	35	27	280	Ø6 S500 шаг 150 мм	56.55	Ø14 S800	778.09

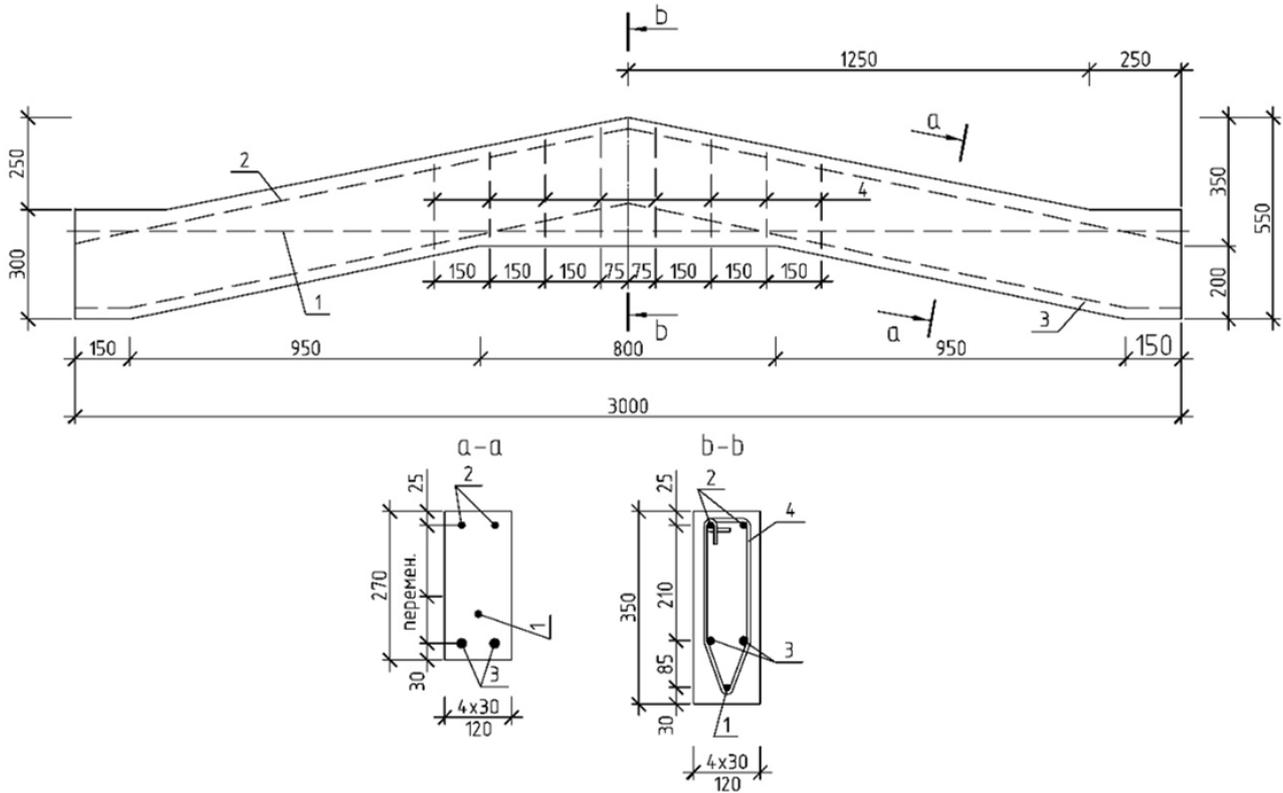


Рисунок 1 – Конструктивное решение и схема испытания экспериментальных балок

По результатам проведенных испытаний было установлено, что на начальных этапах загрузки в середине пролета происходило образование и развитие нормальных трещин и постепенное их отклонение с ориентацией в сторону пролетного груза при дальнейшем нагружении. Угол наклона трещин в момент разрушения составил в балках без поперечной арматуры 33° – 36° , в балках с поперечной арматурой – 48° – 58° (рисунок 2).

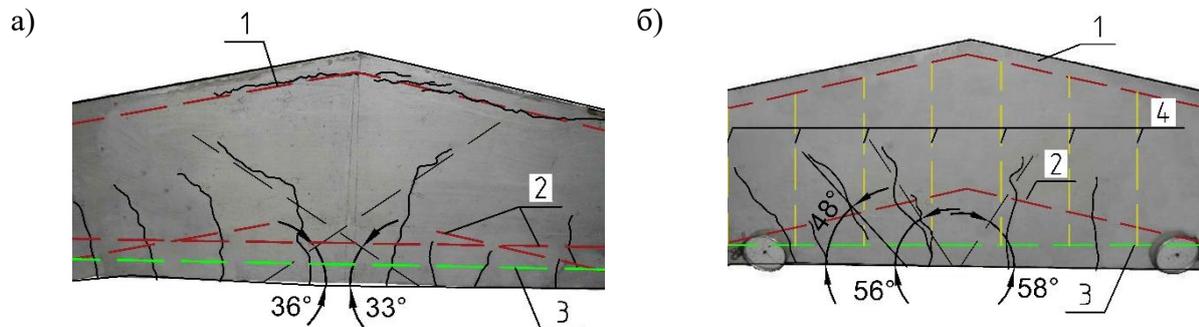


Рисунок 2 – Картина трещинообразования зоны вблизи конька балок:
 а) при отсутствии поперечной арматуры; б) при наличии поперечной арматуры
 1 – траектория сжатой арматуры; 2 – траектория растянутой ненапрягаемой арматуры;
 3 – траектория напрягаемой арматуры; 4 – траектория поперечной арматуры

Для более детального исследования и установления зависимостей распределения напряжений в коньковой зоне двускатных балок было выполнено численное моделирование опытных балок в программном комплексе SimuliaAbaqus [14]. Преимуществом данного программного комплекса является возможность использования для описания бетона модели *concretedamageplasticity*, которая позволяет учитывать образование и развитие трещин не только при растяжении, но и при сжатии и срезе, что особенно важно при исследовании сопротивления срезу и трещиностойкости наклонных сечений железобетонных балок [15, 16, 17].

Поскольку целью данной работы являлось оценка трещиностойкости наклонных сечений двускатных балок в зонах вблизи мест перелома сжатой грани, то были проанализированы существующие на данный момент методики расчета трещиностойкости наклонных сечений. Отмечается, что основным фактором, приводящим к возникновению наклонных трещин, выступают касательные напряжения. Однако в ряде работ по данной теме предлагается также учитывать нормальные напряжения от действия изгибающего момента [18], а также локальные вертикальные напряжения вблизи мест приложения сосредоточенных сил: опорных реакций и пролетных грузов [19].

Из анализа вышесказанного следует, что для выполнения проверки по образованию наклонных трещин в коньковой зоне двускатных балок следует учитывать все действующие в этой зоне компоненты напряжений:

1. Нормальные продольные напряжения σ_x , возникающие от действия изгибающего момента и усилия предварительного обжатия.
2. Касательные напряжения τ_{xy} , возникающие от действия внутренних усилий в элементе с переменной высотой сечения (поперечное и продольное усилия, изгибающий момент). При этом следует учесть особенности распределения касательных напряжений вблизи точек излома верхней грани балки.
3. Нормальные вертикальные напряжения $\sigma_{y.loc}$, возникающие в результате действия вертикальной составляющей усилия в сжатой зоне бетона непосредственно в коньке балки.

Величина нормальных напряжений, возникающих в бетоне в рассматриваемом нормальном сечении на каждом этапе загрузки, может быть получена на основании деформационной модели с учетом равновесия, действующих в сечении усилий.

Для оценки степени влияния перелома сжатой грани на распределение сдвигающих напряжений в коньковой зоне выполнен сравнительный анализ эпюр касательных напряжений, которые фактически возникают в опытных образцах и эпюры, полученные по аналитическим зависимостям без учета влияния излома верхней грани (рисунок 3). Анализ сдвигающих напряжений выполнен в пяти сечениях коньковой зоны балки.

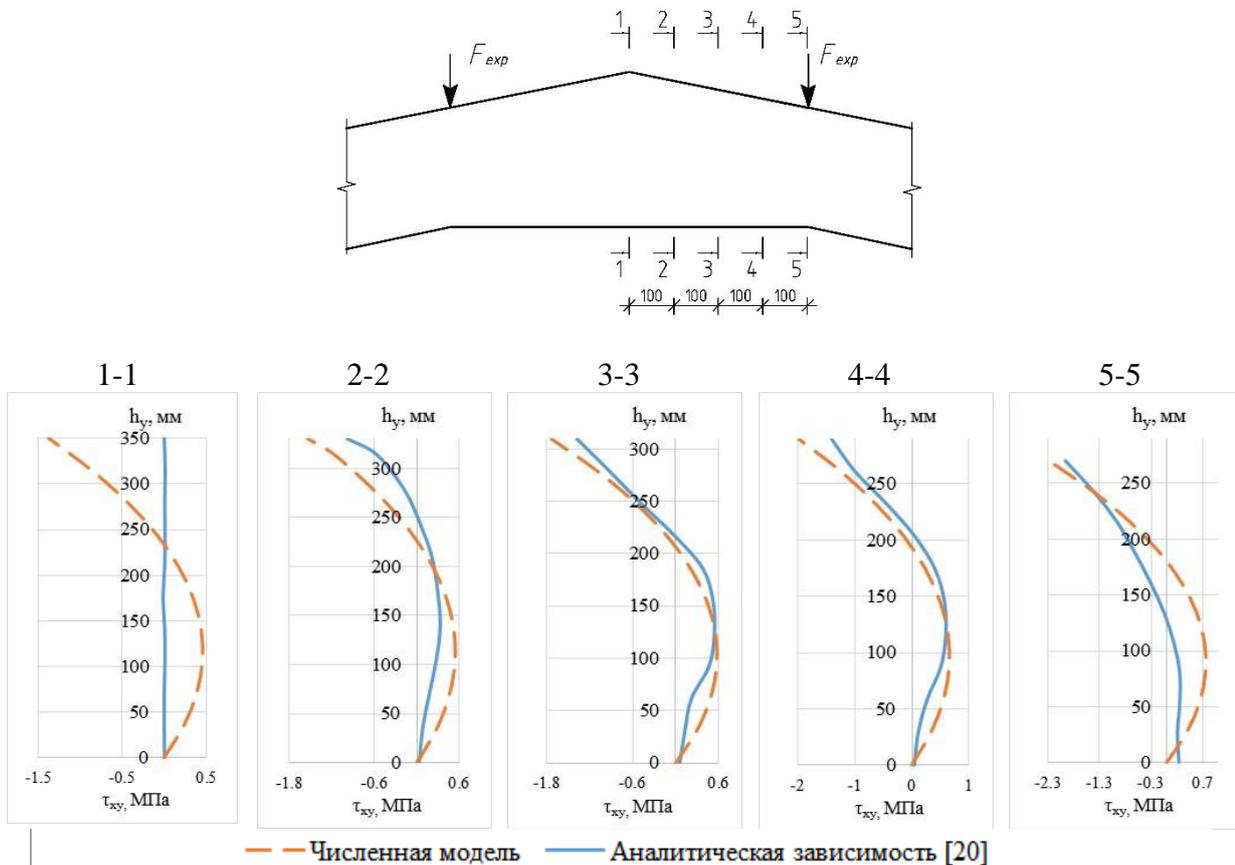


Рисунок 3 – Распределение касательных напряжений в коньковой зоне балки

С целью получения закона распределения касательных напряжений в коньковой зоне балки и определения длины зоны, на которой происходит снижение касательных напряжений выполнено численное моделирование двускатной балки. Конструктивное решение и схема загрузки балки приняты таким образом, чтобы изучить распределение касательных напряжений только от действия изгибающего момента и исключить влияние действующих сосредоточенных сил на напряженно-деформированное состояние коньковой зоны балки. По этим причинам материал балки принят идеально упругим, сечение балки – прямоугольным, а загрузка балки производится 2-мя сосредоточенными силами, приложенными на расстоянии 500 мм от опоры. Расчетный пролет балки составляет 5.8 м. При величине сосредоточенной нагрузки $F_{exp} = 115$ кН изгибающий момент, составляет 57.5 кН·м (рисунок 4).

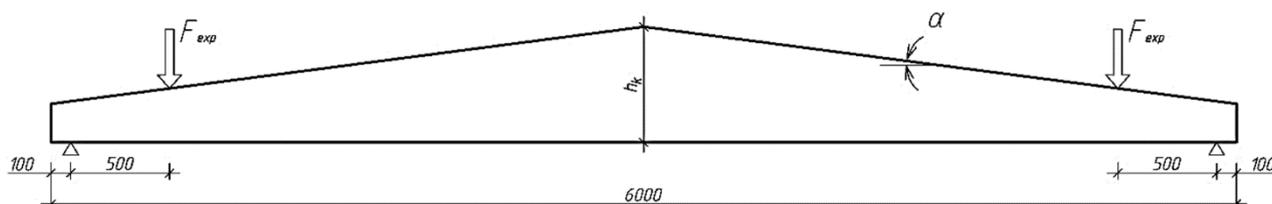


Рисунок 4 –Схема загрузки двускатной балки

Вероятнее всего, на распределение касательных напряжений в коньковой зоне оказывают влияние 2 фактора: высота сечения балки в коньке и угол наклона верхней грани. В связи с этим выполнено численное моделирование двух серий балок:

- 1 серия балки с уклоном верхней грани 10° и с различной высотой сечения в коньке;
- 2 серия балки с высотой сечения 725 мм и различным углом наклона верхней грани (таблица 2).

Таблица 2 – Конструктивные параметры исследуемых балок

Высота сечения в коньке h_k , мм	Угол наклона верхней грани α , град.			
	5	7	10	12
625			×	
725	×	×	×	×
825			×	
925			×	

Распределение касательных напряжений анализировалось по сечениям – сечение 1 расположено в коньке балке и далее через 100 мм по мере удаления от конька.

Как видно из рисунка 5, разница в величине касательных напряжений, определенных на основании принятой численной модели и при помощи аналитических зависимостей, по мере удаления от конька устойчиво снижается по явно нелинейному характеру. На некотором расстоянии от конька разница в величине касательных напряжений практически исчезает. Эта точка принята в качестве границы зоны влияния эффекта наложения полей касательных напряжений, расположенных по обе стороны от сечения, проходящего в коньке балки.

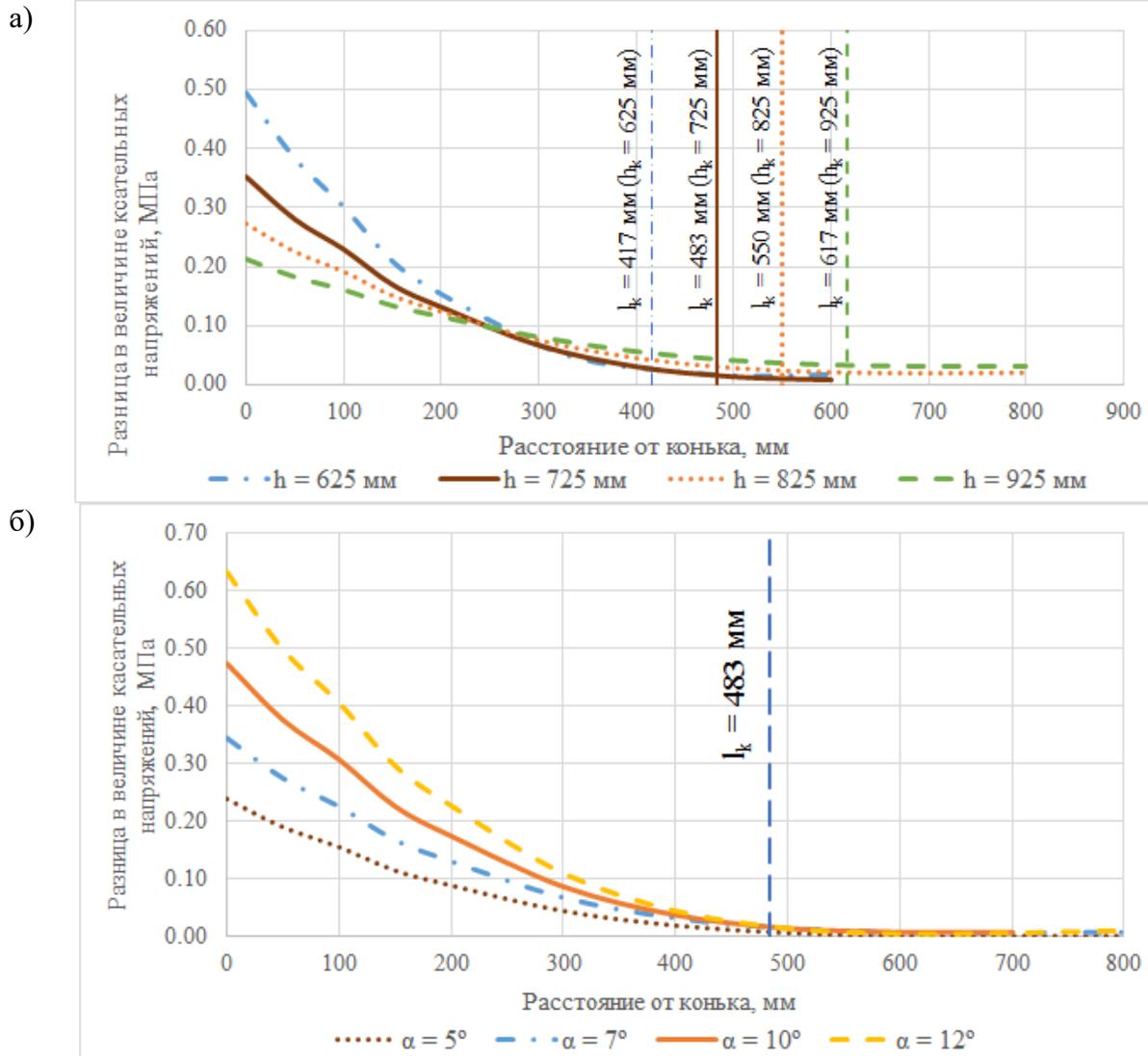


Рисунок 5 – Изменение касательных напряжений в коньковой зоне балки (см. рисунок 3): а) в балках с различной высотой сечения; б) в балках с различным углом наклона верхней грани

На рисунке 5 показано изменение различий в величине касательных напряжений, полученных с использованием численной модели и при помощи аналитических зависимостей для балок с различной высотой сечения (рисунок 5 а) и различными углами наклона верхней грани (рисунок 5, б). На рисунке отмечены границы зоны влияния излома верхней грани на напряженно-деформированное состояние балки.

На основании выполненного анализа установлено, что длина зоны, на которой происходит снижение касательных напряжений зависит от высоты сечения балки и составляет примерно $\frac{2}{3}$ высоты сечения ($l_k = \frac{2}{3}h_k$). Изменение величины угла наклона верхней грани в рассматриваемых пределах от 5° до 12° не повлияло на длину указанной зоны.

С учетом выше сказанного касательные напряжения в коньковой зоне балки предлагается определять по формуле:

$$\tau_M = \frac{M_x^k}{W_x^k} \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot \left(\frac{1}{\left(1 - \frac{2}{3} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}(\alpha)\right)^2} - (1 - \gamma)^2 \right) \cdot \left(3 \cdot \left(\frac{2 \cdot \beta - 1}{2}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot \beta - 1}{2}\right) - \frac{1}{4} \right) \quad (1)$$

где M_x^k – изгибающий момент, действующий в коньковом сечении, кН·м; W_x^k – момент сопротивления конькового сечения, см³; $\beta = \frac{y}{h_k}$ – относительное значение координаты по

высоте сечения рассматриваемой точки в коньковой зоне; $\gamma = \frac{x}{l_k} = \frac{3}{2} \cdot \frac{x}{h}$ – относительное

значение координаты x рассматриваемой точки по длине коньковой зоны; α – угол наклона верхней грани балки по отношению к нижней, град.

В практике расчета трещиностойкости нормальных и наклонных сечений с целью упрощения расчета допускается считать, что до образования трещин железобетонный элемент работает упруго и его напряженно-деформированное состояние может быть описано формулами теории упругости. Таким образом, до возникновения нормальных трещин распределение касательных напряжений в коньковой зоне двускатной железобетонной балки может быть описано выражением (1). Однако в ряде случаев наклонные трещины образуются после появления нормальных, при этом некоторые трещины, которые изначально были направлены нормально к растянутой грани балки, искривляются и ориентируются по направлению главных сжимающих и растягивающих напряжений. Для таких элементов применение формулы (1) невозможно, поскольку после образования нормальных трещин возникает разрыв сплошности бетона в растянутой зоне. Это приводит к перераспределению усилий между бетоном и арматурой. Касательные напряжения в сечении с трещиной воспринимаются частью бетонного сечения над трещиной, зацепления крупного заполнителя бетона по берегам трещины и продольной арматурой за счет проявления так называемого «нагельного эффекта». Исследования Залесова А.С. [21] показывают, что распределение касательных напряжений по сечению при наличии трещин зависит от передачи усилий с бетона на растянутую арматуру, что характеризуется приращением усилия в продольной арматуре по длине элемента и от высоты нетреснувшей зоны бетона. При этом степень передачи усилий с бетона на арматуру снижаются по мере развития трещин. Если предположить, что сразу после образования нормальной трещины усилия от касательных напряжений в трещине воспринимаются продольной рабочей арматурой и силами зацепления заполнителя, то можно получить распределение касательных напряжений по всему сечению: в нетреснувшей зоне по кривой, описываемой выражением (1), а в треснувшей постоянным и равным τ_{cr} . (рисунок 6 б).

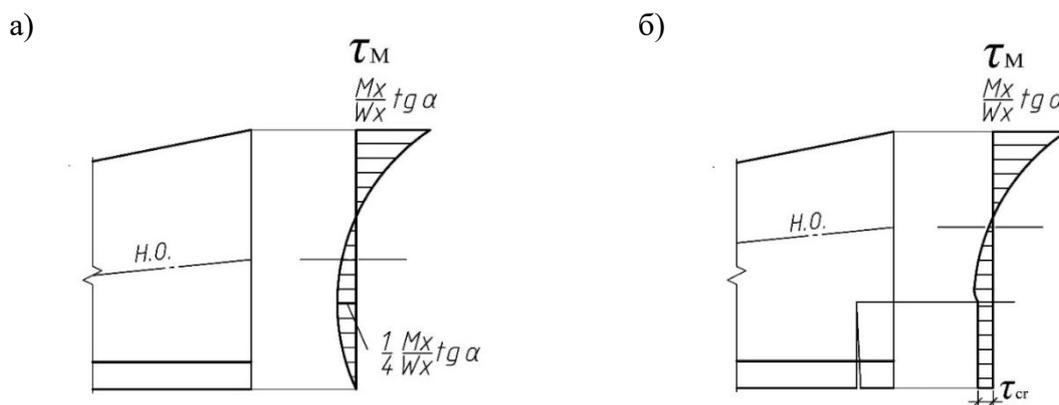


Рисунок 6 – Эпюра касательных напряжений в нормальном сечении двускатной железобетонной балки: а) до образования нормальных трещин; б) после образования нормальной трещины

При этом эпюра касательных напряжений, возникающих от изгибающего момента, является самоуравновешенной. Это означает, что равнодействующая соответствующих усилий, выражаемая площадью графика τ_M равна нулю. Поэтому касательные напряжения,

воспринимаемые продольной арматурой и силами зацепления в трещине, должны уравновешивать эпюру напряжений в бетоне над трещиной. Другими словами, равнодействующее усилие в треснувшей зоне бетона должно быть равно усилию, которое воспринимал бы бетон в этой зоне сечения в случае отсутствия нормальной трещины. В связи с этим величина касательных напряжений может быть определена из условия:

$$\tau_{cr} \cdot b \cdot (h - x_b) = \int_0^{h-x_b} \tau_M(y) dy, \quad (2)$$

где x_b – высота не треснувшей зоны бетона.

После выполнения интегрирования выражения (2) и выполнения всех необходимых преобразований получено выражение для вычисления напряжений в треснувшей зоне бетона:

$$\tau_{cr} = \frac{M_x^k}{W_x^k} \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot \left(\frac{1}{\left(1 - \frac{2}{3} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}(\alpha)\right)^2} - (1 - \gamma)^2 \right) \cdot \left(\frac{(h - x_b)^2}{h^2} - \frac{h - x_b}{h} \right). \quad (3)$$

Если допустить, что передача усилий с бетона на арматуру полностью нарушена (самый неблагоприятный вариант), все касательные напряжения должны быть восприняты оставшейся «не треснувшей» частью сечения.

Предварительно напряженные железобетонные элементы до начала загрузки находятся в условиях внецентренного сжатия – подвержены одновременному действию изгибающего момента и продольной силы.

Сжимающее усилие в подобных элементах направлено параллельно нижней грани и максимально приближено к ней. В таком случае усилие может быть разложено на две составляющие: продольная сила, направленная вдоль оси центров тяжести и перпендикулярно ей. При таких условиях касательные напряжения, возникающие от двух проекций усилия обжатия, компенсируют друг друга и в итоговом расчете могут не учитываться.

Изгибающий момент, вызванный действием усилия обжатия, противоположен по знаку момента от внешней нагрузки, что приводит к снижению результирующего усилия и, соответственно, касательных напряжений.

Для определения величины касательных напряжений от действия изгибающего момента могут быть использованы выражения (1) и (3). При этом изгибающий момент в рассматриваемом сечении определяется по выражению (4):

$$M_{x_P} = P \cdot (e_x - r), \quad (4)$$

где P – усилие предварительного обжатия бетона; e_x – эксцентриситет приложения сжимающего усилия в рассматриваемом сечении; $r = \frac{W_{red}}{A_{red}}$ – расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (менее сжатой) зоны сечения на стадии предварительного обжатия элемента.

Для элементов прямоугольного сечения равно $1/6 \cdot h$.

$$e_x = e_0 - x \cdot \operatorname{tg}(\alpha) = \left(d_k - \frac{h_k}{2} \right) - x \cdot \operatorname{tg}(\alpha), \quad (5)$$

где e_0 – эксцентриситет приложения сжимающего усилия в коньковом сечении; d_k – рабочая высота конькового сечения.

С учетом того, что $\gamma = \frac{x}{l_k} = \frac{3}{2} \cdot \frac{x}{h}$ выражение (5) примет вид (6):

$$e_x = h_k \cdot \left(\frac{d_k}{h_k} - \frac{1}{2} - \frac{2}{3} \cdot \gamma \cdot \text{tg}(\alpha) \right). \quad (6)$$

Таким образом, при высоте сечения экспериментальных балок в коньке равном 350 мм длина коньковой зоны, на которой происходит снижение касательных напряжений, составит $2/3 \cdot 350 = 232$ мм. На рисунке 7 представлено изменение в коньковой зоне двускатной железобетонной балки касательных напряжений, полученных на основании численного моделирования и построенное при помощи предложенных аналитических выражений, на этапах загрузки до образования нормальных трещин и после. Как видно из рисунка аналитическая зависимость достаточно точно описывает распределение напряжений сдвига, а незначительные отличия в эпюрах можно объяснить особенностями определения напряжений методом конечных элементов, а также проявлением упругопластических свойств бетона и недостаточной изученностью вопроса зацепления крупного заполнителя при сдвиге.

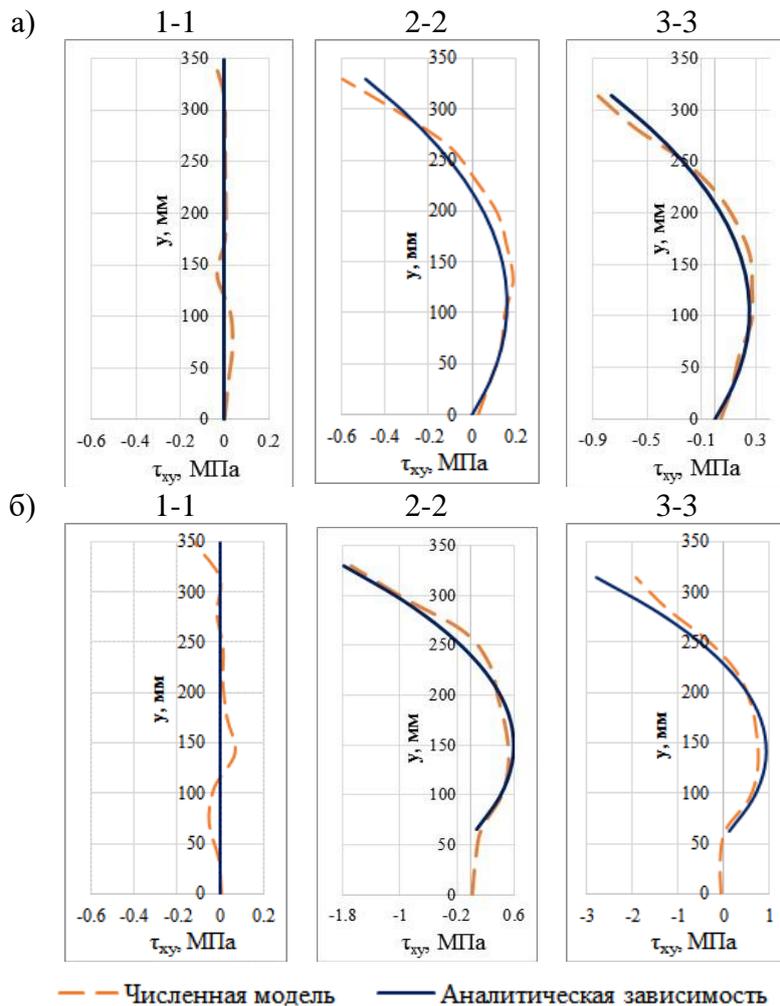


Рисунок 7 – Изменение напряжений в коньковой зоне балки: а) до образования трещин; б) после образования трещин

При определении трещиностойкости наклонных сечений в коньковой зоне двускатных балок необходимо также учитывать локальные поля напряжений, возникающие от действия вертикальной составляющей усилий в сжатой зоне бетона (рисунок 8). Для железобетонных элементов наличие указанных полей напряжения сказывается на отрыве сжатой зоны бетона, а также приводит к увеличению главных растягивающих напряжений, повороту площадок главных напряжений и, как следствие, приближает момент образования наклонных трещин.

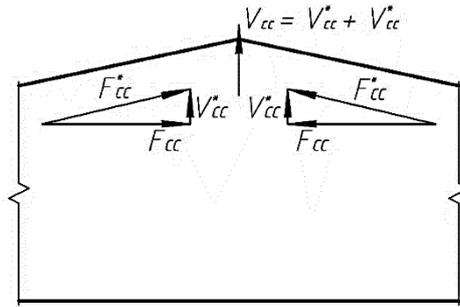


Рисунок 8 – Схема действия усилий в сжатой зоне сечения коньковой части балки

Изучение характера распределения вертикальных напряжений в коньковой зоне с целью установления соответствующих расчетных зависимостей проводилось на описанных выше балках из изотропного, абсолютно упругого материала (рисунок 4).

Установлено, что эпюра напряжений $\sigma_{y,loc}$, полученная на основании численной модели имеет нелинейный характер. При этом положение пиковой точки эпюры $\sigma_{y,loc}$ для нормальных сечений меняется по длине коньковой зоны. В коньковом сечении максимальное значение напряжений находится на уровне точки приложения равнодействующего усилия в сжатой зоне. В конце коньковой зоны балки максимум вертикальных напряжений приближается к уровню нейтральной оси.

В упругой стадии нормальные продольные напряжения распределяются по высоте сечения по линейному закону. Равнодействующее усилие в сжатой зоне конькового сечения в этом случае расположено на расстоянии $5/6 h_k$ от низа сечения. Таким образом, при известном угле наклона верхней грани можно установить положение нейтральной оси в конце коньковой зоны и расстояние от нижней грани до экстремума эпюры вертикальных напряжений h_{max} :

$$h_{max}(x) = h_{max}^k - \sqrt{\frac{x}{l_k}} \cdot (h_{max}^k - h_{max}^{lk}), \quad (7)$$

где h_{max}^k – расстояние от нижней грани балки до пиковой точки эпюры вертикальных напряжений в коньковом сечении, мм; h_{max}^{lk} – расстояние от нижней грани балки до пиковой точки эпюры вертикальных напряжений в конце коньковой зоны, мм; x – расстояние от конька до рассматриваемого сечения, мм.

С учетом подстановки известных величин h_{max}^{lk} и l_k выражение (7) примет вид (8):

$$h_{max}(x) = \frac{1}{3} \cdot h_k \left(2.5 - \sqrt{\frac{x}{l_k}} \cdot (1 + \operatorname{tg}(\alpha)) \right). \quad (8)$$

При вычислении величины вертикальных напряжений в коньковой зоне двускатной балки определяющим может являться пиковое значение поперечных растягивающих напряжений, возникающих в коньковом сечении балки:

$$\sigma_{y,max}^k = \frac{V_{cc}}{h_{max}^k \cdot b}, \quad (9)$$

где V_{cc} – проекция на вертикальную ось усилий, действующих в сжатой зоне конькового сечения, определяемое по выражению:

$$V_{cc} = 2 \cdot F_{cc} \cdot \operatorname{tg}(\alpha), \quad (10)$$

где F_{cc} – равнодействующее усилие в сжатой зоне конькового сечения.

По мере удаления от конька максимальное значение эпюры вертикальных напряжений $\sigma_{y,max}$ снижается по нелинейной зависимости:

$$\sigma_{y,max}(x) = \sigma_{y,max}^k \cdot \left(1 - \frac{x}{l_k}\right)^{1.5} \quad (11)$$

С учетом ранее принятых обозначений $\beta = \frac{y}{h_k}$ и $\gamma = \frac{x}{l_k} = \frac{3}{2} \cdot \frac{x}{h}$ и после выполнения преобразований система выражений (9)-(11) для определения вертикальных напряжений в коньковой зоне балки примет вид:

$$\sigma_{y,loc} = 1.2 \cdot \frac{V_{cc}}{h_k \cdot b} \cdot (1 - \gamma)^{1.5} \cdot \left(\frac{3 \cdot \beta}{2.5 - \sqrt{\gamma} \cdot (1 + \operatorname{tg}(\alpha))} \right), \quad (12a)$$

при $\beta \leq \frac{1}{3} \cdot (2.5 - \sqrt{\gamma} \cdot (1 + \operatorname{tg}(\alpha)))$

$$\sigma_{y,loc} = 1.2 \cdot \frac{V_{cc}}{h_k \cdot b} \cdot (1 - \gamma)^{1.5} \cdot \left(\frac{1 - \gamma \cdot \operatorname{tg}(\alpha) - \beta}{1 - \gamma \cdot \operatorname{tg}(\alpha) - \frac{1}{3} \cdot (2.5 - \sqrt{\gamma} \cdot (1 + \operatorname{tg}(\alpha)))} \right), \quad (12b)$$

при $\beta > \frac{1}{3} \cdot (2.5 - \sqrt{\gamma} \cdot (1 + \operatorname{tg}(\alpha)))$

Выражения (12a) и (12b) справедливы до образования трещины в коньковом сечении балки. После образования нормальных трещин в коньковой зоне балки меняется характер распределения вертикальных напряжений. Предполагая, что вертикальное усилие в этом случае будет действовать только по высоте не треснувшей зоны бетона x_b . В рамках предложенной методики для расчета по образованию наклонных трещин могут учитываться нормальные трещины с незначительной шириной раскрытия и глубиной проникновения ($l_{cr} < c$), т.е. при высоте нетреснувшей зоны бетона $x_b = d$.

В связи с уменьшением учитываемой в расчете высотой сечения вертикальные напряжения увеличиваются. В этой связи в сжатой зоне бетона эпюра вертикальных напряжений может быть описана параболой с максимальным значением напряжений на уровне центра тяжести сжатой зоны (13):

$$\sigma_{y,loc} = 1.2 \cdot \frac{V_{cc}}{d_k \cdot b} \cdot (1 - \gamma)^{1.5} \cdot (2 \cdot \omega^3 - 6 \cdot \omega^2 + 4.5 \cdot \omega), \quad (13)$$

где d_k – рабочая высота сечения двускатной балки в коньке; ω – параметр двускатной балки, определяемый по выражению (14):

$$\omega = \frac{1 - \gamma \cdot \operatorname{tg}(\alpha) - \beta}{\xi} \quad (14)$$

здесь ξ – относительная высота сжатой зоны бетона в коньковом нормальном сечении.

Возникающие в трещине вертикальные напряжения во многом зависят от условий передачи усилий между продольной арматурой и бетоном. Следует предположить, что величина передаваемого усилия будет зависеть от величины взаимного смещения двух разделенных трещиной частей балки и ширины раскрытия этой трещины. Непосредственно после образования трещин возникают благоприятные условия для передачи усилий, поскольку трещина имеет небольшую ширину раскрытия и в ней возникают процессы трения и зацепления, однако взаимное смещение блоков балки в этом случае незначительно в связи с чем передача усилий между бетоном и арматурой практически не осуществляется. На более поздних этапах, когда происходит взаимный поворот блоков балки относительно друг друга ширина раскрытия трещина достаточно большая, и передача усилий в трещине практически не осуществляется. При учете частичного нарушения передачи усилий с

арматуры на бетон вертикальные напряжения в растянутой зоне бетона могут быть приняты постоянными и оценены выражением (15):

$$\sigma_{y.loc} = \frac{1}{2} \cdot 1.2 \cdot \frac{V_{cc}}{d_k \cdot b} \cdot (1 - \gamma)^{1.5} = 0.6 \cdot \frac{V_{cc}}{d_k \cdot b} \cdot (1 - \gamma)^{1.5}, \quad (15)$$

где ν – степень передачи усилий в трещине, принимается равным от 0 до 1.0.

На рисунке 9 представлено сравнение эпюр вертикальных напряжений, полученной на основании численного моделирования и при помощи аналитических зависимостей. Поскольку рассматривается напряженно-деформированное состояние коньковой зоны балки (рисунок 3) непосредственно после образования нормальных трещин, то принято, что продольная арматура не участвует в восприятии вертикальных напряжений ($\nu = 0$).

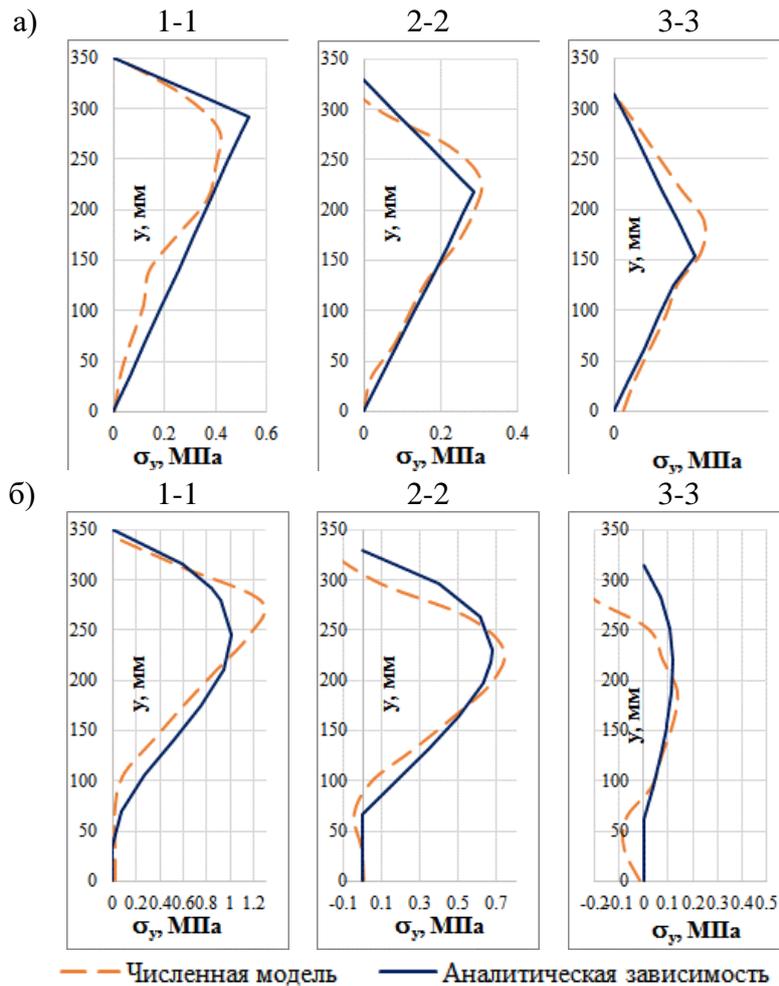


Рисунок 9 – Распределение вертикальных напряжений по высоте сечения в коньковой зоне балки: а) до образования трещин; б) после образования трещин

Выводы

1. Особенности напряженно-деформированного состояния элементов ломаного очертания связаны с возникновением касательных напряжений на участках с переменной высотой сечения и формированием локальных напряжений (поперечных растягивающих и сдвигающих) в зонах вблизи перелома граней.

2. Поперечные растягивающие напряжения имеют максимальное значение в сечении, проходящем через конёк балки, и постепенно снижаются при удалении от конька. Касательные напряжения, наоборот, имеют максимальные значения на некотором расстоянии от конька и снижаются при приближении к нему, и непосредственно в коньковом сечении становятся равными нулю.

3. Действие поперечных и касательных напряжений в коньковой зоне двускатных балок в сочетании с действующими нормальными напряжениями приводит к образованию наклонных трещин в коньковой зоне даже при отсутствии поперечной силы.

4. На основании экспериментально-теоретических исследований установлено, что длина зоны, на которой необходимо учитывать влияние локальных полей напряжений зависит от высоты сечения балки в коньке и составляет ориентировочно $\frac{2}{3}$ высот сечения в коньке.

5. Эпюры напряжений, построенные по предложенным аналитическим зависимостям, в удовлетворительной степени согласуются с фактическим распределением поперечных и касательных напряжений в коньковой зоне перелома граней железобетонных балок и могут быть использованы для оценки трещиностойкости наклонных сечений и определения необходимости установки дополнительной поперечной арматуры в указанной зоне.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Малиновский В.Н., Кривицкий П.В., Матвеевко Н.В. Усовершенствованный вариант конструктивного решения железобетонных стропильных балок // Вестник Брестского государственного технического университета. 2013. № 1 (79) : Строительство и архитектура. С. 128–131.
2. Magnel G. Les applications du béton précontraint en Belgique // Bulletin technique de la Suisse romande. Mars., 1949. annee 75 (No. 7). Pp. 77–82.
3. Leonhardt F Continuous Prestressed Concrete Beams // Journ. of ACI. Mar., 1953. Vol. 22. No. 7. Pp. 617–634.
4. Горожанский Ю.Ф. Преимущества замены статической схемы сборных железобетонных рам для одноэтажного промышленного строительства // Республиканской научно-технической конференции: тезисы докладов. Брест: БИСИ, 1968. С. 42–47.
5. Debaiky S.Y., Elniema E.I. Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear // Journ. of ACI. May-June, 1982. Vol. 79. No. 3. Pp. 184–194.
6. Mseer F., Alwash N. The behavior of tapered one-way continuous two-span reinforced concrete slabs under repeated load // Periodicals of Engineering and Natural Sciences. June 2022. Vol. 10. No. 3. Pp. 387–396.
7. Tena-Colunga A. Archundia-Aranda H.I., Grande-Vega A., González-Cuevas O.M. Cyclic shear behavior of reinforced concrete haunched beams // Proceedings of Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering. Ottawa, Ontario, Canada, 2007. Pp. 184–194.
8. Caldentey A.P., Padilla P., Muttoni A., Ruiz M. F. Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups // ACI Structural Journal. September-October, 2012. Vol. 109. No. 5. Pp. 595–603.
9. Shuo T., Okubo K., Niwa J. The Shear Behavior of RC Tapered Short Beams with Stirrups // Journal of Advanced Concrete Technology. September 2019. Vol. 17. Pp. 506–517. <http://doi.org/10.3151/jact.17.9.506>.
10. Hou Ch., Nakamura T., Iwanaga T., Niwa J. Shear behavior of reinforced concrete and prestressed concrete tapered beams without stirrups // Journal of JSCE. 2017. Vol. 5. Pp. 170–189.
11. Saba S.H.A., Mazin B. A., Bassam A. T. Response of Reinforced Concrete Tapered Beams Strengthened Using NSM-CFRP Laminates // Tikrit Journal of Engineering Sciences. 2022. No. 29 (1). Pp. 99–110. <http://doi.org/10.25130/tjes.29.1.8>.
12. Jasim M. Dh., Nimmim H. T. Structural behavior of reinforced concrete pre-stressed tapered beams // Periodicals of Engineering and Natural Sciences February. 2023. Vol. 11. No. 1. Pp. 223–238.
13. Матвеевко Н.В., Малиновский В.Н. К исследованию напряженно-деформированного состояния коньковой зоны балок криволинейного очертания // Вестник науки и образования Северо-Запада России. 2018. Т. 4. № 5. С. 9–17.
14. Кривицкий П.В., Матвеевко Н.В. Экспериментальные исследования сопротивления изгибу с поперечной силой преднапряженных железобетонных балок прямолинейного и ломаного очертания // Вестник Полоцкого государственного университета. 2021. № 8 : Серия F. Строительство. Прикладные науки. С. 87–93.
15. Jolly A. Vijayan V. Structural behaviour of reinforced concrete haunched beam a study on ANSYS and ETABS // International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology. August 2016. Vol. 3 Issue 8. Pp. 495–500.
16. Pham T. D., Hong W. K. Investigation of strain evolutions in prestressed reinforced concrete beams based on nonlinear finite element analyses considering concrete plasticity and concrete damaged plasticity // Journal Of Asian Architecture And Building Engineering. 2022. Vol. 21. No. 2. Pp. 448–468. <https://doi.org/10.1080/13467581.2020.1869014>.

17. Khaleel I.S., Movahedi R.M. Reliability-based probabilistic numerical plastically limited analysis of reinforced concrete haunched beams // *Sci Rep* 13, 2670 (2023). <https://doi.org/10.1038/s41598-023-29930-0>.
18. Никулина Ю.А. Определение трещиностойкости предварительно напряженных железобетонных балок трапециевидного поперечного сечения // *Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова*. 2021. № 11. С. 41–48. doi:10.34031/2071-7318-2021-6-11-41-48.
19. Снежкина О.В. Трещиностойкость железобетонных балок с малым и средним пролетом среза // *Regional architecture and engineering*. 2021. № 3. С. 123–128.
20. Александров А.В., Потапов В.Д., Державин Б.П. Сопротивление материалов. М. : Высшая школа, 2003. 560 с.
21. Залесов А.С., Ильин О.Ф. Трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов // *Предельные состояния элементов железобетонных конструкций : сб. науч. тр. / НИИЖБ ; под ред. С. А. Дмитриева*. М. : Стройиздат, 1976. С. 56–68.

REFERENCES

1. Malinovsky V.N., Krivitsky P.V., Matveenko N.V. Usovershenstvovannyi variant konstruktivnogo resheniia zhelezobetonnykh stropil'nykh balok [Improved version of the constructive decision reinforced concrete beams]. *Vestnik of Brest State Technical University*. 2013. No. 1 (79) : Building and Architecture. Pp. 128–131. (rus).
2. Magnel G. Les applications du béton précontraint en Belgique. *Bulletin technique de la Suisse romande*. Mars., 1949. annee 75 (No. 7). P. 77–82.
3. Leonhardt F Continuous Prestressed Concrete Beams. *Journ. of ACI*. Mar., 1953. Vol. 22.No. 7. Pp. 617–634.
4. Gorozhanskii IU. F. Preimushchestva zameny staticheskoi skhemy sbornykh zhelezobetonnykh ram dlia odnoetazhnogo promyshlennogo stroitel'stva [Benefits of replacing the static scheme of precast concrete frames for single-story industrial construction] // *Respublikanskoï nauchno-tekhnicheskoi konferentsii: tezisy dokladov* [Republican scientific and technical conference: abstracts]. Brest: BISI, 1968. Pp. 42–47. (rus).
5. Debaiky S.Y., Elniema E.I. Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear. *Journ. of ACI*. May-June, 1982. Vol. 79. No. 3. Pp. 184–194.
6. Mseer F., Alwash N. The behavior of tapered one-way continuous two-span reinforced concrete slabs under repeated load. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. June 2022. Vol. 10. No. 3. Pp. 387–396.
7. Tena-Colunga A. Archundia-Aranda H. I., Grande-Vega A., González-Cuevas O. M. Cyclic shear behavior of reinforced concrete haunched beams. *Proceedings of Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering*. Ottawa, Ontario, Canada, 2007. Pp. 184–194.
8. Caldentey A.P., Padilla P., Muttoni A., Ruiz M. F. Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups. *ACI Structural Journal*. September-October, 2012. Vol. 109. No. 5. Pp. 595–603.
9. Shuo T., Okubo K., Niwa J. The Shear Behavior of RC Tapered Short Beams with Stirrups. *Journal of Advanced Concrete Technology*. September 2019. Vol. 17. Pp. 506–517. <http://doi.org/10.3151/jact.17.9.506>.
10. Hou Ch., Nakamura T., Iwanaga T., Niwa J. Shear behavior of reinforced concrete and prestressed concrete tapered beams without stirrups. *Journal of JSCE*. 2017. Vol. 5. Pp.170–189.
11. Saba S.H.A., Mazin B. A., Bassam A. T. Response of Reinforced Concrete Tapered Beams Strengthened Using NSM-CFRP Laminates. *Tikrit Journal of Engineering Sciences*. 2022. No. 29 (1). Pp. 99–110. <http://doi.org/10.25130/tjes.29.1.8>.
12. Jasim M. Dh., Nimnim H. T. Structural behavior of reinforced concrete pre-stressed tapered beams. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences February*. 2023. Vol. 11. No. 1. Pp. 223–238.
13. Matveenko N.V., Malinovsky V.N. K issledovaniiu napriazhenno-deformirovannogo sostoianiia kon'kovoï zony balok krivolinei'nogo ochertaniia [To research of the stress-strain state of ridge area of the curved beam]. *Journal of Science and Education of North-West Russia*. 2018. Vol. 4. No. 5. Pp. 9–17. (rus).
14. Krivitsky P.V., Matveenko N.V. Èksperimental'nye issledovaniia soprotivleniia izgibu s poperechnoi siloi prednapriazhennykh zhelezobetonnykh balok priamolineinogo i lomanogo ochertaniia [Experimental studies of the flexure with shear force resistance of straight and broken configuration prestressed concrete beams]. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta*. 2021. № 8 : Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki. Pp. 87–93. (rus).
15. Jolly A. Vijayan V. Structural behaviour of reinforced concrete haunched beam a study on ANSYS and ETABS. *International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology*. August 2016. Vol. 3 Issue 8. Pp. 495–500.
16. Pham T. D., Hong W. K. Investigation of strain evolutions in prestressed reinforced concrete beams based on nonlinear finite element analyses considering concrete plasticity and concrete damaged plasticity. *Journal Of Asian Architecture And Building Engineering*. 2022. Vol. 21. No. 2. Pp. 448–468. <https://doi.org/10.1080/13467581.2020.1869014>.

17. Khaleel I.S., Movahedi R.M. Reliability-based probabilistic numerical plastically limited analysis of reinforced concrete haunched beams. *Sci Rep* 13, 2670 (2023). <https://doi.org/10.1038/s41598-023-29930-0>.
18. Nikulina Yu.A. Opredelenie treshchinostoikosti predvaritel'no napriazhennykh zhelezobetonnykh balok trapetsi-evidnogo poperechnogo secheniia [Determination of crack resistance of prestressed reinforced concrete beams of trapezoidal cross-section]. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2021. No. 11. Pp. 41–48. doi:10.34031/2071-7318-2021-6-11-41-48.
19. Snezhkina O.V. Treshchinostoikost' zhelezobetonnykh balok s malym i srednim proletom sreza [Cracking resistance of reinforced concrete beams with small and medium span]. *Regional architecture and engineering*. 2021. No. 3. Pp. 123–128.
20. Aleksandrov A.V., Potapov V.D., Derzhavin B.P. Soprotivlenie materialov [Material resistance]. М. : Vysshaya shkola, 2003. 560 p.
21. Zalesov A.S., Il'in O.F. Treshchinostoikost' naklonnykh sechenii zhelezobetonnykh elementov [Crack resistance of inclined sections of reinforced concrete elements]. *Predel'nye sostoianiia elementov zhelezobetonnykh konstruktсий : sb. nauch. tr. [Limit states of elements of reinforced concrete structures: collection of scientific papers]*. Moscow. 1976. Pp. 56–68.

Информация об авторах:

Матвеевский Никифор Викторович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь, старший научный сотрудник отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве».

E-mail: nikifarych@yandex.ru

Малиновский Василий Николаевич

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры строительных конструкций.

E-mail: 1@mail.ru

Матвеевская Елизавета Сергеевна

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь, преподаватель-стажер кафедры строительных конструкций.

E-mail: elizabeth.brenkoich@yandex.ru

Information about authors:

Matweenko Nikifor V.

Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus, senior researcher of industry laboratory «Research Center for Innovations in Building».

E-mail: nikifarych@yandex.ru

Malinovsky Vasilij N.

Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus, candidate in technical sciences, docent, professor of the department of building constructions.

E-mail: 1@mail.ru

Matweenko Elizaveta S.

Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus, trainee teacher of the department of building constructions.

E-mail: elizabeth.brenkoich@yandex.ru

И.П. ПАВЛОВА¹, И.В. БЕЛКИНА²¹УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь²УО «Гродненский государственный университет имени Янки Купалы», г. Гродно, Республика Беларусь

ПАРАМЕТРИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОБСТВЕННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ И НАПРЯЖЕНИЙ НАПРЯГАЮЩЕГО ФИБРОБЕТОНА НА СТАДИИ РАСШИРЕНИЯ

Аннотация. Одним из главных преимуществ напрягающего бетона является его способность компенсировать один из основных недостатков, присущий минеральным вяжущим, – усадочные деформации. При этом подходы к прогнозированию свойств напрягающего бетона не являются универсальными, поскольку базируются в основном на феноменологических подходах и эмпирических зависимостях. Основными подходами к прогнозированию деформаций и напряжений, возникающих в расширяющемся бетоне, являются энергетический и деформационный. Ряд исследователей подтверждает эффективность применения деформационного подхода для определения собственных деформаций и напряжений. Модифицирование модели для определения собственных напряжений и деформаций позволило перейти от случая одноосного стержневого армирования к двух- и трёхосно-ограниченным элементам. На основании положений деформационного подхода была предложена деформационная модель для определения собственных деформаций и напряжений напрягающего фибробетона. Сформулированы основные предпосылки и допущения предлагаемой модели. Приведена блок-схема алгоритма итерационной процедуры, позволяющая выполнить расчет собственных деформаций и напряжений напрягающего фибробетона. Проведены параметрические исследования собственных деформаций и напряжений напрягающего фибробетона на стадии расширения. Представлены нормализованные зависимости связанных деформаций от варьируемых параметров. Установлена область эффективного использования стальной фибры с целью достижения эффекта «связывания» свободного расширения в напрягающем бетоне разной энергоактивности. Определено влияние изменения количества вводимой фибры на развитие связанных деформаций напрягающего бетона в разные временные интервалы. Полученные результаты могут быть использованы в проектных, учебных и научно-исследовательских учреждениях.

Ключевые слова: напрягающий фибробетон, собственные деформации, самонапряжение, объемное ограничение, модифицированная деформационная модель.

I.P. PAVLOVA¹, I.V. BELKINA²¹Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus²Yanka Kupala State University of Grodno, Grodno, Republic of Belarus

PARAMETRIC RESEARCH OF RESTRAINED STRAINS AND STRESSES OF SELF-STRESSED FIBER-REINFORCED CONCRETE AT THE STAGE OF EXPANSION

Abstract. One of the main advantages of self-stressed concrete is its ability to compensate for one of the main disadvantages inherent in mineral binders – shrinkage strains. However, approaches to predicting the properties of self-stressed concrete are not universal, since they are based mainly on phenomenological approaches and empirical dependencies. The main approaches to predicting strains and stresses arising in expansive concrete are energy- and deformation approaches. A number of researchers confirm the effectiveness of applying the deformation approach to determine intrinsic strains and stresses. Modification of the model for determining its own stresses and strains made it possible to move from the case of uniaxial bar reinforcement to two- and three-axis-limited elements.

Based on the provisions of the deformation approach, a deformation model was proposed to determine the intrinsic strains and stresses of self-stressed fiber-reinforced concrete. The main prerequisites and assumptions of the proposed model are formulated. A block diagram of the algorithm of the iterative procedure is given, which makes it possible to calculate the intrinsic strains and stresses of self-stressed fiber-reinforced concrete. Parametric studies of self-strains and stresses of self-stressed fiber-reinforced concrete at the stage of expansion were carried out. The normalized dependences of the bounded strains on the varied parameters are presented. The area of effective use of steel fibers to achieve "binding" effect of free expansion in self-stressed concrete of different energy-activity has been determined. Influence of change of introduced fiber amount on development of bound strains of self-stressed concrete at different time intervals has been determined. The obtained results can be used in design, educational and research institutions.

Keywords: fiber reinforced self-stressed concrete, restrained expansion strains, self-stressing, volumetric restraint, modified strains development model.

Введение

Напрягающий бетон обладает способностью не только компенсировать усадочные деформации, но и получать регулируемое исходное напряжённо-деформированное состояние элементов конструкции, положительно влияющее на их эксплуатационные характеристики и долговечность. Данный материал наиболее полно реализует свои свойства в условиях ограничения. Подходы к прогнозированию свойств напрягающего бетона не являются универсальными, поскольку основаны, как правило, на феноменологических методах и эмпирических зависимостях. Поэтому для сокращения временных и экономических затрат необходимо минимизировать возможные экспериментальные исследования, заменяя эмпирический подход аналитическим моделированием.

Выделяют два основных подхода к определению собственных деформаций и напряжений напрягающего бетона в условиях ограничения. Первый – энергетический подход (теории Михайлова В.В., Y. Tsuji), базирующийся на законе сохранения энергии. Энергия, которая при свободном расширении затрачивается на разрушение внутренних связей цементной матрицы, компенсируется работой арматуры на растяжение и бетона на сжатие [1, 2]. Такая работа является постоянной и не зависит от изменения величины коэффициента армирования и положения ограничивающих элементов в пределах сечения [1]. Данный подход позволяет выполнять расчёты, не устанавливая зависимости, описывающие кинетику развития свободных деформаций расширения во времени, изменение модуля упругости и функции ползучести напрягающего бетона в раннем возрасте, опираясь только на энергетическую марку бетона по самонапряжению. Однако энергетические модели не способны охватить все возможные варианты ограничения (несимметричное одностороннее армирование, абсолютно жесткое ограничение, свободное расширение и пр.) [3].

Наряду с энергетическими, широкое применение получили модели, базирующиеся на втором основном подходе, – деформационном. Такой подход рассматривает расширение на элементарных временных интервалах, на которых происходит приращение деформаций свободного расширения. Деформационные модели способны учитывать изменения физико-механических свойств материала, влияние ползучести в раннем возрасте и реакции, возникающей в упругом ограничении на очередных этапах прироста деформаций [4, 5]. Недостатком таких моделей является трудоемкость расчёта ввиду большого количества входных параметров.

В дальнейшем развитие деформационных моделей позволило определять собственные напряжения и деформации не только для одноосно армированных элементов, но и для двух- и трёхосного ограничения [6-8]. Учет взаимного влияния ограничивающих связей стал возможен благодаря введению коэффициента Пуассона для бетона в раннем возрасте к выделенной упругой относительной деформации бетона [6].

Известно, что модификация структуры бетона одновременным вводом расширяющейся добавки и фибры может значительно улучшить эксплуатационную надежность и повысить эффективность конструкций и сооружений [9-13]. Расширение такого бетона происходит в условиях обжатия дисперсными армирующими волокнами, в результате чего создается предварительное напряжение, которое почти полностью

сохраняется и после стабилизации процесса. Ввиду хаотичного расположения волокон, формирующего объёмный преднапряженный фиброкаркас [14], дисперсное армирование напрягающего бетона следует рассматривать как пространственное ограничение. Вследствие этого, прогнозирование деформаций и напряжений необходимо осуществлять, руководствуясь положениями деформационного подхода.

1. Модели и методы

Модифицированная деформационная модель напрягающего фибробетона для случая трёхосного ограничения основана на предпосылке о том, что данный материал может быть представлен в виде шара из расширяющегося бетонного ядра и покрывающей его однородной оболочки постоянной толщины, состоящей из материала фибры (рисунок 1).

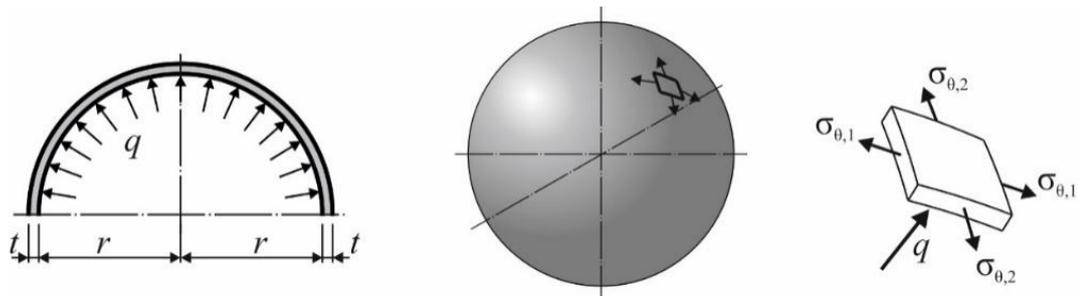


Рисунок 1 – Изображение сферической оболочки из фибры с возникающими в ней напряжениями σ_θ и σ_m от действия радиальной равномерно распределенной нагрузки q

Отношение толщины оболочки к радиусу шара пропорционально расходу фибры на единицу объема бетона. Оболочка связана с ядром и не проскальзывает по поверхности бетона при деформациях шара. Внутренние усилия, возникающие в расширяющемся бетонном ядре и внутренние усилия, возникающие в ограничивающей его оболочке, взаимно уравновешены. При расширении шара из напрягающего бетона радиусом r оболочка воспринимает радиальную равномерно распределенную нагрузку q , в результате в плоскости оболочки толщиной t возникают окружные и меридиональные напряжения, которые в силу шаровой симметрии равны. Расширение напрягающего бетонного ядра происходит равномерно во всех направлениях. При определении упругих деформаций напрягающего бетона объемное расширение учитывается введением коэффициента Пуассона для бетона в раннем возрасте. Связанные относительные деформации для каждого ортогонального направления (X , Y , Z) определяются путем вычитания из относительных деформаций свободного расширения упругих и неупругих относительных деформаций от ползучести бетона, а также упругих относительных деформаций в результате действия дополнительной реакции упругого ограничения. Напряжения от действия радиальной равномерно распределенной нагрузки q определяются решением задачи тонкостенной сферической оболочки (рисунок 1), нагруженной внутренним равномерным давлением.

В общем виде модель напрягающего фибробетона для случая трёхосного ограничения в соответствии с [15] на произвольном i -ом временном интервале может быть описана системой уравнений:

$$\begin{cases} (\Delta\sigma_{cf})_i = \frac{2t}{r} \cdot \frac{E_s}{1-\mu_s} \cdot (\Delta\varepsilon_r)_i; \\ (\Delta\varepsilon_r)_i = (\Delta\varepsilon_f)_i - (\Delta\sigma_{cf})_i \cdot (1-2\mu_c) \cdot J(\tau_{i+1/2}; \tau_i) - \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta\sigma_{cf})_j \cdot \frac{\Delta\phi(\tau_i; \tau_j)}{E_{cm,28}} \right] - \\ - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta\sigma_{cf})_j}{E_{cm}(\tau_j)} \right] \cdot \frac{E_{cm,aw}(\tau_{(i-1)+1/2})}{E_{cm}(\tau_{(i-1)+1/2})}. \end{cases} \quad (1)$$

Как видно из (1) результатом решения (откликом модели) являются собственные деформации ε_r и напряжения напрягающего фибробетона σ_{cf} , на которые влияет ряд геометрических, жесткостных, деформационных параметров, а также его возраст и температура.

Отношение t/r является геометрической характеристикой расчетной модели и согласно принятым допущениям [15] пропорционально расходу фибры на единицу объема бетона. Другими словами, данный параметр отражает объемное соотношение волокон фибры ρ_s .

Жесткостные характеристики модели, к которым относятся модуль упругости и коэффициент Пуассона, условно можно разделить на параметры напрягающего бетона (E_c, μ_c) и параметры материала фибры (E_s, μ_s) (в случае полиармирования – параметры n материалов ($E_{s1}, \mu_{s1}, \dots, E_{sn}, \mu_{sn}$)).

К деформационным характеристикам модели относится функция относительных деформаций свободного расширения во времени $\varepsilon_f(\tau)$, функции ползучести бетона $J(\tau_{i+1/2}; \tau_j)$.

Стоит отметить, что адекватное теоретическое описание процесса развития деформаций свободного расширения фибробетона во времени $\varepsilon_f(\tau)$ и по сей день является фундаментальной проблемой физики и механики бетона. Поэтому в данных исследованиях используются нормализованные зависимости $\varepsilon_f(\tau)$ для составов напрягающего бетона различной активности, полученные по результатам испытаний.

Важными характеристиками модели являются возраст τ и температура T напрягающего фибробетона на стадии его твердения и расширения. Данные параметры учитываются при моделировании изменения модуля упругости и функции ползучести бетона во времени путем введения модифицированного возраста бетона τ_i , который соотносится с τ суткам реального возраста бетона и учитывает влияние температурного режима на стадии твердения и расширения бетона (2):

$$\tau_i = \sum_{j=1}^n \Delta\tau_j \cdot e^{13,65 - \frac{4000}{273+T(\Delta\tau_j)/T_0}}, \quad (2)$$

где $\Delta\tau_j$ – количество суток (дней) с температурой T (°C); $T_0 = 1^\circ\text{C}$.

Модуль упругости бетона в модифицированном возрасте, соответствующем реальному возрасту бетона τ_j , может быть получен из (3):

$$E_c(\tau) = E_{cm,28} \cdot \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{\tau_{m,28} - a}{\tau_i - a} \right)^{0,5} \right] \right\}, \quad (3)$$

где s – эмпирический коэффициент, учитывающий тип вяжущего; a – эмпирический коэффициент, учитывающий влияние времени начала схватывания.

Коэффициент ползучести бетона $\phi(t; t_0)$ рассчитывают по следующей формуле (4):

$$\phi(\tau; \tau_0) = \phi_0 \cdot \beta(\tau; \tau_0), \quad (4)$$

где ϕ_0 – базовый коэффициент ползучести;

где $\beta_c(\tau, \tau_0)$ – коэффициент, описывающий развитие ползучести во времени после нагружения (5):

$$\beta_c(\tau, \tau_0) = \frac{(\tau - \tau_0)}{\beta_H + (\tau - \tau_0)}, \quad (5)$$

β_H – коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона [3, 6].

Расчет по предложенной модели выполняется итерационным способом в соответствии с блок-схемой, представленной на рисунке 2.

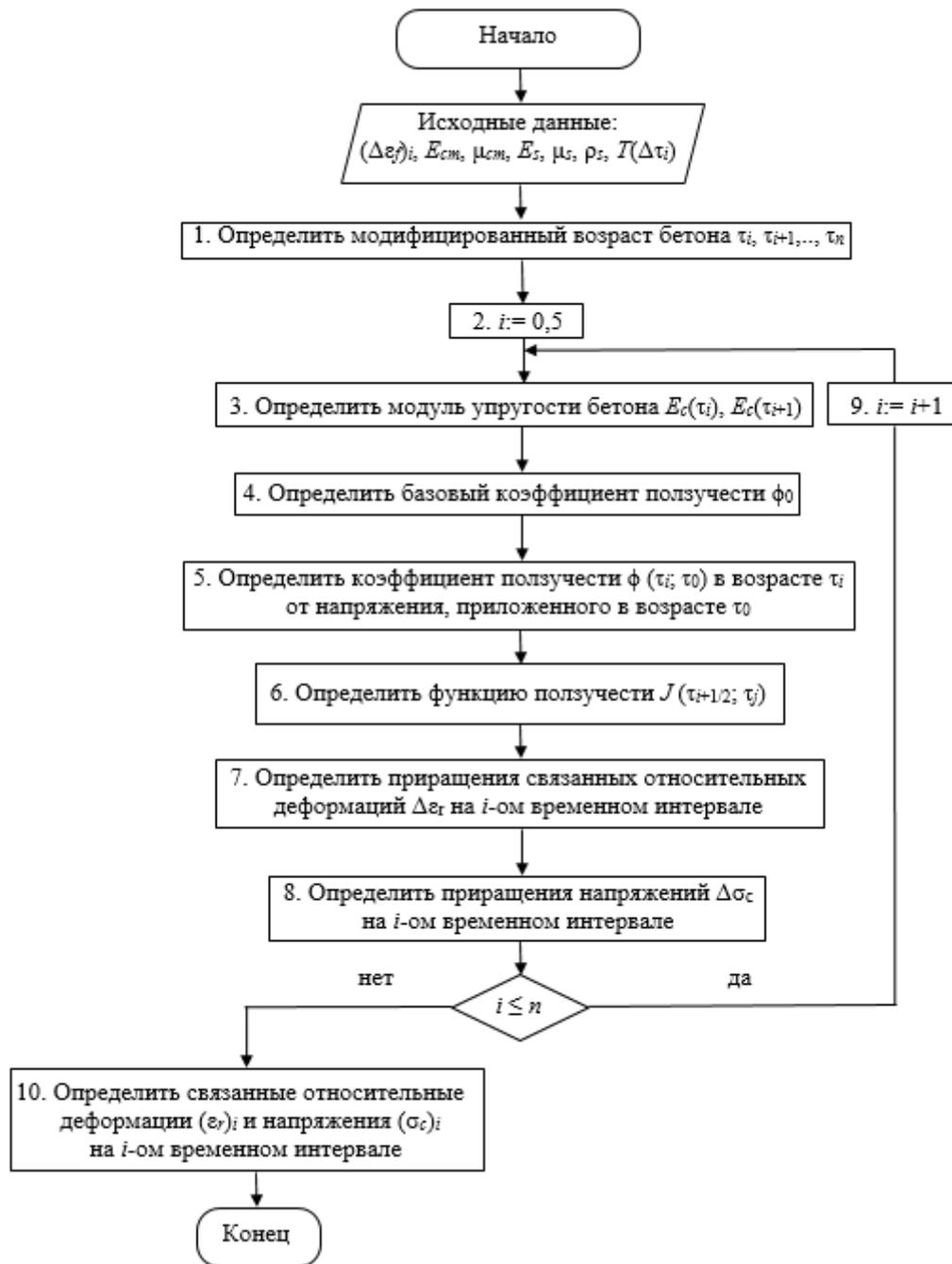


Рисунок 2 – Блок-схема алгоритма итерационной процедуры для расчета собственных деформаций и напряжений напрягающего фибробетона

2. Параметрические исследования

2.1. Исходные данные

В качестве исследуемых составов приняты бетоны варьируемой энергоактивности и с разной кинетикой развития процесса расширения. Нормализованные зависимости изменения свободных относительных деформаций расширения во времени для составов напрягающего бетона различной активности $\varepsilon_r(\tau)$ были приняты по результатам испытаний и представлены на рисунке 3.

Объемное соотношение волокон ρ_s . Объемное соотношение варьировалось в пределах от 0 до 2,0 %.

Модуль упругости напрягающего бетонного композита в возрасте 28 суток E_{cm} . Параметрические исследования проводили для значений модуля упругости $E_{cm}= 25; 30; 35; 40$ и 45 ГПа соответственно.

Модуль упругости материала дисперсного армирования E_s . Модуль упругости для стальной фибры в данном параметрическом исследовании был принят $E_s=200$ ГПа.

При выполнении параметрических исследований температурный режим на стадии твердения и расширения бетона был принят неизменным и составлял $T=20$ °С.

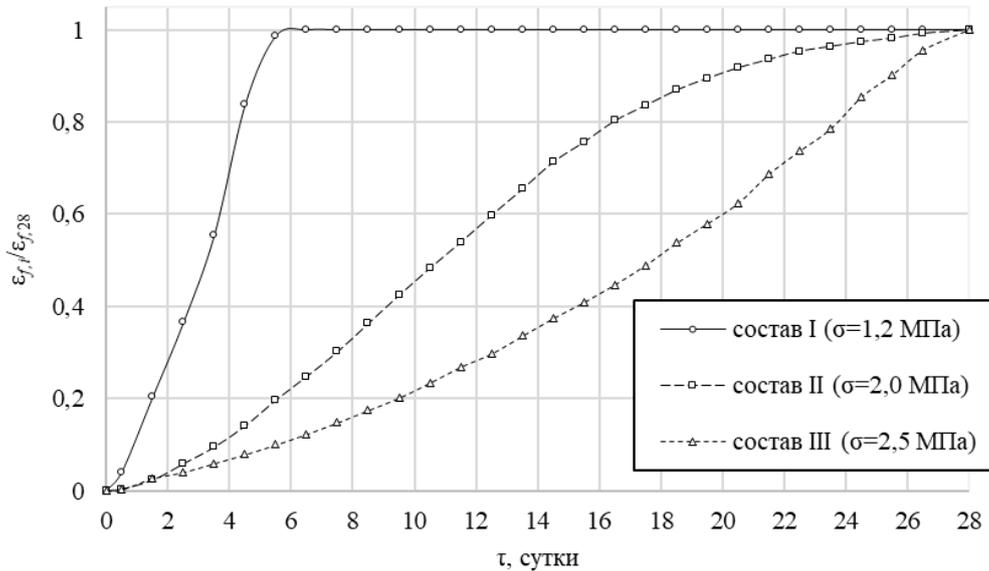


Рисунок 3 – Нормализованные экспериментальные графики изменения относительных деформаций $\epsilon_f(\tau)$ для составов напрягающего бетона различной активности, принятые при параметрических исследованиях

2.2. Результаты параметрических исследований и их анализ

При моделировании собственных деформаций и напряжений напрягающего фибробетона одним из основных параметров является объемное соотношение волокон ρ_s , выражающее количество фибры, приходящейся на единицу объема бетона (1 м^3), т.е. количество дисперсного армирующего элемента, способного сдерживать свободные деформации расширения $\epsilon_f(\tau)$. На рисунках 4 – 6 представлены нормализованные графики зависимости связанных деформаций $\epsilon_{r,i}$ от свободных деформаций $\epsilon_{f,i}$ для напрягающего бетона составов I, II, III соответственно при различных объемных соотношениях волокон ρ_s . Из графиков установлено, что при минимальном содержании волокон ($\rho_s=0,13\%$), зависимости приобретают нелинейный характер и сохраняют его и при дальнейшем возрастании количества фибры. При этом, с увеличением объемного содержания волокон связанные деформации бетона уменьшаются, что свидетельствует о восприятии волокнами напряжений и подтверждает высказанные ранее предположения. Также представленные результаты позволяют определить оптимальную область объемного содержания фибры, при которой ее свойства как ограничивающего элемента будут реализованы в полной мере. По мере увеличения объемного содержания после значения $\rho_s=0,64\%$, что соответствует 50 кг стальной фибры на 1 м^3 бетона, дальнейшее уменьшение связанных деформаций носит незначительный характер. То есть область эффективного использования волокон с целью достижения эффекта «связывания» свободного расширения будет расположена в пределах значений от $\rho_s=0,38\%$ до $\rho_s=0,64\%$ (от 30 до 50 кг на 1 м^3 бетона), что соответствует дозировке стальной фибры, предлагаемой большинством исследователей.

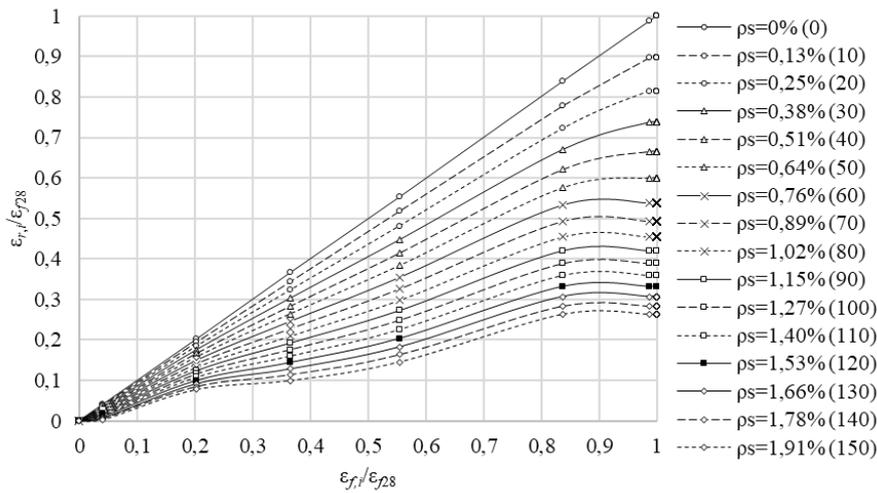


Рисунок 4 – Нормализованные зависимости связанных деформаций $\varepsilon_{r,i}$ от свободных деформаций $\varepsilon_{f,i}$ для напрягающего бетона состава I при различных объемных соотношениях волокон ρ_s (в скобках указано количество волокон в кг на 1 м^3 бетонной смеси)

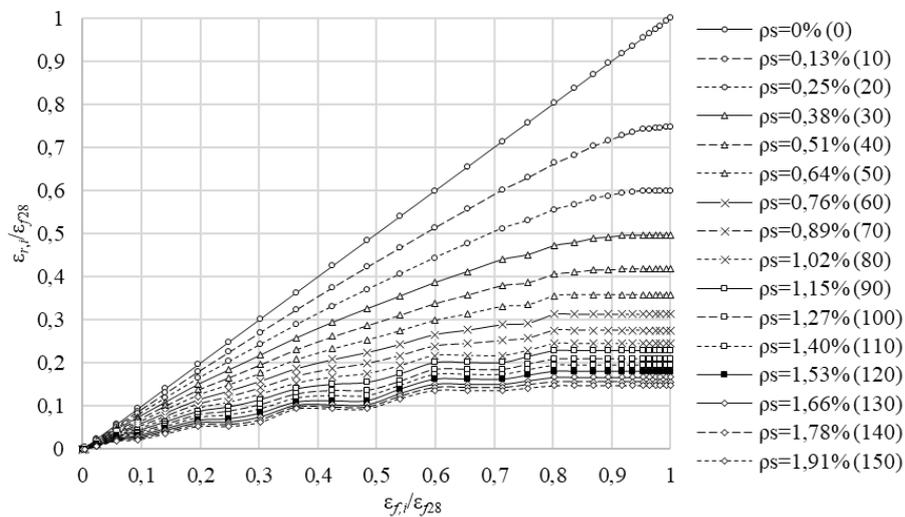


Рисунок 5 – Нормализованные зависимости связанных деформаций $\varepsilon_{r,i}$ от свободных деформаций $\varepsilon_{f,i}$ для напрягающего бетона состава II при различных объемных соотношениях волокон ρ_s (в скобках указано количество волокон в кг на 1 м^3 бетонной смеси)

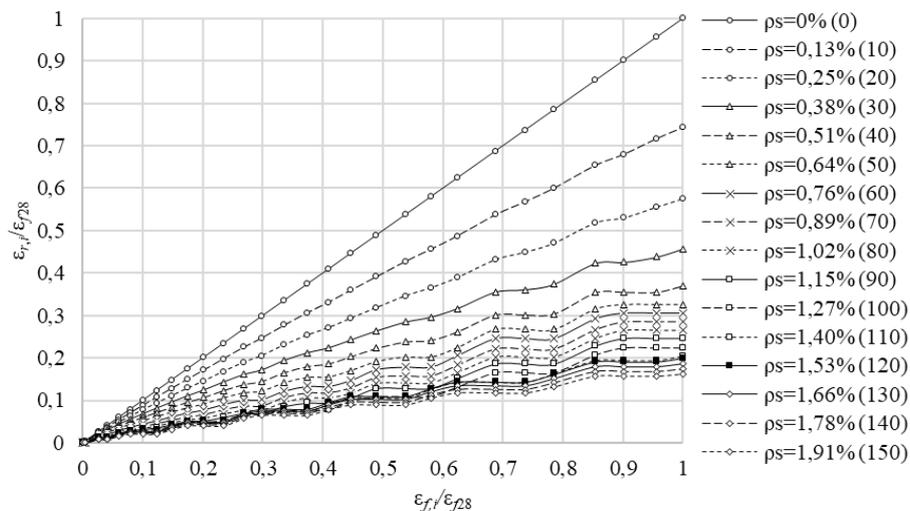


Рисунок 6 – Нормализованные зависимости связанных деформаций $\varepsilon_{r,i}$ от свободных деформаций $\varepsilon_{f,i}$ для напрягающего бетона состава III при различных объемных соотношениях волокон ρ_s (в скобках указано количество волокон в кг на 1 м^3 бетонной смеси)

На рисунках 7 – 9 представлены нормализованные графики изменения связанных деформаций $\varepsilon_{r,i}$ при варьировании модуля упругости для напрягающего бетона составов I, II, III соответственно при объемном соотношении волокон $\rho_s=0,51\%$. Из графиков видно, что увеличение модуля упругости бетона приводит к сдерживанию развития свободных деформаций, что в итоге приводит к увеличению соотношения между связанными и свободными деформациями при высоких модулях упругости. Наоборот, снижение модуля упругости приводит к снижению общей жесткости композитной системы, свободные деформации растут, а связанные снижаются, поэтому для энергоактивных бетонов, склонных к разуплотнению на стадии расширения и спадам прочности и модуля упругости, необходимо предусматривать дисперсное армирование по верхнему пределу ($\rho_s=0,64\%$).

Также следует отметить, что в разные периоды времени (до и после стабилизации процесса расширения) изменение количества вводимой фибры приводит к разным эффектам в развитии связанных деформаций напрягающего бетона (см. рисунок 10 – 12). Для рассматриваемых составов, отличающихся и энергией расширения, и кинетикой протекания процесса расширения (составы I и II, в которых стабилизация процесса расширения наступила в период с 5 по 14 сутки, состав III с монотонно возрастающими деформациями расширения вплоть до контрольного возраста 28 сут.) увеличение процента фибры в бетоне приводит к снижению связанных деформаций, причем зависимость носит линейный характер до момента стабилизации расширения, когда в активно гидратирующей системе происходит перераспределение напряжений и фибра связывает систему, оказываясь химически преднапряженной. После стабилизации процесса расширения зависимость становится нелинейной и с увеличением $\rho_s>0,64\%$ носит пологий характер. Дальнейшее увеличение количества фибры при стабилизировавшемся процессе расширения приводит только к увеличению пластической составляющей в структуре бетона, что подтверждает сформулированные выше выводы об оптимальной области объемного содержания фибры в напрягающем бетоне разной активности, при которой ее свойства как ограничивающего элемента реализуются наиболее полно.

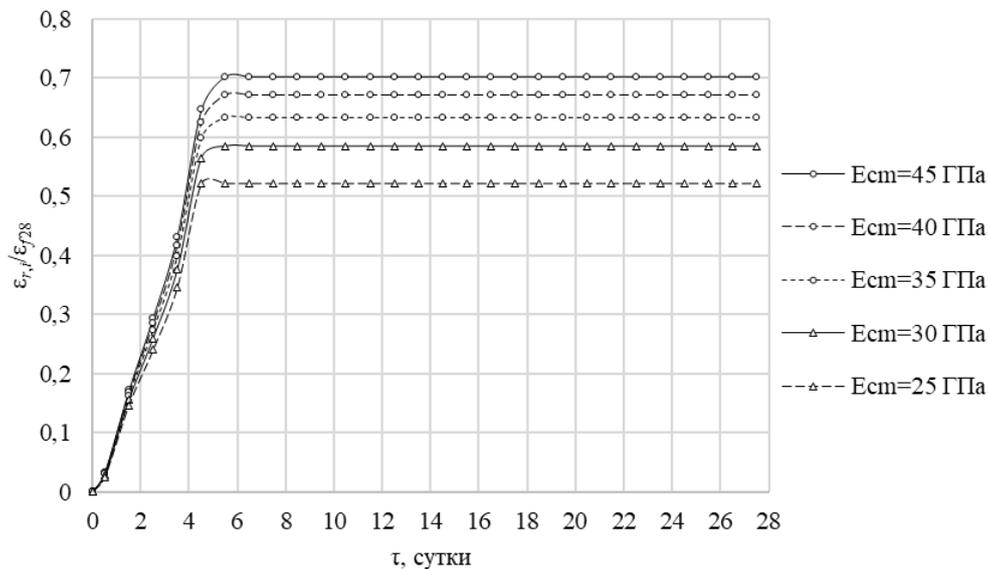


Рисунок 7 – Нормализованное изменение связанных деформаций $\varepsilon_{r,i}$ во времени при модуле упругости напрягающего бетона $E_{cm}=45$ ГПа; $E_{cm}=40$ ГПа; $E_{cm}=35$ ГПа; $E_{cm}=30$ ГПа; $E_{cm}=25$ ГПа для состава I при $\rho_s=0,51\%$

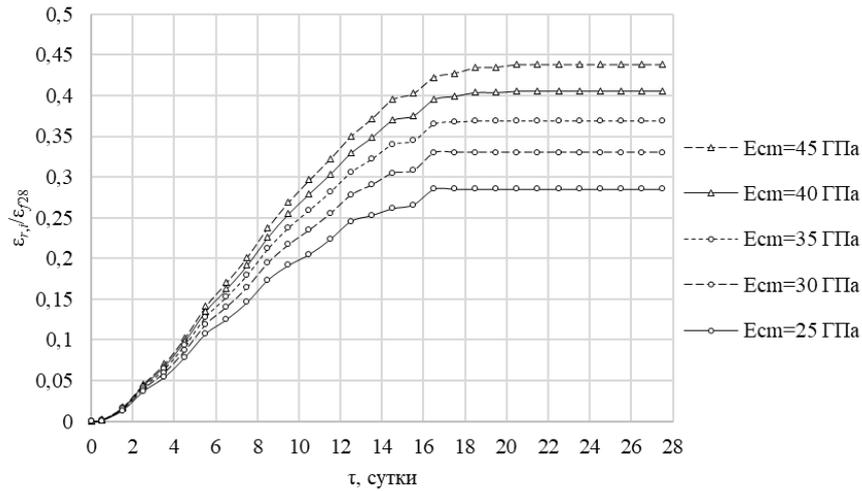


Рисунок 8 – Нормализованное изменение связанных деформаций $\epsilon_{r,i}$ во времени при модуле упругости напрягающего бетона $E_{cm}=45$ ГПа; $E_{cm}=40$ ГПа; $E_{cm}=35$ ГПа; $E_{cm}=30$ ГПа; $E_{cm}=25$ ГПа для состава II при $\rho_s=0,51\%$

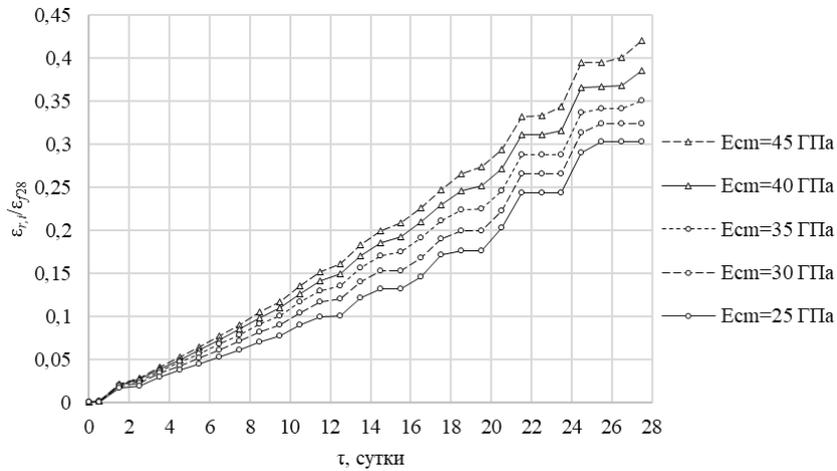


Рисунок 9 – Нормализованное изменение связанных деформаций $\epsilon_{r,i}$ во времени при модуле упругости напрягающего бетона $E_{cm}=45$ ГПа; $E_{cm}=40$ ГПа; $E_{cm}=35$ ГПа; $E_{cm}=30$ ГПа; $E_{cm}=25$ ГПа для состава III при $\rho_s=0,51\%$

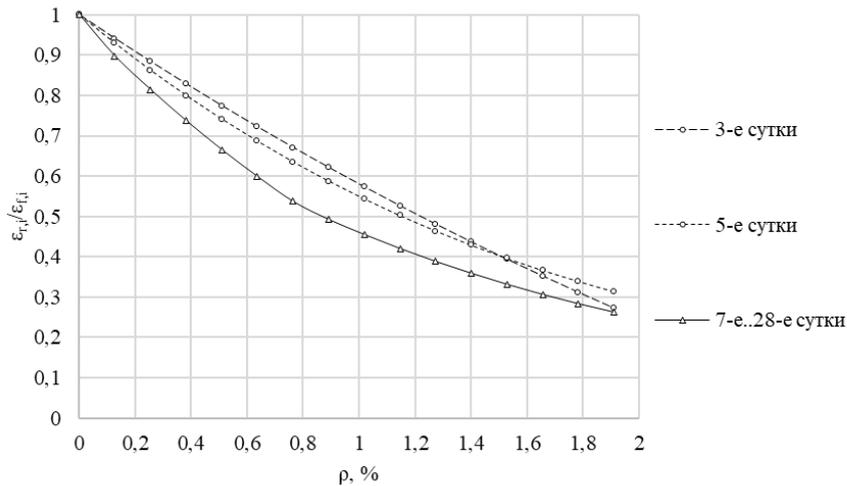


Рисунок 10 – Нормализованные зависимости связанных деформаций $\epsilon_{r,i}$ от объемного соотношения волокон ρ_s для напрягающего бетона состава I в определенный момент времени τ

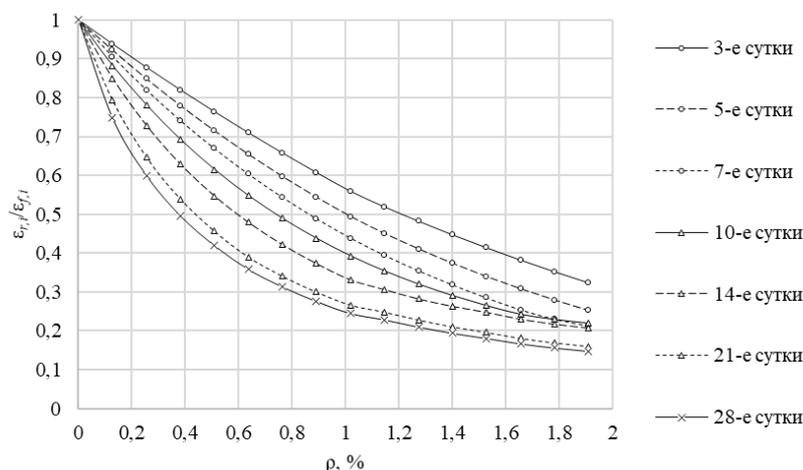


Рисунок 11 – Нормализованные зависимости связанных деформаций $\varepsilon_{r,i}$ от объемного соотношения волокон ρ_s для напрягающего бетона состава II в определенный момент времени τ_i

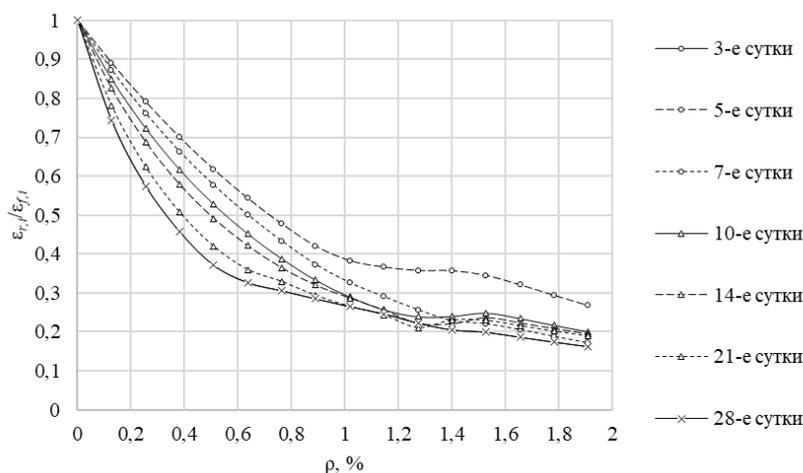


Рисунок 12 – Нормализованные зависимости связанных деформаций $\varepsilon_{r,i}$ от объемного соотношения волокон ρ_s для напрягающего бетона состава III в определенный момент времени τ_i

Выводы

На основании проведенных параметрических исследований можно сделать следующие выводы:

1. Изменяя количество и вид расширяющейся добавки и варьируя коэффициент армирования, можно получить напрягающие сталефибробетоны с регулируемым значением собственных деформаций.

2. Область эффективного использования стальных волокон с целью достижения эффекта «связывания» свободного расширения в напрягающем бетоне разной энергоактивности располагается в пределах значений от $\rho_s=0,38\%$ до $\rho_s=0,64\%$ (от 30 до 50 кг на 1м^3 бетона).

3. Увеличение модуля упругости бетона приводит к сдерживанию развития свободных деформаций и созданию более благоприятного напряженно-деформированного состояния, что в итоге приводит к увеличению связанных деформаций по отношению к свободным при высоких модулях упругости. Наоборот, снижение модуля упругости, приводя к снижению общей жесткости композитной системы, в итоге не «препятствует» росту свободных деформаций при общем снижении величины связанных. В таких случаях для энергоактивных бетонов, склонных к разуплотнению на стадии расширения и спадам прочности и модуля упругости, необходимо предусматривать дисперсное армирование по верхнему пределу ($\rho_s=0,64\%$).

4. Изменение количества вводимой фибры приводит к разным эффектам в развитии связанных деформаций напрягающего бетона в разные временные интервалы. Увеличение процента фибры в бетоне приводит к снижению связанных деформаций, причем зависимость носит линейный характер до момента стабилизации расширения, когда в активно гидратирующей системе происходит перераспределение напряжений и фибра связывает систему, оказываясь химически преднапряженной. После стабилизации процесса расширения зависимость становится нелинейной и с увеличением $\rho_s > 0,64\%$ носит пологий характер. Дальнейшее увеличение количества фибры при стабилизировавшемся процессе расширения приводит только к увеличению пластической составляющей в структуре, что подтверждает сформулированные выше выводы об оптимальной области объемного содержания фибры в напрягающем бетоне разной активности, при которой ее свойства как ограничивающего элемента реализуются наиболее полно.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющиеся и напрягающиеся цементы и самоупроченные конструкции. М.: Стройиздат, 1974. 389 с.
2. Tsuji Y. Methods of estimating chemical prestress and expansion distribution in expansive concrete subjected to uniaxial restraint *Concrete Library of JSCE*, 1984. № 3. Pp. 131-143.
3. Тур В.В., Семенюк О.С. Модели, применяемые для расчета связанных деформаций и самоупрочений в элементах из напрягающего бетона // Вестник Брестского государственного технического университета. Серия: Строительство и архитектура. 2016. № 1. С. 53–69.
4. Ito H., Maruyama I., Tanimura M., Sato R. Early age deformation and resultant induced stress in expansive high strength concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*. 2004; (2). Pp. 155–174.
5. Semianiuk V., Tur V., Herrador M. F. Early age strains and self-stresses of Expansive concrete members under uniaxial restraint conditions. *Construction and Building Materials*. 2017;(131). Pp. 39–49.
6. Sannikava V., Tur V. The modified early age strains development model for the case of two-way restraint conditions // *MATEC Web of Conferences*. 2021. Vol. 350. <https://doi.org/10.1051/mateconf/202135000010>
7. Chang X., Huang C., Zhang P. Expansive behaviors of self-stressing concrete under different restraining conditions. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, 26(4). 2011. Pp. 780–785.
8. Бондаренко В. М. Проектирование самоупроченных сталефибробетонных элементов // Вестник Брестского государственного технического университета. Серия: Строительство и архитектура. 2012. № 1. С. 85–89.
9. Алексеев В.А., Баженов Ю.М., Баженова С.И., Баженова О.Ю., Бисембаев Р.С., Мирончук Н.С. Добавки с самостоятельной гидравлической активностью для набрызгбетона // БСТ: Бюллетень строительной техники. 2018. № 8 (1008). С. 61–63.
10. Елсуфьева М.С., Соловьев В.Г., Бурьянов А.Ф. Оценка долгосрочного изменения свойств сталефибробетонов с расширяющими добавками // *Строительные материалы*. 2015. № 7. С. 21-23.
11. He H.A., Wang B.X., Lin J.T. Performance on steel fiber reinforced self-stressing concrete. *Key Engineering Materials*. Trans Tech Publications Ltd. 2009. Vol. 400. Pp. 427-432. doi:10.4028/www.scientific.net/kem.400-402.427.
12. Харченко А.И. [и др.]. Применение расширяющихся цементов для набрызгбетона в тоннельном строительстве // Вестник МГСУ. 2019. № 11. С. 1438-1448.
13. Sengul O. Mechanical properties of slurry infiltrated fiber concrete produced with waste steel fibers // *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 186. Pp. 1082–1091. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.08.042
14. Елсуфьева М.С. Применение расширяющихся добавок в сталефибробетоне / М.С. Елсуфьева, В.Г. Соловьев, А.Ф. Бурьянов // *Строительные материалы*. 2014. № 8. С. 60-63.
15. Павлова И.П., Белкина И.В. Собственные деформации напрягающего бетона с дисперсным армированием: часть 1. Моделирование // *Известия вузов. Строительство*. 2022. № 9. С. 5–17.

REFERENCES

1. Mikhailov V., Litver S. *Rasshiryayushchiesya i naprygayushchiesya cementy i samonapryazhyonnye konstrukcii* [Expansive and self-stressing cements and self-stressed reinforced structures]. Moscow: Stroyizdat, 1974. 389 p. (rus)
2. Tsuji Y. Methods of estimating chemical prestress and expansion distribution in expansive concrete subjected to uniaxial restraint. *Concrete Library of JSCE*, 1984. No. 3. Pp. 131-143.
3. Tur V., Semianiuk V. *Modeli, primenyayemye dlya rascheta svyazannyh deformacij i samonapryazhenij v elementah iz naprygayushchego betona* [Models for restrained strains and self-stressing stresses in the members made

- of expansive concrete calculation]. *Vestnik Brestskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arhitektura*. 2016. No. 1. Pp. 53–69. (rus)
4. Ito H., Maruyama I., Tanimura M., Sato R. Early age deformation and resultant induced stress in expansive high strength concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*. 2004;(2). Pp. 155–174.
 5. Semianiuk V., Tur V., Herrador M. F. Early age strains and self-stresses of Expansive concrete members under uniaxial restraint conditions. *Construction and Building Materials*. 2017;(131). Pp. 39–49.
 6. Sannikava V. Tur V. The modified early age strains development model for the case of two-way restraint conditions. *MATEC Web of Conferences*. 2021. Pp. 350.
 7. Chang X., Huang C., Zhang P. Expansive behaviors of self-stressing concrete under different restraining conditions. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, 26(4). 2011. Pp. 780–785.
 8. Bondarenko V. M. Proektirovanie samonapryazhyonnyh staletrubobetonnyh elementov [Design of self-stressing CFST elements]. *Vestnik Brestskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arhitektura*. 2012. No. 1. Pp. 85–89. (rus)
 9. Alekseev V.A., Bazhenov Yu.M., Bazhenova S.I., Bazhenova O.Yu., Bisembaev R.S., Mironchuk N.S. Additive having hydraulic activity forshotcrete. [Additives with independent hydraulic activity for sprinkling]. *BST: Bulletin of Construction Equipment*. 2018; 8(1008):61-63. (rus)
 10. Elsufieva M. S., Soloviev V. G., Buryanov A. F. Evaluation of the long-term change in the properties of steel fiber concrete with expanding additives [Ocenka dolgosrochnogo izmeneniya svojstv stalefibrobetonov s rasshiryayushchimi dobavkami]. *Construction Materials*. 2015. No. 7. Pp. 21-23. (rus)
 11. He H. A., Wang B. X., Lin J. T. Performance on steel fiber reinforced self-stressing concrete. *Key Engineering Materials. Trans Tech Publications Ltd*. 2009. Vol. 400. Pp. 427-432. doi:10.4028/www.scientific.net/kem.400-402.427.
 12. Harchenko A.I. [et al.]. The use of expanding cements for concrete spraying in tunnel construction. [Primenenie rasshiryayushchih cementov dlya nabryzgbetona v tonnel'nom stroitel'stve]. *Vestnik MGSU*. 2019. Vol. 14. No. 11 (134). Pp. 1438-1448. (rus)
 13. Sengul O. Mechanical properties of slurry infiltrated fiber concrete produced with waste steel fibers. *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 186. Pp. 1082–1091. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.08.042
 14. Elsufieva M.S., Soloviev V.G., Buryanov A.F. Primenenie rasshiryayushchih dobavok v stalefibrobetone [The use of expanding additives in steel fiber concrete]. *Construction Materials*. 2014. No. 8. Pp. 60-63. (rus)
 15. Pavlova I.P., Belkina I.V. Sobstvennye deformacii napryagayushchego betona s dispersnym armirovaniem: chast' 1. Modelirovanie [The restrained expansion strains of self-stressed concrete with disperse reinforcement: part 1. Modeling]. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2022. No. 9. Pp. 5–17. (rus) doi:10.32683/0536-1052-2022-765-9-5-17

Информация об авторах:

Павлова Инесса Павловна

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов. E-mail: pavlinna@tut.by

Белкина Ирина Владимировна

УО «Гродненский государственный университет имени Янки Купалы», г. Гродно, Республика Беларусь, магистр технических наук, старший преподаватель кафедры строительного производства. E-mail: lutaja-95@mail.ru

Information about authors:

Pavlova Inessa P.

Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus, PhD in technical sciences, associated professor, associated professor of the department of concrete technology and building materials. E-mail: pavlinna@tut.by

Belkina Irina V.

Yanka Kupala State University of Grodno, Grodno, Republic of Belarus, master in technical sciences, senior lecturer of the department of construction production. E-mail: lutaja-95@mail.ru

А.А. ЛИЗОГУБ¹, А.В. ТУР¹, В.В. ТУР¹

¹УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь

ВЕРОЯТНОСТНЫЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ ЖИВУЧЕСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ИЗ СБОРНОГО И МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Аннотация. В рамках вероятностного моделирования рассмотрены вопросы связанные с оценкой живучести конструктивных систем из сборного и монолитного железобетона в особой расчетной ситуации.

В работе рассмотрена концепция анализа надежности конструктивных систем и дифференциации рисков в особых расчетных ситуациях. Проанализированы существующие вероятностные модели базисных (основных) переменных, входящих в функции нагрузок и сопротивлений. Получены и интегрированы в виде базисной переменной при вероятностном моделировании статистические параметры неопределенности модели сопротивления.

Выполнено вероятностное моделирование по методу Монте-Карло конструктивных систем из сборного и монолитного железобетона, запроектированных по действующим нормам Республики Беларусь. Определены функции предельного состояния конструктивной системы в особой расчетной ситуации при внезапном удалении центральной колонны первого этажа. В результате для рассматриваемых конструктивных систем получены значения вероятностей отказа и соответствующих индексов надежности.

Ключевые слова: живучесть, вероятностный подход, вероятность отказа, индекс надежности.

A.A. LIZAHUB¹, A.V. TUR¹, V.V. TUR¹

¹Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus

PROBABILISTIC APPROACH FOR ASSESSING THE ROBUSTNESS OF STRUCTURAL SYSTEMS MADE OF PRECAST AND MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE

Abstract. With the help of probabilistic modeling, the issues related to the assessment of the robustness of structural systems made of prefabricated and monolithic reinforced concrete in an accidental design situation are considered.

The paper considers the concept of analyzing the reliability of structural systems and differentiating risks in accidental design situations. The existing probabilistic models of the basic variables included in the functions of loads and resistances are analyzed. Statistical parameters of the uncertainty of the resistance model are obtained and integrated in the form of a basic variable with probability modeling.

Probabilistic modeling of structural systems made of precast and monolithic reinforced concrete, designed according to the current standards of the Republic of Belarus, was carried out using the Monte Carlo method. The functions of the limiting state of the structural system in an accidental design situation with the sudden removal of the central column of the first floor are determined. As a result, values of failure probabilities and corresponding reliability indices were obtained for the considered constructive systems.

Keywords: robustness, probabilistic approach, probability of failure, reliability index.

1 Введение

С точки зрения теории надежности поведение конструктивной системы или её элемента в произвольный момент времени может быть описано с помощью набора свойственных предельных состояний, которые обозначают границу между безопасным и небезопасными состояниями, переход через которую рассматривается как отказ.

Модель, описывающую предельное состояние представляют так называемой функцией состояния $g(\cdot)$, которая включает все необходимые для проектирования базисные переменные, описывающие воздействия e и сопротивления самой системы r . Тогда превышение предельного состояния в результате исчерпания сопротивления конструкции и её отказ формулируют в виде детерминистического неравенства (1):

$$g(e, r) < 0 \quad (1)$$

Базисные переменные расчётных моделей, описывающие воздействия, свойства материалов и геометрические размеры конструкций включают целый ряд неопределенностям и могут быть представлены случайными величинами. Переменные E и R могут быть представлены случайным вектором X .

Отказ конструкции является вероятностным событием, а вероятность его возникновения P_f определяется следующим образом:

$$P_f = \text{Prob}\{g(X) < 0\} \quad (2)$$

В случае использования нормального (или логнормального) распределения вероятность отказа связывают с индексом надежности β (индексом проф. Ржаницына), посредством функции Лапласа:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3)$$

где $\Phi^{-1}(\cdot)$ – функция, обратная стандартной функции нормального распределения.

Основной целью анализа надежности является оценка вероятности отказа (индекса надежности) при сравнении вычисленного параметра по формулам (2) и (3) с установленными целевыми значениями.

В постановке, заложенной в современные нормы [1, 2], отражающие передовой опыт проектирования и строительства, предельные состояния подразделяются на предельные состояния несущей способности и предельные состояния эксплуатационной пригодности. При этом граница между приемлемым поведением и отказом в нормах четко определена.

В то же время нормы [1, 2] содержат требования по обеспечению живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях, однако не содержат четких требований и критериев для её оценки. Существующие непрямые методы, направленные на обеспечение сопротивления прогрессирующему обрушению, например, метод связевых усилий, позволяют повысить живучесть конструктивной системы за счет увеличения её неразрезности (связности) и пластической деформативности. Однако они не позволяют создать конструктивную систему с заранее заданным уровнем надежности при проектировании в особой расчетной ситуации.

Более подходящим с точки зрения количественной оценки живучести и определения её критериев является прямой метод альтернативных траекторий нагрузок (метод ALP), который позволяет рассматривать глобальное поведение конструктивной системы либо её части (системы конструктивных элементов в соответствии с положениями дискретного подхода [3]). Метод ALP позволяет четко определить границу наступления прогрессирующего обрушения и сформулировать функцию предельного состояния живучести для последующего анализа надежности.

Необходимым условием выполнения анализа надежности и калибровки формата безопасности при проверках критериев живучести является назначение целевых уровней надежности. В работе [3] была предложена концепция дифференциации рисков и управления стратегиями по их снижению, согласно которой оценка полной вероятности наступления прогрессирующего обрушения конструктивной системы $P(C)$ может быть представлена в следующем виде (4):

$$P(C) = P(C/DH) \cdot P(D/H) \cdot P(H) \quad (4)$$

где $P(H)$ – вероятность реализации угрозы (особого события) H ; $P(D/H)$ – условная вероятность локального повреждения или отказа ключевого элемента D в результате возникновения угрозы H ; $P(C/DH)$ – условная вероятность наступления прогрессирующего обрушения C конструктивной системы в результате реализации локального повреждения D , вызванного угрозой H .

Параметр $P(C)$ представляет собой общую вероятность разрушения здания, которая ограничена требованиями действующих нормативных документов (например, согласно СН 2.01.01 для соответствующих классов по последствиям отказа СС). Целевая величина приемлемой или допустимой вероятности наступления прогрессирующего обрушения $P_{tag,h}$ может быть получена из решения задачи экономической оптимизации рисков и может отличаться для различных видов угроз. В исследовании [3] в качестве минимальной приемлемой вероятности отказа зданий и сооружений $P_{tag,h}$ рассматривается величина порядка $10^{-7}/\text{год}$. В работе [4] показано, что уровень риска, определяемый как «минимальный» в общем случае может находиться в интервале от $10^{-5}/\text{год}$ до $10^{-7}/\text{год}$.

В случае, когда при оценке живучести используется метод альтернативных траекторий нагрузок (метод ALP), условная вероятность локального отказа ключевого элемента при реализации особого события H консервативно принимается $P(D/H) = 1$ (отказ ключевого элемента происходит при появлении особого события, хотя в общем случае конструктивный элемент, запроектированный в постоянной расчётной ситуации будет обладать некоторой надёжностью при действии особых нагрузок). Тогда выражение (4) может быть записано в следующем виде (5):

$$P(C) = P(C/DH) \cdot 1 \cdot P(H) \quad (5)$$

Откуда следует, что условная вероятность наступления прогрессирующего обрушения должна соответствовать условию (6):

$$P(C | DH) < \frac{P_{tag,h}}{\lambda_H} \quad (6)$$

где λ_H – среднегодовая частота появления-угрозы H .

Величина λ_H определяется путем статистической оценки угроз и может отличаться для различных стран. В зависимости от вида угрозы H может быть принята в диапазоне величин от $10^{-6}/\text{год}$ до $10^{-5}/\text{год}$ [4].

Таким образом условная вероятность наступления прогрессирующего обрушения $P(C/DH)$, которая эквивалентна вероятности отказа модифицированной конструктивной системы в рамках метода ALP, в зависимости от вида угрозы и минимальной приемлемой вероятности отказа зданий и сооружений может находиться в диапазоне $10^{-2}..10^{-1}$.

Формат безопасности, неявно заложенный в большинство норм проектирования, а именно модели нагрузок и сопротивлений, система частных коэффициентов, коэффициентов сочетаний, целевые (допустимые) вероятности отказов и индексы надёжности, откалиброван для предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности отдельных элементов (сечений) и не рассматривает глобальное поведение конструктивной системы в особой расчётной ситуации.

Принимая во внимание изложенные соображения, при разработке общей методологии защиты конструктивных систем в особых расчётных ситуациях, важной задачей является оценка и, при необходимости, калибровка существующего формата безопасности с учетом обеспечения требований живучести. Целью данной работы является представление основных положений разработанного вероятностного подхода к оценке живучести конструктивных систем из сборного и монолитного железобетона в особых расчётных ситуациях.

2 Модели и методы

2.1 Методы вероятностного моделирования

В теории надёжности предлагаются различные аналитические решения для известных функций распределения для вероятностного описания моделей нагрузок и сопротивлений. Однако, когда функция сопротивления $R(X) = R_i(X) \cdot \theta_R(X)$ задана неявно в виде системы уравнений (уравнений равновесия внутренних и внешних сил; уравнений совместности деформаций,

физических законов, описывающих напряженно-деформированное состояние материалов, уравнений описывающих контактную задачу и т.п.) и не может быть определена с помощью аналитических методов теории надежности, основанных на интегрировании известных функций распределения, классические подходы (FORM, SORM, FOSM) неприменимы. В этом случае используются численные симуляционные методы, например, метод численной симуляции Монте-Карло, метод латинского гиперкуба, комбинированные методы.

В данном исследовании был использован метод Монте-Карло, в соответствии с которым, если количество всех реализаций равно n , количество безотказных реализаций n_s , а количество реализаций отказов n_f , то вероятность отказа можно оценить по следующему выражению (7):

$$N = n_f/n = (n - n_s)/n \quad (7)$$

Необходимое количество безотказных испытаний (симуляций) n_s при полном отсутствии информации о распределении функции состояния в соответствии с [5] может быть определено из следующего условия:

$$n_s \geq \ln(1-\gamma)/\ln P \quad (8)$$

где γ – доверительная вероятность; P – уровень надежности.

Из условия (8) для системы с целевой вероятностью отказа $(1-P) \approx 10^{-6}$ при доверительной вероятности $\gamma = 0,95$ количество безотказных испытаний $n \geq 3 \cdot 10^6$, а при доверительной вероятности $\gamma = 0,99$ количество безотказных испытаний $n \geq 4,6 \cdot 10^6$

В работе [6] предлагается следующее правило назначения достаточного числа реализаций n , в соответствии с которым для случая, если ожидаемая вероятность отказа P_f составляет 10^{-5} , то в среднем будет наблюдаться один отказ на 10^5 реализаций, тогда число n назначается на два порядка больше n_s , т.е. $n=10^7$. Коэффициент вариации вероятности отказа при числе реализаций n оценивается по следующей формуле (9):

$$w_{pf} = (1-P_f)^{0,5} (n \cdot P_f)^{-0,5} \quad (9)$$

При $P_f = 10^{-5}$ и $n = 10^7$, коэффициент вариации вероятности отказа составит $w_{pf} = 0,10$, что в [6] оценивают, как приемлемую точность.

2.2 Вероятностная формулировка моделей нагрузок и воздействий в особой расчетной ситуации

При вероятностном моделировании реализацию особого воздействия следует рассматривать как импульс в любой момент времени в течении установленного реферативного периода (например, проектного срока эксплуатации объекта). Такой импульс имеет очень высокую интенсивность и короткий период действия по сравнению с постоянными и практически постоянными функциональными (переменными) нагрузками. При этом кратковременная составляющая переменной нагрузки может не учитываться в вероятностном моделировании, так как она также, как и особое событие, описывается как импульсный процесс и их одновременное появление с особым воздействием маловероятно. Практически постоянная составляющая переменной нагрузки описывается как нагрузка в произвольный момент времени (*arbitrary-point-in-time load*). Данное допущение можно считать справедливым для большинства категорий зданий, например, офисов и жилых зданий.

Для проверки конструктивных систем в особой расчетной ситуации были предложены различные модели постоянной и функциональных нагрузок.

Обзор применяемых моделей постоянной нагрузки приведен в таблице 1.

Таблица 1 – Модели постоянной нагрузки [7]

Источник	Распределение	μ/G_{nom}	V
[8, 9, 10]	Normal	1.05	0.10
[11, 12]	Normal	1.00	0.10
Примечание: μ – среднее значение постоянной нагрузки; V – коэффициент вариации (CoV); G_{nom} – характеристическое значение постоянной нагрузки			

В таблице 2 представлен обзор моделей функциональной (переменной) нагрузки, демонстрирующий большее разнообразие моделей.

Таблица 2 – Модели функциональной нагрузки [7]

Источник	Распределение	μ/Q_k	V
[8, 9]	Gamma	0.24	0.8..0.6
[10]	Gamma	0.24 to 0.50	0.6
[11]	Gumbel	0.6	0.35
[12]	Gumbel	0.6	0.5
[14]	Gumbel	0.52	0.5
[6, 12, 15]	Gumbel	0.2	1.1

Примечание: μ – среднее значение постоянной нагрузки; V – коэффициент вариации (CoV);
 Q_k – характеристическое значение функциональной нагрузки

В общем виде вероятностная модель полной нагрузки E , действующей на поврежденную конструктивную систему сразу после реализации особого события, может быть записана в виде уравнения (10):

$$E = \theta_E (G + Q) \quad (10)$$

где θ_E – неопределенность модели нагрузок и воздействий в особой расчетной ситуации.

2.3 Вероятностная формулировка модели сопротивления в особой расчетной ситуации

Модель сопротивления после отказа ключевого элемента в рамках метода альтернативных траекторий нагрузок может быть основана на уравнениях энергетического баланса для поврежденной конструктивной системы. При этом для различных конструктивных решений рассматриваются отдельные расчетные схемы с характерными механизмами сопротивления прогрессирующему обрушению (пластический изгиб, арочные и мембранные эффекты).

Выбор расчетной схемы зависит, главным образом, от расчетного сценария (удаление центральной, крайней или угловой колонны), конструктивного решения (сборные, монолитные, сборно-монолитные), основных геометрических размеров (шаг колонн двух направлениях, сечение колонн, наличие и размеры капителей). При этом, важнейшую роль играет способ нагружения (сосредоточенная сила, равномерно распределенная нагрузка) и скорость нагружения (квазистатическая или динамическая нагрузка).

Используемая в настоящем исследовании расчетная модель сопротивления более подробно рассмотрена в работах [16, 17]. Модель представлена в детерминированном виде, т.е. при наборе определенных входных данных в виде детерминированных числовых значений модель даст детерминированный ответ (отклик).

В качестве отклика модели сопротивления принято предельное динамическое сопротивление модифицированной конструктивной системы [16, 17], которое может быть выражено в виде равномерно распределенной нагрузки на перекрытие или в виде реакции, воспринимаемой ключевым элементом в момент его отказа.

Вероятностная формулировка модели сопротивления означает, что основные входные параметры рассматриваются в качестве базисных переменных и должны быть представлены стохастическими величинами, описанными соответствующими функциями распределения. В таком случае отклик модели также будет выражаться случайной (стохастической) величиной R (11):

$$R = \theta_R R(f, a) \quad (11)$$

где R – функция сопротивления конструкции;

f, a, θ_R – значения основных параметров, описывающих свойства материалов, геометрические размеры и неопределенности моделей.

В исследованиях надежности важную роль играют принятые вероятностные модели базисных переменных функции сопротивления. В работе [6] с целью обеспечения эффективного сравнения надежности различных конструкций, авторами были предложены общие вероятностные модели некоторых переменных, которые так же были применены в калибровке Еврокодов.

Вероятностные модели базисных переменных, используемых для описания состояния железобетонных конструкций представлены в таблице 3.

Таблица 3 – Некоторые общие вероятностные модели базисных переменных свойств материалов и геометрических размеров железобетонных конструкций [6]

№	Категория переменных	Наименование базисных переменных	Обозн. X	Ед. изм.	Распределение	Среднее μ_x	Ст. откл. σ_x
1	Прочность материалов	Бетон	f_c	МПа	LN	$f_{ck}+2\sigma$	0,10-0,18 μ_x
2		Арматура	f_y	МПа	LN	$f_{yk}+2\sigma$	30 МПа
3	Геометрия бетонного поперечного сечения	Поперечное сечение	b, h	м	N	b_k, h_k	0,005-0,01
4		Защитный слой бетона	a	м	BET	a_k	0,005-0,015
5		Дополнительные эксцентриситеты	e	м	N	0	0,003-0,01

N – нормальное распределение; LN – логнормальное распределение; BET – Бета-распределение.

2.4 Ошибки (неопределенности) расчетных моделей сопротивления нагрузок и воздействий в особой расчетной ситуации

При расчете сопротивления Y модифицированной конструктивной системы с некоторыми случайными свойствами при действии случайных нагрузок в вероятностной постановке решение в общем виде может быть представлено в виде функции (12):

$$Y=f(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (12)$$

где Y – сопротивление модифицированной конструктивной системы в особой расчетной ситуации; $f(\cdot)$ – функция модели сопротивления; X_i – базисные переменные, описывающие воздействия и свойства конструктивной системы.

В соответствии с [18] функция модели сопротивления не может быть полной и точной из-за наличия следующих факторов:

- случайные эффекты, которые не учитываются в модели;
- упрощения в математическом описании физических явлений.

Из чего следует, что даже в случае, когда точно определены значения всех случайных базисных переменных, рассчитанный отклик модели Y все равно будет неточным (содержать ошибку).

Реальное (полученное экспериментально) сопротивление Y' можно условно выразить следующим образом (13):

$$Y'=f'(X_1, X_2, \dots, X_n, \theta_1, \dots, \theta_m) \quad (13)$$

где θ_i – случайных базисные переменные, описывающие неопределенности используемой модели сопротивления конструктивной системы.

Наиболее распространенный и удобный подход к учету ошибки моделирования в расчетной модели сопротивления в соответствии с [18]:

$$Y'=\theta_1 \cdot f(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (14)$$

$$Y'=\theta_1 + f(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

или их комбинирование

$$Y'=\theta_1 + \theta_2 \cdot f(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

Уравнение (14) заключается в выражении неопределенностей модели через коэффициент θ_1 , определяемый как отношение наблюдаемых (реальных) и теоретических (рассчитанных с помощью некоторой принятой модели) величин (рисунок 1).

В данной постановке (рисунок 1) статистические свойства неопределенностей модели напрямую зависят от отклика модели Y . Чтобы уйти от данной зависимости применяют подход, согласно которому неопределенности модели напрямую связывают с входящими в неё базисными переменными:

$$X_i'=\theta_1 \cdot X_i$$

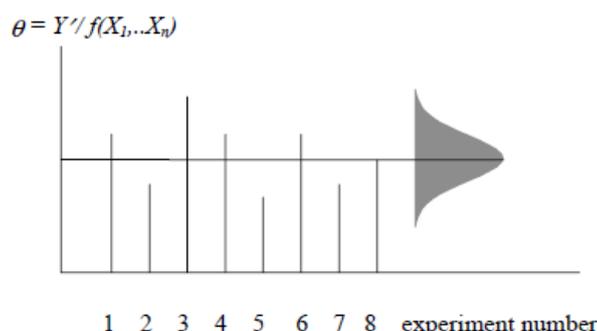


Рисунок 1 – Статистическая оценка неопределенности модели для ряда испытаний в соответствии с определением [18]

При расчете конструктивных систем в особых расчетных ситуациях неопределенности модели (коэффициенты ошибки моделирования) можно разделить на следующие виды:

- неопределенности моделей нагрузок и воздействий;
- неопределенности моделей сопротивления модифицированной конструктивной системы.

Существующие на сегодняшний день и представленные в [6, 18] коэффициенты неопределенности модели (см. таблицы 4 - 5) в большей степени основаны на экспертных суждениях и предыдущем национальном опыте проектирования, так как во многих случаях для их определения отсутствует достаточный и непротиворечивый набор экспериментальных данных.

Таблица 4 – Рекомендуемые вероятностные параметры коэффициентов неопределенностей моделей нагрузок и воздействий [18]

Тип модели	Вид распределения	Среднее μ_0	Кэф. вариации V_0
изгибающие момент в рамах	LN	1,0	0,1
продольные усилия в рамах	LN	1,0	0,05
поперечные усилия в рамах	LN	1,0	0,1
изгибающие момент в плитах	LN	1,0	0,2
усилия в плитах	LN	1,0	0,1
напряжения в двумерных телах	N	0,0	0,05
напряжения в трехмерных телах	N	0,0	0,05

Таблица 5 – Рекомендуемые вероятностные параметры коэффициентов неопределенностей моделей сопротивления [18]

Тип модели	Вид распределения	Среднее μ_0	Кэф. вариации V_0
Модели сопротивления бетона (статические расчеты)			
несущая способность на изгиб*	LN	1,2	0,15
несущая способность на срез	LN	1,4	0,25
несущая способность соединений	LN	1,0	0,1
Примечание: * – включая эффекты от продольных и поперечных сил			

В идеальной ситуации неопределенности модели сопротивления для особой расчетной ситуации должны быть получены из достаточного набора результатов Y_i репрезентативных лабораторных или натуральных экспериментов поврежденных конструктивных систем. При этом должны быть тщательно измерены значения всех входящих в модель базисных переменных X_i . Тогда неопределенность модели будет иметь внутренний характер неопределенностей.

На практике количество экспериментальных исследований, в большинстве случаев, будет невелико, и они будут содержать ошибки измерения как входных параметров X_i , так и результатов измерений Y_i , что приводит к увеличению статистической неопределенности.

В качестве подхода оценки ошибки моделирования может быть принята стандартная процедура в соответствии с [1].

Как было отмечено в [19] результаты, полученные с помощью различных расчетных подходов, в том числе даже толь в рамках метода конечных элементов для разных программных комплексов будут содержать разную степень погрешности. Кроме того, коэффициенты неопределенности модели могут отличаться в рамках одного комплекса при решении линейных и нелинейных задач.

3 Результаты исследования и их анализ

3.1 Оценка неопределенности модели сопротивления в особой расчетной ситуации

В рамках данной статьи рассмотрены выборочные результаты экспериментальных исследований феномена прогрессирующего обрушения модифицированных систем различных конфигураций по данным ряда авторов [16, 20, 21]. В качестве модели сопротивления использованы системы уравнений и расчетные схемы, основанные на энергетическом балансе поврежденной конструктивной системы в соответствии с [16, 17].

Основные характеристики рассмотренных экспериментальных образцов и результаты определения предельного динамического сопротивления системы R_{dyn} представлены в таблице 6.

Таблица 6 – Основные характеристики опытных образцов, экспериментальные и теоретические значения предельного динамического сопротивления системы R_{dyn}

№ п/п	Образец [Ист.]	Удаляемая опора	Способ нагружения	Толщина плиты h , мм	Шаг колонн (опор) L , мм	Прочность бетона на сжатие f_{cm} , МПа	Физический предел текучести арматуры f_y , МПа	Предельное динамическое сопротивление образца R_{dyn} , кН	
								эсп.	теор.
1	FS-1 [16]	центр.	СРН	45	850	57,34	594,3*	68,98	53,00
2	ND [20]	центр.	СРН	55	1500	25,2	500**	165,44	157,85
3	WD [20]	центр.	СРН	55	1500	22,3	500**	199,72	192,51
4	ND-P [20]	центр.	СРН	55	1500	24,1	500**	170,035	157,44
5	ND-1 [21]	угловая	ССН	70	2400	19,5	500**	10,04	11,23
6	WD-1 [21]	угловая	ССН	70	2400	26	500**	17,57	19,48
7	ND-2 [21]	угловая	ССН	70	2400	19,5	500**	14,02	16,55
8	WD-2 [21]	угловая	ССН	70	2400	26	500**	25,49	25,65
9	ND-3 [21]	угловая	ССН	70	2400	19,5	500**	20,96	23
10	WD-3 [21]	угловая	ССН	70	2400	26	500**	34,15	32,85

Примечание: СРН – квази-статическая равномерно распределенная нагрузка; ССН – квази-статическая сосредоточенная нагрузка; * – среднее значение f_{ym} ; ** – характеристическое значение f_{yk} .
 Уровень предельного динамического сопротивление образца R_{dyn} , соответствующий предельному вертикальному прогибу δ_u , в общем виде определялся согласно положениям энергетического подхода:

$$R_{dyn} = \frac{1}{\delta_u} \int_0^{\delta_u} P(\delta) d\delta$$

где $P(\delta)$ – функция кривой квази-статического сопротивления образца.

В соответствии с методом оценки ошибки модели [1] получена диаграмма $R_{dyn.e} - R_{dyn.t}$ и следующие вероятностные параметры ошибки моделирования функции сопротивления θ_R (см. рисунок 2): среднее значение ошибки $\mu_{\theta R}=1,11$; коэффициент вариации ошибки моделирования $V_{\theta R}=0,15$. Принято логнормальное распределение функции плотности вероятности.

Как видно полученные статистические параметры коэффициента неопределенности близки к значениям, рекомендуемым [18], которые представлены в таблице 6.

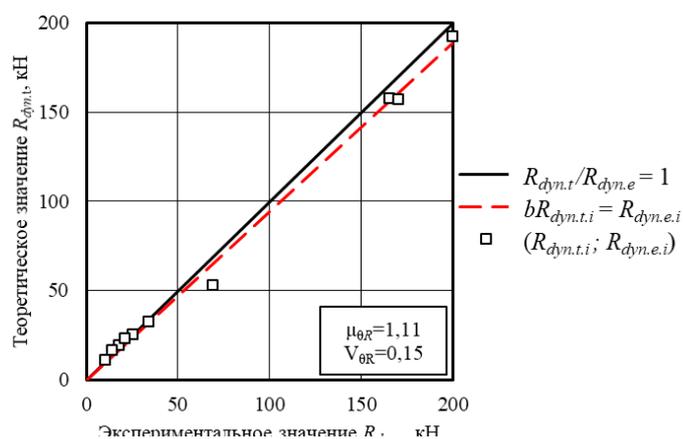


Рисунок 2 – Диаграмма $R_{dyn.e} - R_{dyn.t}$ для определения ошибки моделирования функции сопротивления

3.2 Вероятностное моделирование функции предельного состояния в особой расчетной ситуации

Для вероятностного моделирования рассмотрены два варианта конструктивных систем:

- 1) сборный железобетонный каркас с сеткой колонн 6×6 м и с многпустотными плитами толщиной 220 мм в качестве перекрытий;
- 2) монолитный железобетонный каркас с сеткой колонн 6×6 м с плоскими плитами толщиной 200 мм в качестве перекрытий.

Оба варианта конструктивных систем запроектированы в соответствии с нормами Республики Беларусь [1, 2] и удовлетворяют требованиям надежности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести.

Для обоих вариантов рассматривался сценарий особой расчетной ситуации, при котором в результате особого события происходит внезапный отказ центральной колонны первого этажа.

Вероятностные модели базисных переменных, описывающих постоянные G и функциональные Q нагрузки в момент отказа ключевого элемента, приняты в соответствии с [6, 12, 13, 15]. Коэффициент неопределённости модели эффектов от нагрузок и воздействий приняты в соответствии с [6].

Модель сопротивления представлена в виде уравнений энергетического баланса для рассматриваемых поврежденных конструктивных систем, которые учитывают характерные механизмы сопротивления: для сборного перекрытия с системой горизонтальных связей из арматурных стержней класса S240 – мембранные эффекты; для монолитного перекрытия армированного стержнями класса S500 – эффекты пластического изгиба и мембранные эффекты [16, 17]. Модели базисных переменных характеристик материалов приняты в соответствии с [6, 18]. Геометрические параметры для упрощения приняты в виде детерминированных значений. В качестве отклика модели сопротивления R принято предельное динамическое сопротивление поврежденной конструктивной системы на первом полупериоде колебаний в соответствии с положениями энергетического подхода. Статистические параметры коэффициента неопределенности модели сопротивления в особой расчетной ситуации θ_R принят в соответствии с п. 3.1.

Принятые вероятностные модели основных базисных переменных представлены в таблице 7.

Основные параметры надежности для рассматриваемых поврежденных конструктивных систем (см. таблицу 8) в особой расчетной ситуации получены в соответствии со следующей функцией предельного состояния $g(\mathbf{X})$:

$$g(\mathbf{X}) = \theta_R \cdot R - \theta_E \cdot (G + Q)$$

Вероятностное моделирование функции предельного состояния выполнено с помощью метода Монте-Карло при количестве симуляций $n = 10^7$.

Таблица 7 – Принятые вероятностные модели базисных переменных

№	Категория переменных	Наименование базисных переменных	Обозн. X	Ед. изм.	Распределение	Среднее μ_X	Ст. откл. σ_X
1	Воздействия	Постоянная	G	кН/м ²	N	G_k	$0,1\mu_G$
2		Функциональная – 5 лет	Q	кН/м ²	GU	$0,2Q_k$	$1,1\mu_Q$
3	Прочность материалов	Бетон С25/30	f_c	МПа	LN	33	4,8
4		Предел текучести арматуры S500	f_y	МПа	LN	560	30
5		Предел текучести арматуры S240	f_y	МПа	LN	300	30
6	Геометрические размеры	Поперечное сечение Защитный слой бетона	b, h, a	мм	det.	-	-
7	Неопределенности модели	Коэф. к нагрузкам	θ_E	-	N	1	0,10
8		Коэф. к сопротивлению	θ_R	-	N	1,11	$0,15 \cdot 1,11 = 0,1665$

N – нормальное распределение; LN – логнормальное распределение; LN – распределение Гумбеля; det. – детерминированные значения
 $G_k = 5,84$ кПа; $Q_k = 2$ кПа – для сборного железобетонного каркаса;
 $G_k = 8$ кПа; $Q_k = 3$ кПа – для монолитного железобетонного каркаса.

Таблица 8 – Результаты вероятностного моделирования функции предельного состояния поврежденных конструктивных систем для случая удаления центральной колонны

Конструктивная схема	Функция сопротивления, R, кПа		Функция нагрузок, E, кПа		Функция предельного состояния, g(X), кПа		Условная вероятность отказа, $P(C/DH)$ ($g(X) < 0$)	Индекс надежности, β
	μ	σ	μ	σ	μ	σ		
1. Сборный каркас с пустотными плитами перекрытия и устройством системы связей	8,69	2,27	6,29	1,29	2,40	1,16	0,0054	2,07
2. Монолитный каркас с плоскими плитами перекрытия и устройством системы связей	10,55	2,22	8,48	1,70	2,07	0,73	0,0028	2,84

Примечания:
 μ, σ – среднее и стандартное отклонение функции распределения плотности вероятностей;
 β – индекс надежности по формуле $\beta = \mu_{g(X)} / \sigma_{g(X)}$.

Функции плотности вероятностей нагрузок $E(X)$, сопротивлений $R(X)$ и предельных состояний $g(X)$ представлены на рисунке 3.

Полученные в ходе вероятностной оценки и представленные в таблице 8 условные вероятности отказа (наступления прогрессирующего обрушения) $P(C/DH)$ в обоих рассматриваемых ситуациях не превышают уровня $10^{-2}..10^{-1}$, что говорит о достаточно высоком уровне живучести конструктивных систем при внезапном удалении центральной колонны, запроектированных по действующим нормам [1, 2].

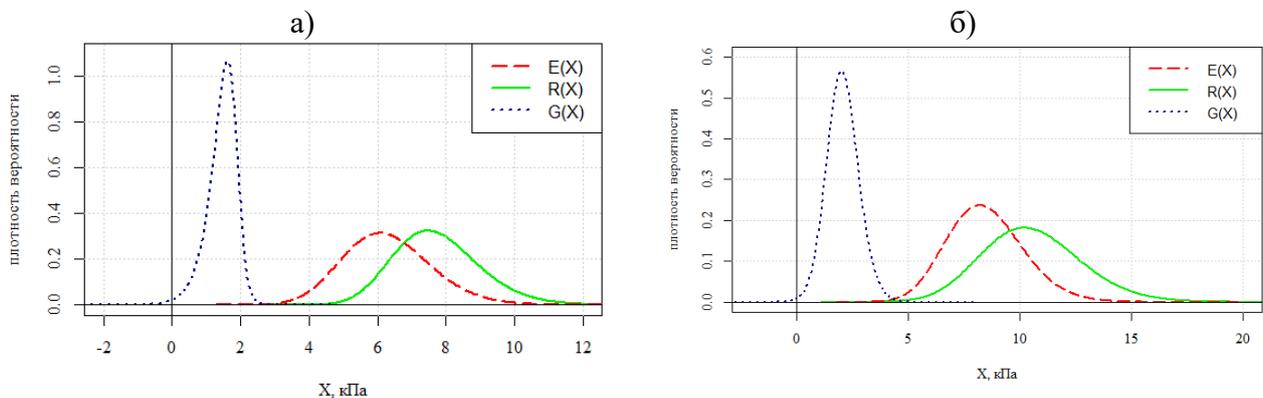


Рисунок 3 – Функции плотности вероятностей нагрузок $E(X)$, сопротивлений $R(X)$ и предельных состояний $g(X)$: а) для сборного варианта; б) для монолитного варианта

Выводы

В работе рассмотрен вероятностный подход к оценке живучести сборных и монолитных железобетонных систем в особых расчетных ситуациях. Отличием предложенного подхода является учет в вероятностных моделях базисных переменных нагрузок и сопротивлений факторов, обусловленных феноменом прогрессирующего обрушения. К ним относятся реферативные периоды при моделировании нагрузок, особенности моделирования нелинейного поведения поврежденных конструктивных систем с учетом различных механизмов сопротивления прогрессирующему обрушению, а также оценка ошибок таких моделей на фоне опытных данных.

Определены вероятностные параметры ошибки моделирования функции сопротивления θ_R , которые были использованы для описания её как базисной переменной в функции предельного состояния. Стоит отметить, что полученные данные не противоречат существующим моделям и дополняют их.

В результате полностью вероятностного моделирование функции предельного состояния живучести с помощью метода Монте-Карло при числе симуляций $n = 10^7$ получены условные вероятности отказа и индексы надежности для сборного и монолитного вариантов конструктивных систем. Установлено, что в обоих рассматриваемых ситуациях условные вероятности отказа поврежденных систем находятся в одном диапазоне и не превышают условного минимального уровня $10^{-2} \cdot 10^{-1}$, что говорит о достаточно высоком уровне живучести конструктивных систем при внезапном удалении центрально колонны. В первую очередь такая низкая условная вероятность отказа обусловлена выполнением нормативных требований по устройству горизонтальных и вертикальных связей в обоих случаях.

Предложенный подход будет полезен при решении задач связанные с калибровкой формата безопасности в соответствии полученными при анализе рисков, допустимыми вероятностями отказа в зависимости от класса надежности рассматриваемой конструктивной системы для последующего внедрения в ТНПА.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СН 2.01.01-2022. Основы проектирования строительных конструкций. Минск. 2022.
2. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск. 2020.
3. Ellingwood B.R., Smilowitz R., Dusenberry D.O., Duthinh D., Lew H.S., Carino N.J. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. NISTIR 7396. National Institute of Science and Technology, US Department of Commerce. 2007. 194 p.
4. Tur V.V., Tur A.V., Derechennik S.S. Checking of structural system robustness based on pseudo-static full probabilistic approach // Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete-Innovations in Materials, Design and Structures. 2019. Pp. 2126-2133.
5. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. М: Изд-во Ассоц. строит. Вузов, 2007. 255 с.
6. Holicky M. Reliability analysis for structural design. Stellenbosch: SUN MeDIA Stellenbosch, 2009. 199 p. doi:10.18820/9781920689346.
7. Van Coile R., Hopkin D., Elhami Khorasani N., Lange D., Gernay T. Permanent and live load model for probabilistic structural fire analysis: a review // In 3rd International Conference on Structural Safety under Fire and Blast. 2019. Pp. 1-10.
8. Guo Q., Shi K., Jia Z., Jeffers A. E. Probabilistic evaluation of structural fire resistance // Fire technology. 2013. No. 49 (3). Pp. 793-811.
9. Iqbal S., Harichandran R.S. Capacity reduction and fire load factors for design of steel members exposed to fire // Journal of structural engineering. 2010. No. 136 (12). Pp. 1554-1562.
10. Ellingwood B. R. Load combination requirements for fire-resistant structural design // Journal of Fire Protection Engineering. 2005. No. 15 (1). Pp. 43-61.
11. Van Coile R., Caspeepe R., Taerwe L. Reliability-based evaluation of the inherent safety presumptions in common fire safety design // Engineering structures. 2014. No. 77. Pp. 181-192.
12. Holicky M., Schleich J. B. Accidental combinations in case of fire // In: Implementation of Eurocodes: Handbook 5. 2005. 257 p. Available online at: eurocodes.jrc.ec.europa.eu.

13. Chen Z., Zhu Y., Lu X., Lin K. A simplified method for quantifying the progressive collapse fragility of multi-story RC frames in China // *Engineering Failure Analysis*. 2023. No. 143. Pp. 106924. doi:10.1016/j.engfailanal.2022.106924.
14. Hosser D., Weilert A., Klinzmann C., Schnetgöke R., Albrecht C. Sicherheitskonzept zur Brandschutzbemessung // Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz. 2008.
15. Gernay T., Van Coile R., Khorasani N.E., Hopkin D. Efficient uncertainty quantification method applied to structural fire engineering computations // *Engineering Structures*. 2019. No. 183. Pp.1-17.
16. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss // *Building and Reconstruction*. 2023. No. 1 (1). Pp. 77-103. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-105-1-77-103>.
17. Тур В.В., Тур А.В., Лизогуб А.А. Проверка живучести конструктивных систем из сборного железобетона по методу энергетического баланса // *Вестник МГСУ*. 2021. № 8 (16). С. 1015–1033. doi:10.22227/1997-0935.2021.8.1015-1033.
18. Joint Committee of Structural Safety. JCSS Probabilistic Model Code. Part 2: Load Models. 2001.
19. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizahub A. An innovative approach to a safety format for the estimation of structural robustness // *Budownictwo i Architektura*. 2020. No. 4 (19). Pp. 67-84.
20. Qian K., Li B. Load-resisting mechanism to mitigate progressive collapse of flat slab structures // *Magazine of concrete research*. 2015. No. 7 (67). Pp. 349-363.
21. Qian K., Li B. Experimental Study of Drop-Panel Effects on Response of Reinforced Concrete Flat Slabs after Loss of Corner Column // *ACI Structural Journal*. 2013. No. 2 (110). Pp. 319-330.

REFERENCES

1. SN 2.01.01-2022. Osnovy proektirovaniya stroitel'nyh konstrukcij [Basics of design of building structures]. Minsk. 2022. (In Russian)
2. SP 5.03.01-2020. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii [Concrete and reinforced concrete structures]. Minsk. 2020. (In Russian)
3. Ellingwood B R., Smilowitz R., Dusenberry D.O., Duthinh D., Lew H.S., Carino N.J. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. NISTIR 7396. National Institute of Science and Technology, US Department of Commerce. 2007. 194 p.
4. Tur V.V., Tur A.V., Derechennik S.S. Checking of structural system robustness based on pseudo-static full probabilistic approach. *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete-Innovations in Materials, Design and Structures*. 2019. Pp. 2126-2133.
5. Perelmuter A.V. Izbrannye problemy nadezhnosti i bezopasnosti stroitel'nyh konstrukcij [Selected problems of reliability and safety of building structures]. M: Publishing House of Assoc. builds. Universities, 2007. 255 p. (In Russian)
6. Holicky M. Reliability analysis for structural design. Stellenbosch: SUN MeDIA Stellenbosch, 2009. 199 p. doi:10.18820/9781920689346.
7. Van Coile R., Hopkin D., Elhami Khorasani N., Lange D., Gernay T. Permanent and live load model for probabilistic structural fire analysis: a review. *In 3rd International Conference on Structural Safety under Fire and Blast*. 2019. Pp. 1-10.
8. Guo Q., Shi K., Jia Z., Jeffers A. E. Probabilistic evaluation of structural fire resistance. *Fire technology*. 2013. Vol. 3. No. 49. Pp. 793-811.
9. Iqbal S., Harichandran R. S. Capacity reduction and fire load factors for design of steel members exposed to fire. *Journal of structural engineering*. 2010. Vol. 12. No. 136. Pp. 1554-1562.
10. Ellingwood B.R. Load combination requirements for fire-resistant structural design. *Journal of Fire Protection Engineering*. 2005. Vol. 1. No. 15. Pp. 43-61.
11. Van Coile R., Caspee R., Taerwe L. Reliability-based evaluation of the inherent safety presumptions in common fire safety design. *Engineering structures*. 2014. No. 77. Pp. 181-192.
12. Holicky M., Schleich J.B. Accidental combinations in case of fire. *Implementation of Eurocodes: Handbook 5*. 2005. Vol. 5. 257 p.
13. Chen Z., Zhu Y., Lu X., Lin K. A simplified method for quantifying the progressive collapse fragility of multi-story RC frames in China. *Engineering Failure Analysis*. 2023. No. 143. Pp. 106924. doi:10.1016/j.engfailanal.2022.106924.
14. Hosser D., Weilert A., Klinzmann C., Schnetgöke R., Albrecht C. Sicherheitskonzept zur Brandschutzbemessung. Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz. 2008.
15. Gernay T., Van Coile R., Khorasani N.E., Hopkin D. Efficient uncertainty quantification method applied to structural fire engineering computations. *Engineering Structures*. 2019. No. 183. Pp. 1-17.

16. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss. *Building and Reconstruction*. 2023. Vol. 1. No. 1. Pp. 77-103. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-105-1-77-103>.
17. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Proverka zhivuchesti konstruktivnyh sistem iz sbornogo zhelezobetona po metodu energeticheskogo balansa. [Checking of the robustness of precast structural systems based on the energy balance method]. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2021. Vol. 8. No.16. Pp. 1015-1033. doi:10.22227/1997-0935.2021.8.1015-1033. (In Russian).
18. Joint Committee of Structural Safety. JCSS Probabilistic Model Code. Part 2: Load Models. 2001.
19. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizahub A. An innovative approach to a safety format for the estimation of structural robustness. *Budownictwo i Architektura*. 2020. Vol. 19. No. 4. Pp. 67-84.
20. Qian K., Li B. Load-resisting mechanism to mitigate progressive collapse of flat slab structures. *Magazine of concrete research*. 2015. No. 7. Pp. 349-363.
21. Qian K., Li B. Experimental Study of Drop-Panel Effects on Response of Reinforced Concrete Flat Slabs after Loss of Corner Column. *ACI Structural Journal*. 2013. Vol. 110. No. 2. Pp. 319-330.

Информация об авторах:

Лизогуб Александр Александрович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь, м.т.н., младший научный сотрудник ОЛ «НИЦИС».

E-mail: p_332_14lizogub@mail.ru

Тур Андрей Викторович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой архитектуры.

E-mail: aturphd@gmail.com

Тур Виктор Владимирович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Республика Беларусь, заслуженный работник образования РБ, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов.

E-mail: profturvic@gmail.com

Information about authors:

Lizahub Aliaksandr Al.

Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus, master of eng. science, junior research fellow of BL «RCIC».

E-mail: p_332_14lizogub@mail.ru

Tur Andrei V.

Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus, PhD, associate professor, head the department of architecture.

E-mail: aturphd@gmail.com

Tur Viktor V.

Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus, doctor in technical sciences, head the department of concrete technology and construction materials.

E-mail: profturvic@gmail.com

Н.С. КУРЧЕНКО¹, С.Ю. САВИН¹¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

МОДЕЛИРОВАНИЕ УДАРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА СТАЛЬНЫЕ РАМЫ ЗДАНИЙ ПРИ ДЕФОРМИРУЕМОМ ОСНОВАНИИ

Аннотация. Статья посвящена актуальной в настоящее время проблематике оценки живучести стальных рамных конструктивных систем на деформируемом основании в условиях случайных ударных воздействий. Для таких воздействий заранее не определены точка приложения, направление и интенсивность. Полагается, что для существующего проектного решения возникновение таких воздействий не должно приводить к прогрессирующему обрушению. Выполнен ряд расчетов в квазистатической постановке для выявления наиболее опасных случайных воздействий, а затем произведен проверочный расчет в динамической постановке. Расчет в квазистатической постановке выполняется на основе моделей деформационной теории пластичности, а расчет в динамической постановке с учетом ассоциированного закона течения стали. Ударная нагрузка представляется в виде импульса силы, статически эквивалентной динамическому воздействию от неупругого удара жестким телом по конструктивной системе. Предложенные процедуры позволяют проектировать стальные рамные конструкции, устойчивые к случайным аварийным ударным воздействиям.

Ключевые слова: риск аварии, численное моделирование, стальные рамы, колонны, конечно элементный анализ, динамическое догружение, ударное воздействие, импульс, безопасность.

N.S. KURCHENKO¹, S.YU. SAVIN¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

MODELING OF IMPACTS ON STEEL FRAMES OF BUILDINGS ON A DEFORMABLE SOIL BASE

Abstract. The article focuses on the currently relevant problem of assessing the safety of steel frame systems on a deformable soil base under accidental impacts. The article considers a case when impact actions can be random, i.e., such parameters as application point, direction and intensity of impact are not determined preliminarily. It is supposed that for the existing design solution the occurrence of such impacts should not lead to progressive collapse, and the structure as a whole should have the property of robustness. In order to estimate this property, it is suggested to carry out a number of calculations for the stress-strain state under the most dangerous random loads and then to carry out a verification analysis in the dynamic statement. For the steel frame, a search problem is solved according to the criterion of minimization of integral safety margin of structural elements. The calculations account for the possibility to prevent the frame buckling. The quasi-static analysis is performed on the basis of the models of the deformation theory of plasticity, and the dynamic analysis is done with regard to the associated law of steel yielding. The proposed procedures allow designing steel frame structures which are resistant to random accidental loads. A shock load is represented in the form of a force impulse which is statically equivalent to the dynamic effect of an inelastic impact of a rigid body on a structural system. An example of design and performance evaluation of a steel frame structure of a two-story building is considered.

Keywords: accident risk, numerical simulation, steel frames, columns, finite element analysis, dynamic loading, impact, impulse, safety.

Введение

Проблема расчета и проектирования стальных каркасов зданий с учетом особых воздействий в настоящее время является актуальной. Различные её аспекты вызывают интерес многих исследователей [1–7]. При этом особые воздействия на несущие системы зданий и сооружений условно можно разделяются на нормируемые [8–10], для которых изначально задана интенсивность и участок приложения, и ненормируемые, применительно к которым используется ситуационный подход [11–13]. Несмотря на то, что особые воздействия, относящиеся к нормируемым, и прежде всего связанные с ударами, могут вызывать повреждение или разрушение конструкций, их влияние на начальное напряженно-деформированное состояния элементов несущей системы при анализе её сопротивляемости прогрессирующему обрушению в действующих нормах на проектирование, таких как СП 385.132580 [13], UFC 4-023-03 [11] или GSA 2013 [12], практически не учитывается.

По мнению Kiakojoigi и др. [14] принятый в действующих нормах ситуационный подход, состоящий в исключении из расчетной схемы одного из несущих элементов системы, плохо подходит к анализу устойчивости к прогрессирующему обрушению при взрывных воздействиях, поскольку при реальных взрывах (см. например, [15]) как правило оказываются поврежденными более одного несущего элемента. В статье [16] для крайних колонн стальных рам была рассмотрена возможность столкновения с ними легкового или грузового автомобиля. На основе анализа расчетных ситуаций, связанных с различными ударными воздействиями, была сформирована история нагружений и оценивалась вероятность разрушения каркаса здания при приложении ударной силы от автомобиля. Оценка воздействия удара от автомобиля [17], вызывающего прогрессирующее обрушение стального каркаса здания выполнялась следующими способами: подбором параметров ударного воздействия, с помощью уравнения удара, когда выполнялся нелинейный динамический расчет без удаления колонны, а также удара с последующим удалением колонны. Последний подход является наиболее реалистичным и одновременно наиболее неблагоприятным для конструкции с позиции деформирования и количества образующихся пластических шарниров. Авторами работы рассматривается оптимизация [18] конструкций при таких нагрузках. В качестве критерия оптимальности рассматривается сопротивляемость конструкции аварийным воздействиям. Исследуется возможность решения этой задачи на основе генетических алгоритмов, PSO и других методов.

Важным фактором, влияющим на несущую способность элементов стальных конструкций, является сопротивление смятию отдельных элементов [19], такой эффект может проявляться при несовершенствах геометрии и неточностях монтажа и повлиять на несущую способность при динамических нагрузках. Особенно такие несовершенства влияют на устойчивость сжатых или сжато-изогнутых элементов, что доказывается исследованиями работы [20]. Несοвершенства оказывают значительное влияние на работу стальных конструкций при ударных воздействиях, что формирует более высокие требования к их изготовлению и монтажу в отличие, например, от железобетонных конструкций [21].

Отдельного внимания заслуживает рассмотрение вопросов, связанных с совместной работой сооружения и основания при особых воздействиях. Так, Brandis и др. [22] рассматривают комплексный подход к анализу силового сопротивления стальных рамных конструкций динамическим нагрузкам с учетом взаимодействия сооружения с грунтовым основанием. Отмечается, что важнейшим аспектом при анализе воздействий динамической природы на здания и сооружения является учет возможных провалов основания и их структурных перестроек. Некоторые работы посвящаются численному моделированию грунтового основания. Для стальных рам такие модели являются важным фактором оценки напряженно-деформированного состояния. Основание может моделироваться как нелинейными элементами типа «Link», так и упругими элементами типа «Spring» [23]. Известны подходы к моделированию с помощью «GAP» элементов или их аналогов [24], [25].

Представленный анализ результатов научных исследований по вопросу моделирования сопротивления каркасов зданий при особых воздействиях позволяет сделать вывод о том, что вопросы комплексного учета факторов особых воздействий нуждаются в

более детальном изучении. В связи с этим, целью настоящего исследования являлась разработка методики анализа механической безопасности стальных рамных конструкций при ударных воздействиях в условиях неопределенности их параметров, а также выявление наиболее опасных расчетных ситуаций и особенностей напряженно-деформированного состояния элементов и узлов конструктивной системы для возможности последующего учета в расчетах на прогрессирующее обрушение.

Модели и методы

Постановка задачи и объект исследования.

Объектом настоящего исследования являются рамные стальные конструкции, которые моделируются пространственными стержнями, испытывающими деформации растяжения-сжатия, изгиба и кручения. Узловые соединения стержней считаются жесткими. Прочность сварных швов полагается обеспеченной, параметры сварных соединений не рассматриваются. Рамная конструкция здания передает нагрузки через столбчатые железобетонные фундаменты на основание, для которого принята модель линейно деформируемого полупространства Винклера. Сечения стержневых элементов в общем случае могут иметь как открытый, так и закрытый тонкостенный профиль. При этом стеснение деформации поперечных сечений при аварийных ударных нагрузках, близких к предельным, не учитывается. Для стадии нормальной эксплуатации конструкций учитываются ограничения по прочности, жесткости и устойчивости конструкции, жесткости грунтового основания. Предполагается, что перекрытия зданий представляют собой единое жесткое тело и при ударных воздействиях нет последствий, связанных с его локальным обрушением.

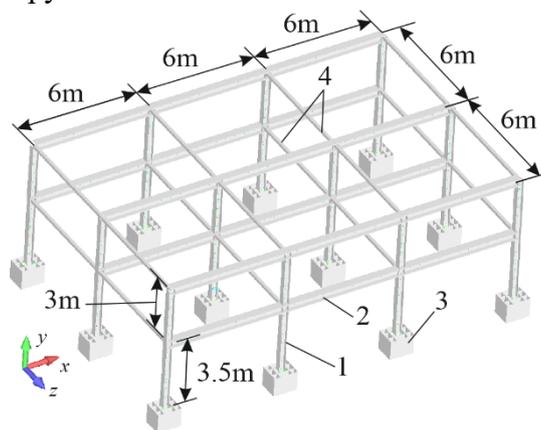


Рисунок 1 – Первичная расчетная схема: 1 – колонны, 2 – ригели, 3 – грунтовое основание, 4 распорки

Рассматривается рама здания, геометрия которой показана на рисунке 1. Сечение колонн выполнено из двутавра W12x12x65, сечение ригелей – W14x16x193 (ASTM), распорки и наклонные раскосы выполнены из трубы 150x150x5 (EN 10210). Материал стержней назначен в виде конструкционной стали с пределом текучести 250 МПа и модулем упругости 200 ГПа. Фундаменты имеют размеры 1,8x1,4 м. Грунтовое основание это песок крупный крупности с расчетным сопротивлением 500 кПа, модулем продольной деформации 50 МПа, модулем сдвига 20,83 МПа. Материалы работают по билинейным диаграммам деформирования с касательным модулем 100 Па, задаваемым для повышения устойчивости процесса численного интегрирования.

Моделирование ударных воздействий, алгоритм решения и ограничения задачи

Формы импульсов сил при аварийном нагружении показаны на рисунке 2 а-г. Интенсивности нагрузок, которые вводились в расчет следующие. Рама загружена равномерно распределённой нагрузкой по перекрытию 14,66 кПа. Эта нагрузка учитывает как постоянные нагрузки от веса стальных конструкций и перекрытия, так и длительную составляющую полезной нагрузки.

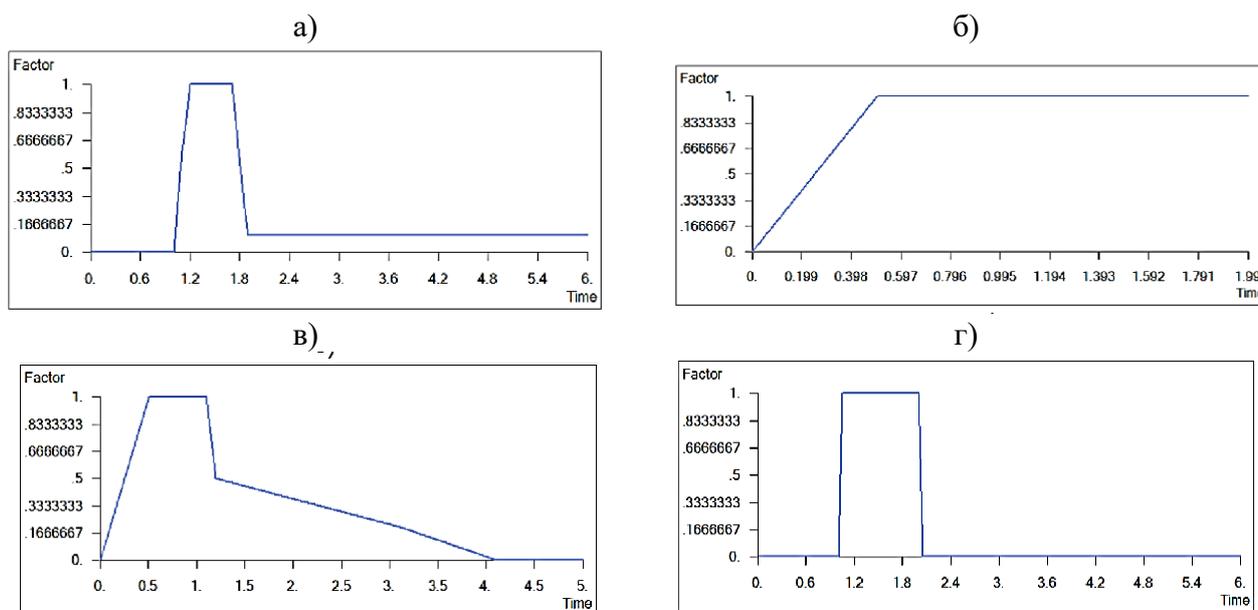


Рисунок 2 – Формы импульсов сил: от ударной нагрузки под углом (а), от статической нагрузки (б), от реакций грунтового основания (в), от горизонтальной ударной нагрузки (г)

Интенсивность горизонтального импульса (обозначим его I_H), который, в частности, может описывать удар автомобиля о колонну принималась равной 500 кН. интенсивность импульса под углом (обозначим его I_A) принималась в виде вертикальной составляющей 948,6 кН и горизонтальной 547,6 кН, что соответствует углу $\alpha = 60^\circ$ градусов к вертикальной оси. Такая нагрузка может создаваться, в частности от падения на здание воздушного транспортного средства, например, вертолета МИ-4 с экипированной массой 5,47 тонн, который под углом 60 градусов падает на конструкцию с конечной скоростью 72 км/ч и создает импульс $5,47 \text{ т} \cdot 20 \text{ м/с} = 109,4 \text{ тм/с}$. Также рассматривалась нагрузка, приводящая к выключению из работы половины площади грунтового основания под фундаментом с передачей импульса на фундамент по схеме E2, рисунок 2 г (IG). Ее максимальная интенсивность принималась такой же, как и для нагрузки I_A .

Ударные воздействия на рамную конструкцию задавались с помощью генератора случайных точек приложения и направлений импульсной нагрузки. Для нагрузки I_H всегда принималось направление «к раме», а высота была фиксированной и составляла 1 м. Для нагрузки I_A направления в силу симметрии рассматриваемой рамы выбирались из трех возможных: по оси x, по оси z и под углом 45 градусов к этим осям. Для нагрузки IG рассматривалось 2 возможных положения. Первое – исключение половины площади основания вдоль длинной стороны фундамента, вторая – исключение половины площади основания вдоль короткой стороны. Сформированы непересекающиеся подмножества $\{S_{IA}\}$, $\{S_{IH}\}$, $\{S_{IG}\}$ для множества значений точек приложения соответствующих нагрузок (рисунок 3). Стрелками на рисунке 3 а показано возможное направление нагрузки, серым цветом затушевана исключаемая из работы площадь грунтового основания под фундаментом.

Особые условия эксплуатации стальной рамной конструкции не предполагают детерминированной точки приложения ударного воздействия к конструкции, ее направления и интенсивности. Для учета таких условий эксплуатации формируется массив исходных данных и результатов расчетов, с помощью которых выполняется проектирование.

Случайное ударное воздействие представим в виде импульса \dot{P}_i , действующего на конструкцию в течение времени Δt , тогда эквивалент механической динамической силы будет равен $\dot{P}_d = \dot{P}_i / \Delta t$. В рамках квазистатического расчета условную статическую ударную

нагрузку можно считать внезапно приложенной на конструкцию. Тогда, используя известную формулу для оценки эффекта динамического удара, можно записать, что $\overset{r}{P}_d = 2\overset{r}{P}_{st}$. Таким образом для сокращения трудоемкости вычислений, связанных с развернутым динамическим расчетом, мы можем перейти от импульсной нагрузки к ее квазистатическому эквиваленту. С учетом формализма Ньютона значение этой нагрузки составит (1):

$$\overset{r}{P}_{st} = \frac{m}{2\Delta t} \overset{r}{v} \quad (1)$$

где m это масса жесткого тела, наносящего удар с конечной скоростью $\overset{r}{v}$.

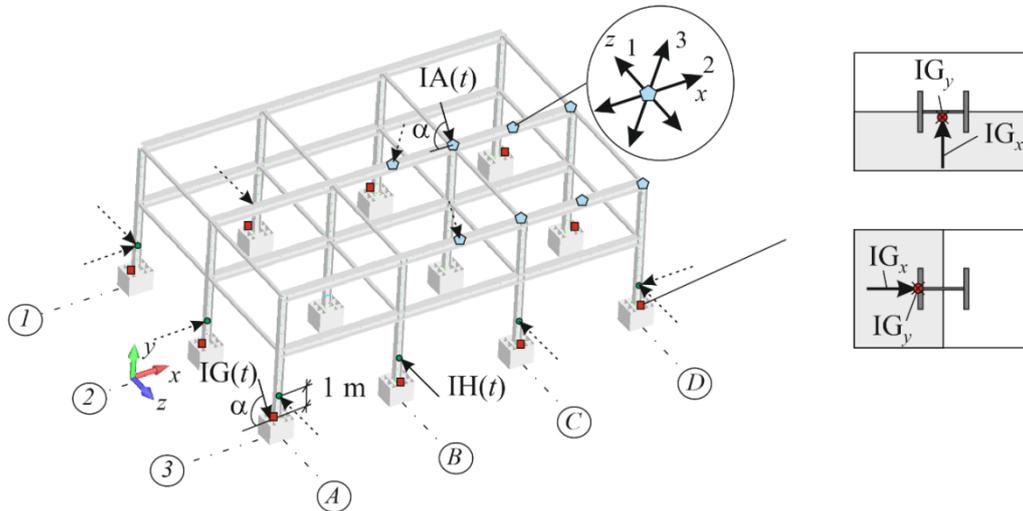


Рисунок 3 – Схема случайных нагружений статическими эквивалентами динамических воздействий $IH(t)$, $IG(t)$, $IA(t)$: 1,2,3 – плоскости в которых прилагается нагрузка IA , IG_x , IG_y , это проекции статического эквивалента воздействия нагрузки $IG(t)$ на соответствующие оси координат

Таким образом, упрощенно, моделирование импульсного воздействия можно свести к статическому. Следует отметить, что такой прием в нашем случае не заменяет динамического расчета, а служит лишь средством для ускоренного поиска наиболее невыгодного расположения ударной нагрузки.

Генерация ударного нагружения включает следующие этапы:

1. Создание массивов значений для компонент вектора $\overset{r}{v}$ в виде $\{(V_x, V_y, V_z)_i\}$, $i = 1..kV$, kV это число возможных для выбора значений компонент. На этом же этапе вычисляются компоненты вектора $\overset{r}{P}_{st}$ в виде $\{(P_x, P_y, P_z)_i\}$.

2. Формирование массива данных S_e описывающих конструктивные элементы рамы (2):

$$S_e = \left\{ \begin{pmatrix} N_g & N_e \\ N_{fe} & N_{1st} \end{pmatrix}_j \right\}, j = 1..N_{Gfe} \quad (2)$$

Здесь N_g это номер группы конструктивных элементов, номинально может быть одна группа «стержни» или несколько групп – «балки», «колонны» и т.д.; N_e это число групп элементов в рамках одного конструктивного элемента; N_{fe} это число конечных элементов в группе N_g ; N_{1st} это номер первого конечного элемента в группе N_g ; N_{Gfe} это общее число конструктивных элементов. Очевидно, что для такой структуры данных нумерация конечных элементов в пределах одного конструктивного элемента должна быть ascending. Кроме того, число элементов в группе должно быть кратно шести.

3. Выбор случайным образом конструктивного элемента из структуры S_e ;

4. Случайный выбор третьего, четвертого или пятого узла в группе N_{fe} элементов, упорядоченных по списку с номера N_{1st} ;

5. Приложение в один из выбранных на этапе 4 узлов значения нагрузок, случайно выбираемых на этапе 1 из интервала $\{(P_x, P_y, P_z)_i\}$.

Критерии живучести стального рамного каркаса при особом воздействии

В качестве критериев живучести стальных рамных каркасов, подверженных ударным воздействиям, предлагается использовать следующие условия:

1. Недопущение значительных изменений геометрии конструктивной системы с учетом ее возможного пластического деформирования или потери устойчивости. Это условие можно сформулировать в виде (3):

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2 + f_z^2} \leq [f], \quad (3)$$

где f - полный прогиб системы при действии на нее ударного воздействия, определяемый проекциями f_x, f_y, f_z на глобальные оси координат, $[f]$ - предельное значение прогиба для особого предельного состояния. Для зданий со стальными конструкциями эта величина может определяться в зависимости от высоты этажа и величины пролета, образуемого в результате возможной потери устойчивости колонны (начальное локальное разрушение) при ударном воздействии.

В данном исследовании предлагается использовать следующие соотношения (4):

$$([f] = l_d / 15) \vee ([f] = kh_{fl} / 3), \quad (4)$$

где l_d - пролет поврежденной конструкции, h_{fl} - высота этажа, k - коэффициент, зависящий от значения этой высоты. Для типовых этажей более трех метров нами предлагается принимать $k = 2$, для высот 2,5-3 м - $k = 2,2$, для технических этажей (при необходимости) $k = 2,6$.

2. Условие сохранения сплошности материала, которое можно сформулировать для любого (наиболее нагруженного) сечения элемента. Пусть в сечении рассматривается n характерных наиболее напряженных точек, тогда получим (5):

$$\forall \varepsilon_i^{IV} : \varepsilon_i^{IV} < \varepsilon_u, i = [1..n], \quad (5)$$

где ε_u - относительные деформации стали, соответствующие его временному сопротивлению (пределу прочности), ε_i^{IV} - эквивалентные деформации, вычисляемые по формуле (6):

$$\varepsilon_i^{IV} = \frac{1}{3} \sqrt{2 \left[(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_y)^2 + \frac{3}{2} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{xz}^2 + \gamma_{yz}^2) \right]}, \quad (6)$$

где $\varepsilon_x - \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}$ - компоненты тензора деформаций.

Метод расчета в динамической постановке стальных рамных конструкций на ударные воздействия.

Для каждого ударного воздействия в первой итерации делается линейный расчет, а в последующих итерациях решается следующая системы линейных уравнений (7):

$$[K]_r \{\delta\}^{(r)} = \{Q\} + \{\Delta\} \quad (7)$$

где $[K]_r$ - касательная матрица жесткости пространственной конечно-элементной модели; $\{\delta\}^{(r)}$ - вектор узловых перемещений, вычисляемый в итерации r ; $\{Q\}$ - вектор узловых сил для стадии нормальной эксплуатации, $\{\Delta\}$ - вектор самоуравновешенной системы малых узловых сил, которые могут принимать ненулевые значения для любой узловой степени свободы (для решения задачи начальной устойчивости МКЭ).

Касательная матрица жесткости может быть записана в виде (8):

$$[K]_r = [K] + \left[K_G \left(\{N\}^{(r-1)} \right) \right] \quad (8)$$

где $[K]$ это матрица жесткости конечно-элементной модели, $[K_G(\{N\}^{(r-1)})]$ это геометрическая матрица системы конечных элементов, выражаемая через найденные в итерации $r-1$ продольные силы в стержнях, объединяемые в вектор $\{N\}^{(r-1)}$.

Введем оценку обеспечения устойчивости конструкции, основываясь на предпосылке, что отсутствие сходимости решений указывает на потерю устойчивости. Контроль приближения к состоянию неустойчивости осуществляем путем проверки для заданного номера итерации $r_o \geq 3$ условия (9):

$$\left| 1 - \frac{U^{(r_o)}}{U^{(r_o-1)}} \right| \leq \alpha \quad (9)$$

где $U^{(r_o)}$, $U^{(r_o-1)}$ это энергии деформации дискретизированного объекта, полученные в итерациях r_o и r_o-1 соответственно, α – задаваемое малое положительное число.

Как показывают расчеты, достаточно эффективная проверка такого типа обеспечивается при $r_o = 4..6$, $\alpha = 0.001$. При этом после выполнения второй итерации касательную матрицу жесткости можно не пересчитывать, так как продольные силы при $r \geq 3$ существенно не меняются.

Общее уравнение динамики неупругого удара.

Движение системы, подвергаемой неупругому удару, можно приближенно описать уравнениями метода конечных элементов (10):

$$[M(\{Z\})]\{\ddot{Z}\} + [C(\{Z\})]\{\dot{Z}\} + \{R(\{Z\})\} = \{F(t)\} + \{G\}\chi(t), \quad (10)$$

где $[M(\{Z\})]$, $[C(\{Z\})]$ – матрица масс и матрица демпфирования; $\{R(\{Z\})\}$, $\{Z\}$ – векторы узловых реакций и обобщенных узловых перемещений; $\{F(t)\}$ – вектор действующих на систему нормативных нагрузок; $\{G\}$ – вектор, определяемый силами тяжести ударяющего тела; $\chi(t)$ – функция Хевисайда ($\chi = 0$, если время $t < 0$, или; $\chi = 1$, если $t \geq 0$).

Будем учитывать следующие начальные условия: $\{Z(0)\} = 0$; $\{\dot{Z}(0)\} = \{V\}$, где $\{V\}$ – вектор начальных скоростей. Рассмотрим численное решение этой начальной задачи на основе предпосылки метода Ньюмарка о постоянных значениях ускорений на каждом шаге интегрирования. Для реализации такого подхода строим конечно-элементные модели, учитывая геометрию системы в деформированном состоянии. Полагаем, что на каждом шаге Δt численного интегрирования решается линейная задача. Для начального времени t_{n-1} некоторого шага n рассматривается матрица масс $[M(t_{n-1})]$, матрица демпфирования $[C(t_{n-1})]$ и касательная матрица жесткости $[K_r(t_{n-1})]$. Для описания демпфирующих свойств стальной рамной системы матрицу $[C(t_{n-1})]$ допускается представлять в виде (11):

$$[C(t_{n-1})] = \beta [K_r(t_{n-1})] \quad (11)$$

где β - коэффициент конструкционного демпфирования.

Вектор $\{R(\{Z\})\}$ для момента времени окончания n -го шага интегрирования может быть приближенно определен по формуле (12):

$$\{R(\{Z_n\})\} = \sum_{k=1}^n [K_r(t_{n-1})]\{\Delta Z_{n-1}\} \quad (12)$$

где $\{\Delta Z_{n-1}\}$ – вектор приращений перемещений на $n-1$ -м шаге интегрирования.

Моделирование деформаций грунтового основания.

При рассмотрении ударных воздействий напряженно-деформированное состояние фундамента не учитывается, в расчетной модели фундамент присутствует как абсолютно

жесткое тело. Требуемую жесткость основания для выполнения условий нормальной эксплуатации определяется выражением (13):

$$\left(\frac{|f_v|}{[u] + [f_v]} - 1 \leq 0 \right) \wedge \left(\frac{|f_h|}{[f_h]} - 1 \leq 0 \right), \quad (13)$$

где f_v , f_h – вертикальные и горизонтальные прогибы, возникшие в результате совместной деформации рамной конструкции и грунтового основания; $[u]$ – допустимое по нормативам механики грунтов значение осадки грунтового основания; $[f_v]$, $[f_h]$ – допустимые значения вертикального и горизонтального перемещений конструктивных элементов, регламентируемые эстетическими требованиями.

При рассмотрении аварийной ситуации, связанной с ударными воздействиями, полагаем, что вертикальная составляющая удара не вызывает нелинейных деформаций грунта. Поэтому для моделирования исключения части грунта из работы системы «основание-сооружение» используется упрощенный подход, основанный на базовых принципах стержневых GAP – элементов, описанный в работе [26]. Для расчета в квазистатической постановке используется модификация этой схемы (рисунок 4).

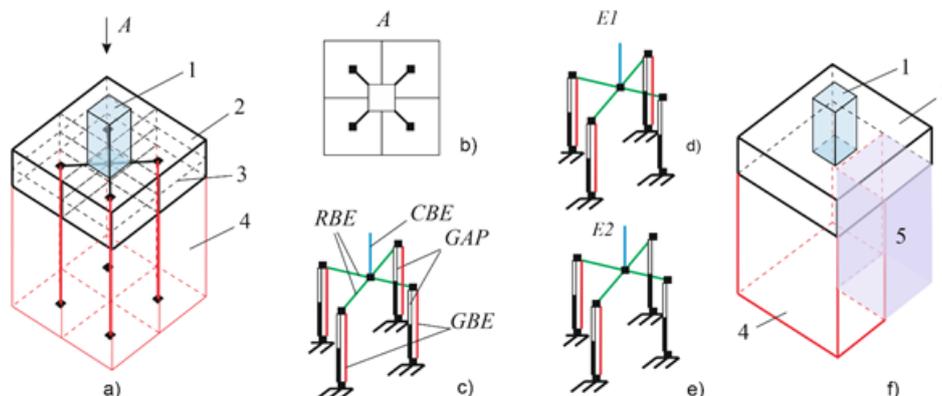


Рисунок 4 – Моделирование деформаций основания:

- a) общая схема: 1 – стальная колонна, 2 – фундамент, 3 – срединная поверхность фундамента, 4 – грунтовое основание;
 б) вид А; в) типы конечных элементов: RBE – жесткое тело; CBE – column beam element;
 GBE – elastic beam element for soil modelling; GAP – элементы, моделирующие зазор;
 д), е) возможные аварийные ситуации E1 и E2, связанные с исключением грунтового основания;
 ф) интерпретация ситуации E1: 5) – аварийно исключенный объем грунта

В каждый узел упругого стержневого элемента, моделирующего грунт, вводится гар-элемент, имеющий величину зазора, равную величине прогнозируемой просадки. Жесткость на растяжение этого элемента назначается близкой к нулю (для несвязного грунта), а жесткость на сжатие и сдвиг подбираются таким образом, чтобы перемещений фактически не было.

Результаты

Анализ конструкции выполнялся на основе метода конечных элементов в программном комплексе Siemcenter Femap 2021.2. Результаты расчетов рамной конструкции на аварийные воздействия с проверкой условия живучести приведены в таблице 1. Здесь расположение точки воздействия обозначено в соответствии с осями на рисунке 3.

Таблица 1 – Результаты расчетов

№	Точка приложения (см. рис. 3), тип воздействия	Условие живучести	Изменения конструкции для обеспечения живучести
1	2	3	4
1	1/A, 3/A: ИН(t)	Обеспечено	-
2	2/A: ИН(t)	То же	-
3	A/1, A/3: ИН(t)	Не обеспечено	Установка раскосов на 1 этаже
1	2	3	4
3a	A/1, A/3: ИН(t)	Обеспечено	-
4	B/1, B/3: ИН(t)	То же	-
5	2/A: IG(t) все направления (рис. 5 б)	То же	-
6	3/A: IG(t) все направления	То же	-
7	B/3: IG(t) все направления	То же	-
8	2/D: AG(t), направления	± 1	Не обеспечено
		± 2	То же
		± 3	Обеспечено
9..15	2/C, 3/C, 3/D, 2/C-D, 2/B-C, 3/C-D, 3/B-C: AG(t), направления	± 1	Обеспечено
		± 2	То же
		± 3	То же

Анализ результатов квазистатических расчетов показал, что воздействия, связанные с исключением основания наименее опасны при заданных размерах фундаментов, однако при других воздействиях имеет место пластическая работа грунта. Этот фактор нужно учитывать в расчетах на ударные воздействия. Горизонтальные и вертикальные ударные воздействия привели к необходимости введения диагональных раскосов с целью обеспечения живучести стального рамного каркаса. На рисунке 5 приведены некоторые результаты проверочных расчетов в динамической постановке. При этом для материала грунта принимается коэффициент конструкционного демпфирования $\beta = 0,117$ [27], общее демпфирование для системы рама-грунт с учетом ее податливого основания $\beta = 0,1$.

а)

б)

Время максимальных деформаций при ударном воздействии

Затухание колебаний

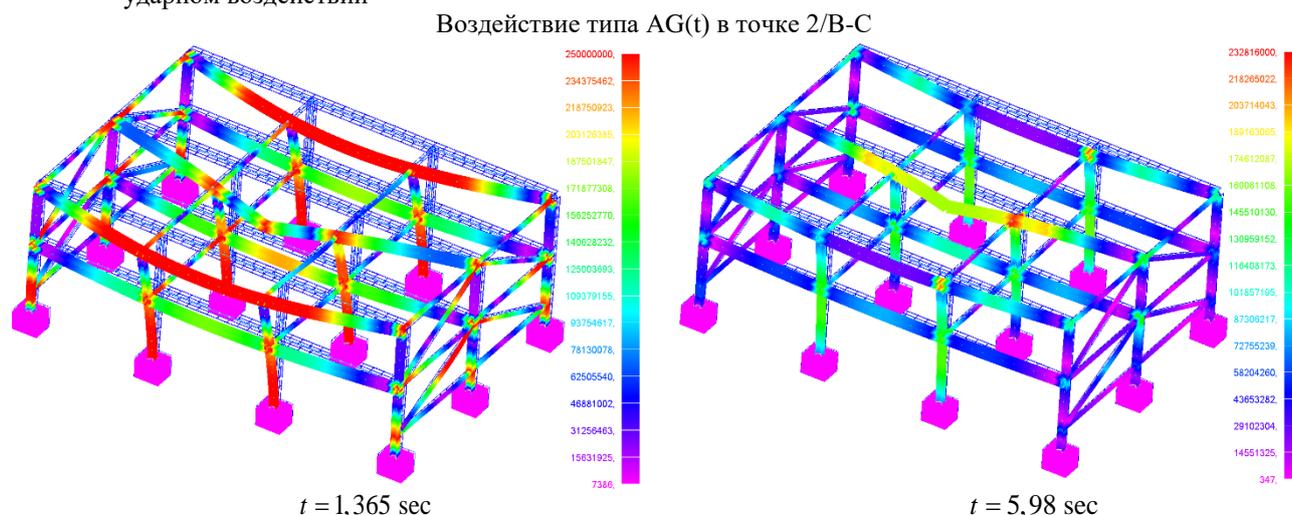


Рисунок 5 – Динамический расчет стальной рамы на ударное воздействие:
 а) распределение эквивалентных напряжений фон Мизеса для пикового значения нагрузки;
 б) то же, но для стабилизированного состояния конструкции после удара

Расчеты показывают, что наиболее значительные повреждения получают точки приложения ударной нагрузки на конструкцию и узловые соединения. Поэтому очень важно обеспечивать их прогнозируемую работу при передаче силового потока от точки удара на основание. При этом следует учитывать характер работы конструктивных элементов на всем интервале динамического расчета. Это удобно делать с помощью графиков. На рисунке 6 а показаны графики изменения во времени напряжений для точки удара, на рисунке 6 б – для сжатой краевой точки грунтового основания для конструкции при воздействии согласно таблице 1.

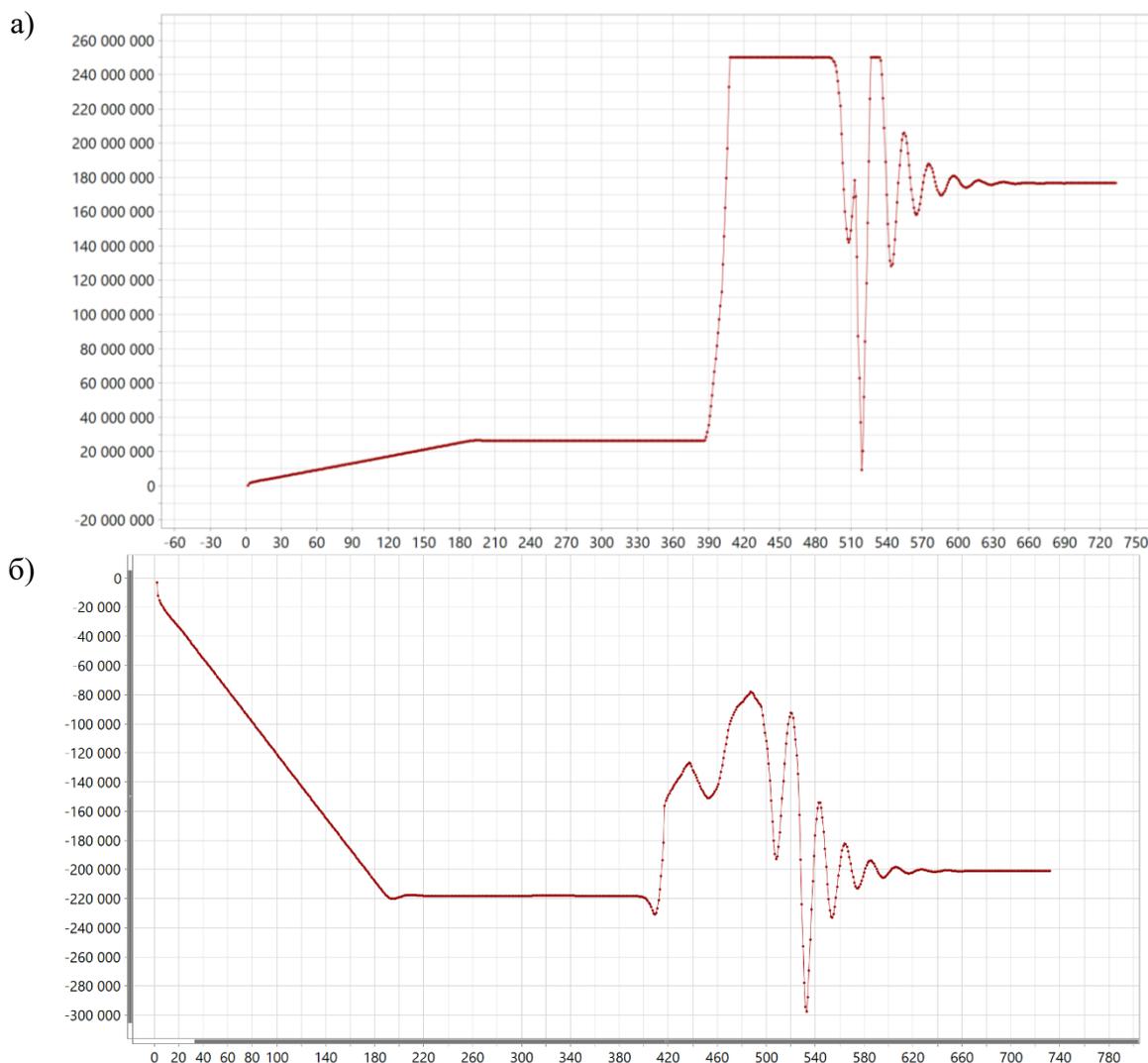


Рисунок 6 – Изменение напряжений во времени: а) точка 2/В-С, воздействие $AG(t)$, эквивалентные напряжения фон Мизеса (по оси x отложены шаги по времени, каждый шаг равен $0,008275$ sec; б) грунт под фундаментом 3/С, крайняя точка в направлении $+z$

Выводы

Разработан подход к оценке живучести стальных рамных каркасов зданий при случайных ударных воздействиях включающий:

- процедуру генерации импульсных ударных воздействий на рамную систему, моделирующих высокоскоростное сосредоточенное воздействие, приближенно имитирующее удар абсолютно жестким телом малой массы;
- методику учета локальных повреждений грунтового основания при ударном воздействии.

Анализ результатов квазистатических расчетов показал, что воздействия, связанные с исключением основания наименее опасны при заданных размерах фундаментов, однако при других воздействиях имеет место пластическая работа грунта. Этот фактор нужно учитывать в расчетах на ударные воздействия. Горизонтальные и вертикальные ударные воздействия привели к необходимости введения диагональных раскосов с целью обеспечения живучести стального рамного каркаса.

Наиболее значительные повреждения получают точки приложения ударной нагрузки на конструкцию и узловое соединения. Поэтому очень важно обеспечивать их прогнозируемую работу при передаче силового потока от точки удара на основание.

Благодарности

Работа выполнена при поддержке гранта НИУ МГСУ. Приказ 453/130 от 15.05.2023 "О реализации проектов, поддержанных по результатам конкурса 2023 года на проведение фундаментальных и прикладных научных исследований (НИР) научными коллективами НИУ МГСУ".

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Tur A.V., Tur V.V., Lizahub A.A. Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss // *Building and reconstruction*. 2023. Vol. 105. No. 1. С. 77–103.
2. Травуш В.И., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений // *Промышленное и гражданское строительство*. 2015. № 3. С. 4–11.
3. Тамразян А.Г., Попов Д.С. Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении // *Промышленное и гражданское строительство*. 2019. № 2. С. 19–26.
4. Kabantsev O., Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse // *MATEC Web of Conferences* / ed. Volkov A., Pustovgar A., Adamtsevich A. 2018. Vol. 251. Pp. 02047.
5. Алексейцев А.В. Анализ устойчивости колонны при горизонтальных ударных воздействиях // *Железобетонные конструкции*. 2023. Т. 2. № 2. С. 3–12.
6. Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Антонов М.Д., Морозова Д.В. Несущая способность аварийно догружаемых железобетонных колонн с начальными несовершенствами // *Строительство и реконструкция*. 2022. № 6. С. 104–115. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2022-104-6-104-115>
7. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждениях плит продавливанием // *Строительство и реконструкция*. 2021. № 4. С. 23–34. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-96-4-23-34>
8. СП 296.1325800.2017 "Здания и сооружения. Особые воздействия". Изм.1, 2. Москва: Стандартинформ, 2020.
9. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium): CEN, 2006.
10. ASCE/SEI 7-10. Minimum design loads for buildings and other structures / American Society of Civil Engineers. p. cm. - (ASCE standard.) "Revision of ASCE 7-10." 2010. P. 658.
11. UFC. UFC 4-023-03. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse // *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*. 2016. № November. Pp. 34–37.
12. General services administration alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance approved for public release; distribution unlimited GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. 2013.
13. СП 385.132580.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. Москва: Минстрой России, Стандартинформ, 2018.
14. Kiakojouri F. et al. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects // *Eng Struct*. Elsevier, 2020. Vol. 206. December 2019. Pp. 110061.
15. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads // *AEI 2006: Building Integration Solutions - Proceedings of the 2006 Architectural Engineering National Conference*. 2006. Vol. 2006. Pp. 32.
16. Sadeghi A., Kazemi H., Samadi M. Reliability and reliability-based sensitivity analyses of steel moment-resisting frame structure subjected to extreme actions // *Frattura ed Integrità Strutturale*. 2021. Vol. 15. No. 57.
17. Mirkarimi S.P., Mohammadi Dehcheshmeh E., Broujerdian V. Investigating the Progressive Collapse of Steel Frames Considering Vehicle Impact Dynamics // *Iranian Journal of Science and Technology - Transactions of Civil Engineering*. 2022. Vol. 46. No. 6.

18. Sadeghi A. et al. Fragility analysis of steel moment-resisting frames subjected to impact actions // *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*. 2022. Vol. 7. No. 1.
19. Radwan M., Kövesdi B. Equivalent Geometric Imperfections for Local Buckling of Slender Box-section Columns // *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 2021. Vol. 65. No. 4. Pp. 1279–1287.
20. Rzeszut K. Post-Buckling Behaviour of Steel Structures with Different Types of Imperfections // *Applied Sciences (Switzerland)*. 2022. Vol. 12. No. 18.
21. Alekseytsev A.V., Kurchenko N.S. Safety of Reinforced Concrete Columns: Effect of Initial Imperfections and Material Deterioration under Emergency Actions // *Buildings*. 2023. Vol. 13. No. 4. Pp. 1054.
22. Brandis A., Kraus I., Petrovčič S. Nonlinear Static Seismic Analysis and Its Application to Shallow Founded Buildings with Soil-Structure Interaction // *Buildings*. 2022. Vol. 12. No. 11.
23. Brandis A., Kraus I., Petrovčič S. Simplified numerical analysis of soil–structure systems subjected to monotonically increasing lateral load // *Applied Sciences (Switzerland)*. 2021. Vol. 11. No. 9.
24. Wei D., Suizi J. Restoring Force Model for Composite-Shear Wall with Concealed Bracings in Steel-Tube Frame // *Buildings*. 2022. Vol. 12. No. 9.
25. Forcellini D. A novel framework to assess soil structure interaction (Ssi) effects with equivalent fixed-based models // *Applied Sciences (Switzerland)*. 2021. Vol. 11. No. 21.
26. Alekseytsev A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions // *Magazine of Civil Engineering*. 2021. Vol. 103. No. 3.
27. Тер-Мартыросян А.З., Сидоров В.В. Особенности моделирования работы основания при динамических нагрузках при эксплуатации метрополитена // *Жилищное строительство*. 2022. № 12. С. 26–33.

REFERENCES

1. Tur A.V., Tur V.V., Lizahub A.A. Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss. *Building and reconstruction*. 2023. Vol. 105. No. 1. Pp. 77–103.
2. Travush V.I., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Some directions of development of survivability theory of structural systems of buildings and structures. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo*. 2015. No. 3. Pp. 4–11.
3. Tamrazyan A.G., Popov D.S. Stress-strain state of corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo*. 2019. No. 2. Pp. 19–26.
4. Kabantsev O., Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse. *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 251. Pp. 02047.
5. Alekseytsev A.V. Stability of the RC Column under Horizontal Impacts. *Reinforced concrete structures*. 2023. Vol. 2. No. 2. Pp. 3–12.
6. Alekseytsev A.V. et al. Bearing capacity of emergency loaded reinforced concrete columns with initial imperfections. *Building and reconstruction*. 2022. Vol. 104. No. 6. Pp. 104–115.
7. Alekseytsev A.V., Antonov M.D. Dynamics of reinforced concrete non-beam frames in case of damage to slabs punching. *Building and reconstruction*. 2021. Vol. 96. No. 4. Pp. 23–34.
8. Building Code of RF SP 296.1325800.2017 Buildings and structures. Accidental actions. With amendments 1, 2. Moscow: Standardinform, 2020.
9. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium): CEN, 2006.
10. ASCE/SEI 7-10. Minimum design loads for buildings and other structures / American Society of Civil Engineers. p. cm. - (ASCE standard.) “Revision of ASCE 7-10.” 2010. P. 658.
11. UFC. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse // *Design of Buildings To Resist Progressive Collapse*. 2016. November. Pp. 34–37.
12. General services administration alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance approved for public release; distribution unlimited GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. 2013.
13. Building Code of RF SP 385.132580.2018 Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements. Moscow: Standardinform, 2018.
14. Kiakojouri F. et al. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. *Eng Struct*. 2020. Vol. 206. December 2019. P. 110061.
15. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads. AEI 2006: Building Integration Solutions - Proceedings of the 2006 Architectural Engineering National Conference. 2006. Vol. 2006. P. 32.
16. Sadeghi A., Kazemi H., Samadi M. Reliability and reliability-based sensitivity analyses of steel moment-resisting frame structure subjected to extreme actions. *Frattura ed Integrità Strutturale*. 2021. Vol. 15. No. 57.
17. Mirkarimi S.P., Mohammadi Dehcheshmeh E., Broujerdian V. Investigating the Progressive Collapse of Steel Frames Considering Vehicle Impact Dynamics. *Iranian Journal of Science and Technology - Transactions of Civil Engineering*. 2022. Vol. 46. No. 6.
18. Sadeghi A. et al. Fragility analysis of steel moment-resisting frames subjected to impact actions. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*. 2022. Vol. 7. No. 1.

19. Radwan M., Kövesdi B. Equivalent Geometric Imperfections for Local Buckling of Slender Box-section Columns. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 2021. Vol. 65. No. 4. Pp. 1279–1287.
20. Rzeszut K. Post-Buckling Behaviour of Steel Structures with Different Types of Imperfections. *Applied Sciences (Switzerland)*. 2022. Vol. 12. No. 18.
21. Alekseytsev A.V., Kurchenko N.S. Safety of Reinforced Concrete Columns: Effect of Initial Imperfections and Material Deterioration under Emergency Actions. *Buildings*. 2023. Vol. 13. No. 4. P. 1054.
22. Brandis A., Kraus I., Petrovčič S. Nonlinear Static Seismic Analysis and Its Application to Shallow Founded Buildings with Soil-Structure Interaction. *Buildings*. 2022. Vol. 12. No. 11.
23. Brandis A., Kraus I., Petrovčič S. Simplified numerical analysis of soil–structure systems subjected to monotonically increasing lateral load. *Applied Sciences (Switzerland)*. 2021. Vol. 11. No. 9.
24. Wei D., Suizi J. Restoring Force Model for Composite-Shear Wall with Concealed Bracings in Steel-Tube Frame. *Buildings*. 2022. Vol. 12. No. 9.
25. Forcellini D. A novel framework to assess soil structure interaction (Ssi) effects with equivalent fixed-based models. *Applied Sciences (Switzerland)*. 2021. Vol. 11. No. 21.
26. Alekseytsev A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions. *Magazine of Civil Engineering*. 2021. Vol. 103. No. 3.
27. Ter-Martirosyan A.Z., Sidorov V.V. Features of Modeling the Operation of the Base under Dynamic Loads During the Operation of the Subway. *Zhishchnoe Stroitel'stvo*. 2022. No. 12. Pp. 26–33.

Информация об авторах:

Курченко Наталья Сергеевна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия,

кандидат технических наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции».

E-mail: ms.kurchenko@mgsu.ru

Савин Сергей Юрьевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия,

кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции».

E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Information about authors:

Kurchenko Natalia S.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

candidate in technical sciences, associate professor of the department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: ms.kurchenko@mgsu.ru

Savin Sergey Yu.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

candidate in technical sciences, associate professor, associate professor of the department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: savinsyu@mgsu.ru

А.Е. ЕНИН¹, А.Э. ЗАПЛАВНАЯ¹

¹ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», г. Воронеж, Россия

ФУНКЦИОНАЛЬНЫЙ ПОДХОД В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ ПЛАНИРОВОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖИЛОЙ СРЕДЫ ГОРОДСКОГО ИСТОРИЧЕСКОГО ЦЕНТРА

***Аннотация.** В современных крупных городах, обладающими статусом или признаками исторического, происходят глобальные преобразования в архитектурно-планировочной структуре, которые носят как позитивный, так и негативный характер в отношении функциональной организации жилой среды. Современные проблемы исторического городского центра, являющиеся причиной или следствием реконструктивных вмешательств, обусловлены как спецификой его функционально-планировочной организации, так и актуальным социально-экономическим спросом. Несмотря на это, технические возможности модернизации количественных параметров городской среды исторического центра достаточно специфичны: историческая застройка, выраженная в малоэтажной и среднеэтажной застройке, подлежит сохранению, и некорректно подобранные методы и приёмы реализации данного процесса в настоящее время приводят не только к проблемам визуального и идентификационного восприятия историко-культурной городской среды, но и к функциональным, которым посвящена настоящая статья.*

Методы исследования определяются принципами демозкологического подхода, по которому жилая среда представляет собой сложную самодостаточную систему. В основе исследования лежит системный подход: выявлены принципы функционального преобразования жилой среды в архитектурно-планировочной структуре современного исторического городского центра.

Выявленная типология функционально-неопределённых структурных планировочных элементов жилой среды, которые в настоящее время являются площадками по корректной функциональной модернизации, проанализирована системным подходом в результате чего был определен термин «функциональное регулирование» и «функциональное интегрирование».

Ключевые слова: жилая среда, реконструкция, исторический городской центр, деградация территории, функциональная дифференциация.

A.E. ENIN¹, A.E. ZAPLAVNAYA¹

¹Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia

FUNCTIONAL APPROACH IN THE CONDITIONS OF RECONSTRUCTION PLANNING ELEMENTS OF THE RESIDENTIAL ENVIRONMENT OF THE CITY HISTORICAL CENTER

***Abstract.** In modern large cities with the status or signs of the historical, there are global transformations in the architectural and planning structure, which are both positive and negative in relation to the functional organization of the living environment. The modern problems of the historical urban center, which are the cause or consequence of reconstructive interventions, are due to both the specifics of its functional and planning organization and the current socio-economic demand. Despite this, the technical possibilities of modernizing the quantitative parameters of the urban environment of the historical center are quite specific: historical buildings, expressed in low-rise and medium-rise buildings, are subject to preservation, and incorrectly selected methods and techniques for implementing this process currently lead not only to problems of visual and identification perception of the historical and cultural urban environment, but also to functional, to which this article is devoted.*

The research methods are determined by the principles of the demoeological approach, according to which the living environment is a complex self-sufficient system.

The research is based on a systematic approach: the principles of functional transformation of the residential environment in the architectural and planning structure of the modern historical city center are revealed. The revealed typology of functionally indeterminate structural planning elements of the residential environment, which are currently sites for correct functional modernization, is analyzed by a systematic approach, as a result of which the term "functional regulation" and "functional integration" was defined.

Keywords: residential environment, reconstruction, historical urban center, degradation of the territory, functional differentiation.

Введение

В настоящее время в современном центре крупного исторического города происходит процесс функциональной дифференциации: динамичный образ жизни современного крупного города определяет новые принципы формирования градоформирующих элементов, где развитие смешанного использования территории обосновано необходимостью в разнообразии и эффективности параметров городской среды. Преобразование городского центра в условиях реконструкции историко-культурной среды обычно происходит в рамках нового строительства, где как правило сосредотачиваются главные функции городского центра: «Феномен градостроительной ситуации в исторических центрах городов состоит в ее двоякости. С одной стороны, чем крупнее город, тем больше урбанистическая инициатива и тем ниже становится шанс исторической застройке «выжить» под этим натиском» [2]. Экономическое, социальное, а иногда и политическое обоснование принятых проектных решений на первый взгляд достаточно корректно: территория, объемно-пространственные параметры которой должны реализовывать качественным образом соответствующую и актуальную функциональную нагрузку. Несмотря на это, технические возможности модернизации количественных параметров городской среды исторического центра достаточно специфичны: историческая застройка, выраженная в малоэтажной и среднеэтажной застройке, подлежит сохранению, и некорректно подобранные методы и приёмы реализации данного процесса в настоящее время приводят не только к проблемам визуального и идентификационного восприятия историко-культурной городской среды, но и к функциональным, которым посвящена настоящая статья.

Исследование основывается на труды Гутнова А.Э. (1984) [4] в области градостроительной реконструкции, на положения Вавилонской Т.В. [2] и Федченко И.В. [13, 14] о сущности специфики социально-функциональной организации исторического городского центра, а также на работы Волковой Т.Ф. [3] и зарубежных авторов в области адаптивного использования и реабилитации территории [17-21], а также используются термины и результаты исследований авторов настоящей статьи в области функционально-планировочной организации жилой среды современного исторического городского центра [5-9].

Модели и методы

В качестве методологической основы в настоящем исследовании используются системный и демозкологический подходы, позволяющие выявить не только особенности функционально-планировочной организации жилой среды как системы, но и каждой ее составляющей в отдельности, а также принципы их взаимодействия и развития. Научная база, полученная в результате исследования, даёт возможность сформулировать основы методики разработки принципов корректной градостроительной реконструкции жилой среды современного исторического городского центра. На основе комплексного анализа отечественного опыта в ранее проведенных и опубликованных исследованиях [7-10] градостроительной деятельности в условиях реконструкции исторического городского центра выделяются проблемы функциональной организации жилой среды: функциональная деградация и дифференциация, которые обусловлены спецификой современной градостроительной деятельности, где объекты историко-культурной среды не рассматриваются как градостроительный ресурс, а компенсация функционального «дефицита» осуществляется через проектирование новых крупномасштабных полифункциональных объектов капитального строительства.

Результаты исследования и их анализ

Современные градостроительные проблемы исторических центров определяют некорректность в действующем процессе функциональной интеграции, которая имеет определяющее значение в аспекте устранения неравномерностей и различий, зафиксированных в пространственной структуре сложившихся городов, и должна быть направлена на оптимизацию процессов жизнедеятельности человека в искусственной среде: “Общая направленность функциональной интеграции города заключена в преодолении разобщенности и некоторой дифференциации его частей, в попытке вернуть городской среде утраченные ею качества целостности и насыщенности тесно переплетенными во времени и пространстве жизненными процессами” [1]. Недостаточное исследование принципов социально-экономической дифференциации городского населения и, в результате чего, невозможность в полной мере определить направление в развитии территории на различных уровнях иерархии в условиях нового проектирования или реконструкции, приводят к некорректно организованному процессу функциональной модернизации городской среды посредством внедрения новых крупномасштабных объектов, в том числе без учета регламентов по охране историко-культурной среды ведет к проблеме целостного разрушения пространственно-планировочной структуры.

На принципы модернизации городской среды влияют факторы внешней среды, обусловленные социально-экономическими параметрами стратегического планирования территории, и внутренние факторы, выраженные через процесс реконструкции как степень адаптации материально-пространственной среды под необходимую функцию. Так как в исследовании рассматриваются исторические крупные города, то возможность каких-либо проектных решений по реконструкции их архитектурно-планировочной структуры влияют две ее составляющие, определяющиеся материальными параметрами. Во-первых, историко-культурная среда, материально-пространственные параметры которой определяются объектами культурного наследия: “исторический центр ограничивается принципами эволюционного развития архитектурно-планировочной структуры” [7]. Во-вторых, “статус крупного и крупнейшего города, когда в зависимости от района городская среда определяется множеством градоформирующих внешних факторов: экономические, социальные, культурные, экологические и др.” [7].

Процесс повышения социально-экономической значимости исторического центра современного российского города в большинстве случаев ограничивается действующей градостроительной политикой, в которой “процесс появления новых объектов капитального строительства реализовывается без учета средового окружения, т.е. объекты историко-культурной среды не рассматриваются как градостроительный ресурс” [7]. Это явление обусловлено тем, что объекты культурного наследия имеют ограниченные в технико-экономических показателях необходимые для реализации актуальной функциональной нагрузки параметры. Именно конфликт «старого» и «нового» определяет современные градостроительные проблемы исторических центров крупных российских городов. Одними из значимых в рамках данного исследования являются “отсутствие системности в застройке центра” [5], когда застройка исторического центра формируется отдельными зданиями, и “резкое снижение экологических качеств жилой среды” [5], когда архитектурно-планировочная структура городского центра уплотняется: “однако это не приводит к элитному качеству жизни жителей этих домов <...> экологические характеристики жилых кварталов ухудшаются из-за высокой плотности населения, застройки, транспорта” [5].

Функциональная деградация – территория или объекты, которые не отвечают актуальным количественным и качественным функциональным параметрам городской среды: “дефицит объектов культурно-бытового обслуживания и рекреации, а также функциональная деградация территории из-за потерявших актуальную функцию объектов культурного наследия” [9].

Функциональная дифференциация – представлена в виде неравномерного распределения функциональной нагрузки, выраженной в первую очередь в различных количественных параметрах материально-пространственной среды (внутренние факторы

системы) по возможной адаптации: “крупномасштабный полифункциональный объект «перетягивает» на себя все функциональные операции, в результате чего территория деградирует” [9].

Таким образом, оба процесса нарушения функциональной целостности обуславливают друг друга и могут разрешиться функциональным подходом к реконструкции городской среды. Корректно проведенная реконструкция, формирующая в определенной степени функциональное изменение архитектурного или градостроительного объекта, имеет положительный результат по его функциональной адаптации: объект определяет территорию как функционально целостную. Количественное или качественное изменение, а также не изменение функциональных проблем территории является отрицательным результатом ее функциональной адаптации в результате реконструктивного вмешательства.

Принятые решения по модернизации сложившейся функционально-планировочной структуры городского центра должны быть основаны на системном подходе и подтверждаться экспериментальными методами: “В архитектурных системах проблема отбора и обработки исходной информации при исследовании и проектировании является сегодня крайне важной, особенно для систем уровня градостроительства и районной планировки” [11, 12].

Функциональная деградация территории обычно возникает под воздействием либо процесса функциональной дифференциации, на фоне которой происходит потеря актуальных функциональных параметров объекта, либо некачественного процесса проектирования городской среды. Обычно источниками функциональной деградации территории становятся здания жилого фонда и объекты культурного наследия. Объекты выполняющие общественно-деловые и обслуживающие функции, не относящиеся к вышеперечисленным (современная или нейтральная застройка), обычно модернизируются ввиду социально-экономических факторов.

Жилой фонд – деградация вызвана потерей актуальных параметров искусственной среды, а также действующей градостроительной политикой, где процесс обновления жилой застройки происходит несвоевременно. Определяется такими внешними факторами как: долей аварийных жилых домов среди всех жилых домов, доступностью услуг в жилой зоне, долей домов на учтенных кадастровых участках, концентрацией неэксплуатируемых объектов культурного наследия, безопасностью передвижения вблизи социальных учреждений и др.

Объекты культурного наследия – определена процессом функциональной дифференциации территории, когда объекты культурного наследия, подлежащие сносу, не эксплуатируются в связи с отсутствием функциональной актуальности: “Важность и актуальность признания этих объектов ресурсами подтверждает негативная градостроительная практика, фактически исключившая исторические поселения из активного процесса жизнедеятельности страны” [16].

Функциональная деградация территории невозможна без появления потенциальной функциональной дифференциации в будущем: объект, некорректным образом реализующий или вовсе утративший актуальную функцию, заменит другой, территориально находящийся рядом. Одним из методов восстановления баланса является функциональное интегрирование, определяющееся процессом изменения материально-пространственных параметров городской среды, выраженных через проектирование объектов нового капитального строительства или реконструкцию объектов культурного наследия, посредством включения новых функций в рассматриваемый планировочный элемент определенного иерархического уровня, городской, в частности жилой среды, которое устраняет проблемы функциональной деградации территории.

Функциональная дифференциация представлена в виде неравномерного распределения функциональной нагрузки, выраженной в первую очередь в крупномасштабных объектах нового строительства. К этим объектам в данном исследовании относятся здания жилого (простая функциональная дифференциация) и общественного назначения (сложная функциональная дифференциация), которые по своим объемно-

пространственным параметрам не только нарушают общее восприятие силуэта исторической застройки, но и критическим образом нарушают функциональный баланс территории.

Простая функциональная дифференциация – количественное различие одного типа функциональной направленности. Может быть вызвана такими внешними факторами как: разнообразие жилой застройки, разнообразие услуг в жилой зоне, доступность остановок общественного транспорта, переизбыток центров притяжения для населения и др.

Сложная функциональная дифференциация – количественное различие двух и более типов функциональной направленности. Может быть вызвана такими внешними факторами как: разнообразие услуг в общественно-деловых районах города, уровень развития общественно-деловых районов города, доступность автостоянок и др.

В данном исследовании процесс изменения качественных или количественных параметров функции архитектурного и/или градостроительного объектов определяется термином – функциональная адаптация. В зависимости от расположения реконструируемого структурного элемента внутри или вне рассматриваемой системы функциональная адаптация подразделяется на внутреннюю и внешнюю соответственно.

Внутренняя функциональная адаптация определяется необходимостью создания нежилых (общественно-деловых, рекреационных или культурно-бытовых) планировочных элементов внутри реконструируемого объекта определенного иерархического уровня;

Внешняя функциональная адаптация определяется процессом создания функциональных планировочных элементов жилой среды одного функционального направления.

В ранее опубликованных исследованиях авторов настоящей статьи процесс повышения социо-экономического потенциала историко-культурной среды был сформулирован как «зоны конфликтных ситуаций» [9] и определялся более высокими уровнями иерархии (городской центр, район). В данном исследовании выявленный процесс по функциональной адаптации предполагает действие на только трех уровнях иерархии и поэтому рассматривается на определенных «площадках» – функционально-неопределенных структурных планировочных элементов жилой среды. В связи с тем, что в настоящее время не все здания и территории реконструируются несмотря на повышенный уровень морального и физического износа, так как не обладают историко-культурной ценностью, а во многих городах-миллионниках здания послевоенного строительства попадают в программу реновации, в данном исследовании произведено разделение структур жилой среды по культурным включениям, что дает возможность качественно и количественно проанализировать материально-пространственные и функциональные элементы ее организации: “В зависимости от периода застройки исторической части города характер расположения объектов и их влияние на архитектурно-планировочную структуру различны” [9].

Так, рассматриваются только площадки по корректному функциональному адаптивированию, т.е. сформированного авторской концепцией архитектора, а также полным комплектом научно-проектной или проектной документации: историческая застройка, подлежащая обязательному сохранению и, следовательно, процессу функциональной адаптации, и современная, проектируемая на свободной территории в соответствии с актуальными социально-экономическими факторами внешней среды [9].

Историческая застройка - содержит в себе несколько временных периодов и архитектурных стилей, и, следовательно, несет в себе культурологическую идентификацию городской среды [15]. Характеризуется специфичностью со стороны функциональной, объемно-пространственной и конструктивной организации жилой среды, выраженной в малоэтажном и среднеэтажном жилом фонде, не отвечающей современным санитарно-техническим, эстетическим, коммуникационным и другим характеристикам, определяющих современную комфортную жилую среду.

Современная застройка - застройка 2010-2020-х гг. Характеризуется современными актуальными архитектурными, конструктивными и функциональными параметрами, выраженными в многоэтажном жилом фонде и определяющей архитектурно-планировочный

каркас исторического центра современного российского города дискретным (точечным) характером, по технико-экономическим показателям диссонируя с исторической застройкой.

В данном исследовании выявленные принципы функциональной адаптации рассматриваются только в рамках реализованных отечественных проектов в виду выявленной специфики предмета исследования.

Внутренняя функциональная адаптация определяет системные принципы «поведения» демозкосистемы «население↔среда» процессом функционального интегрирования – изменение материально-пространственных параметров жилой среды, выраженных через проектирование объектов нового капитального строительства или реконструкцию объектов культурного наследия, посредством включения новых функций в рассматриваемый планировочный элемент определенного иерархического уровня. Функциональное интегрирование в рамках внутренней адаптации жилой среды устраняет проблемы деградации реконструируемой территории.

Внутренняя функциональная адаптация на уровне «Квартал» предполагает полное функциональное изменение современной строительством современной застройки. На данном иерархическом уровне, как например на уровне «Жилое здание», невозможно, так как эта задача предполагала бы комплексную застройку или полную реновацию территории, а специфика градостроительной деятельности в историческом центре определяется объектами культурного наследия, подлежащих обязательному сохранению, в т.ч. иногда и функциональному. Одним из исключений является жилой квартал бизнес-класса «Паладио» (26-я линия Васильевского острова, 7), который появился в 2019 г. на месте бывших заводских корпусов и жилых домов Санкт-Петербурга (рисунок 1). Планировочные жилые элементы квартала вплотную примыкают друг к другу и формируют единый ансамбль.

Квартал находится в исторической среде с производственной функцией, вписан в исторический ландшафт, который сохранил элементы заводской архитектуры, а первые этажи зданий квартала занимают все типы функциональной нагрузки, кроме производственной: магазины, кафе, рестораны, аптеки, пекарни, медицинский центр.

а)



б)



Рисунок 1 – Квартал бизнес-класса «Паладио», г. Санкт-Петербург:

а) Визуализация здания жилого квартала, б) Визуализация. Общий вид на жилой квартал ¹

Внутренняя функциональная адаптация на уровне «Жилой комплекс» может определяться как исторической, так и современной застройкой.

Многофункциональный комплекс «Итальянский квартал» по адресу: г. Москва, ул. Фадеева, 4А. Архитектор проекта - М.А. Филиппов. Жилой комплекс находится в развитой системе общественно-делового района города (рисунок 2), и его планировочная структура включает в себя различные элементы культурно-бытового обслуживания (детский сад, продуктовые магазины, ресторан), а также производственные и рекреационные функциональные элементы (мастерские, клиника, спортивный центр).

¹ ЖК «Паладио» [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://kvartal-palacio.ru/>.

Многофункциональный комплекс «Balchug viewpoint» по адресу: г. Москва, Садовническая наб., 7. Архитектурное бюро RTDA. Помимо того, что жилой комплекс находится в центре общественно-делового центра города Москвы (рисунок 3), первые этажи функционируют как элементы культурно-бытового обслуживания (ресторан), и производственные и рекреационные функциональные элементы (мастерские, спортивный зал).



Рисунок 2 – Жилой комплекс «Итальянский квартал», г. Москва²



Рисунок 3 – Апартаменты «Balchug viewpoint», г. Москва²

Реконструкция здания дома-коммуны Наркомфина. Архитектурное бюро «Ginzburg Architects» (г. Москва, Новинский бульвар, 25). Дом Наркомфина – икона мирового архитектурного авангарда. Здание является объектом культурного наследия регионального значения «Здание дома-коммуны Наркомфина», построенного по проекту М.Я. Гинзбурга в 1930 гг. (рисунок 4). Модернизация жилого здания проходила по направлению реадaptации – «комплекса мероприятий, направленного на восстановление тех или иных утраченных функций объекта, содействующий его приспособлению к современным условиям жизни» [8]. В доме-коммуне архитектором М.Я. Гинзбургом в 1920-е г. была предусмотрена планировочная структура под влиянием идей коммунизма. Проект реконструкции объекта был проведен под руководством А.В. Гинзбурга, реорганизовав параметры планировочной структуры под современные критерии жилой функции и включения под новые типы общественного пространства (бизнес-консалтинг и музей): «Инновационная идея соединить частные квартиры с общественными пространствами и предприятиями бытового обслуживания воплотилась в едином городском ансамбле: нескольких корпусах, объединенных парком»³.

Корректное сочетание жилых и нежилых функций внутренней функциональной адаптации на уровне «жилое здание» в соответствии с настоящей социально-экономической ситуацией на фоне урбанизации городской среды в России возможно лишь посредством сочетания исторической и современной застройки в условиях реконструкции и реставрации объектов культурного наследия, так как частично сохраняются материально-пространственные параметры историко-культурной среды, а вместе с ней и функциональный баланс территории: материальные параметры новой застройки обуславливают функциональную жизнеспособность исторической и наоборот. Функциональная адаптация в данном случае максимальна энергоэффективна. К сожалению, негативные примеры, когда современная застройка не адаптируется под историческую (с одной стороны приходящая в упадок ветхая застройка и развитая инфраструктура зданий с другой), чаще встречаются в историческом центре современного города и не решают проблемы функциональной деградации территории, а лишь поддерживают процесс функциональной дифференциации.

² ИНРЕКОН [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://inrecon.ru/>.



Рисунок 4 – Дом Наркомфина, г. Москва³

Жилой комплекс «Трилогия» (г. Москва, ул. Трехгорный Вал, 14) и жилой дом на улице Гиляровского (г. Москва, ул. Гиляровского, 55) реализованы по проекту «Ginzburg Architects» и являются примерами корректной реконструкции планировочной структуры квартальной исторической застройки, утратившей функциональную актуальность (рисунок 5 и 6 соответственно). Новая материально-пространственная среда, выраженная через модернизированные конструктивные параметры, вернула не только прежнюю жилую функцию, но и смогла создать условия для реализации актуальной новой (культурно-бытовая и рекреационная соответственно).



Рисунок 5 – Жилой комплекс «Трилогия», г. Москва³



Рисунок 6 – Жилой дом на улице Гиляровского, г. Москва³

Эта стратегия в настоящее время привела к созданию нового типа планировочных элементов жилой среды в историческом центре современного российского города: «расширяется функциональное наполнение нижнего яруса, вызванное усложнением пространственной организации культурно-досуговой, хозяйственно-бытовой и производственной деятельности вследствие интенсификации территорий» [13]. Зачастую для эффективного и гибкого функционирования во времени смешанных районов в проектах предусматривается «незаконченность проекта», дающая возможность «адаптации» и «приспособляемости» территории к новым возникающим функциональным потребностям.

Внешняя функциональная адаптация определяет системные принципы «поведения» демозко системы «население↔среда» процессом функционального регулирования – изменение материально-пространственных параметров жилой среды, выраженных через проектирование объектов нового капитального строительства или реконструкцию объектов культурного наследия, с целью регуляции параметров «дефицитной» функции в

³ Ginzburg Architects [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://ginzburg-architects.com/>.

рассматриваемом планировочном элементе определенного иерархического уровня. Функциональное регулирование в рамках внешней адаптации жилой среды устраняет проблемы дифференциации реконструируемой территории.

Внешняя функциональная адаптация жилого квартала в историческом центре в настоящее время маловероятна, но известна в послевоенное время (ансамблевая застройка 1950-х гг.) так как проектируемый или реконструируемый объект должен занимать всю его территорию и реализовывать только одну «дефицитную» функцию, необходимую для окружающей жилой застройки.

Примером внешней функциональной адаптации на уровне «Жилой комплекс» является элитный квартал «Литератор», расположенного в историческом центре города Москвы по ул. Льва Толстого, 23/7 (рисунок 7). Объект реализован по проекту архитектурной мастерской «Сергей Киселёв и Партнёры». Все планировочные элементы жилого комплекса выполняют только жилую функцию, исключая какое-либо внутреннее интегрирование.

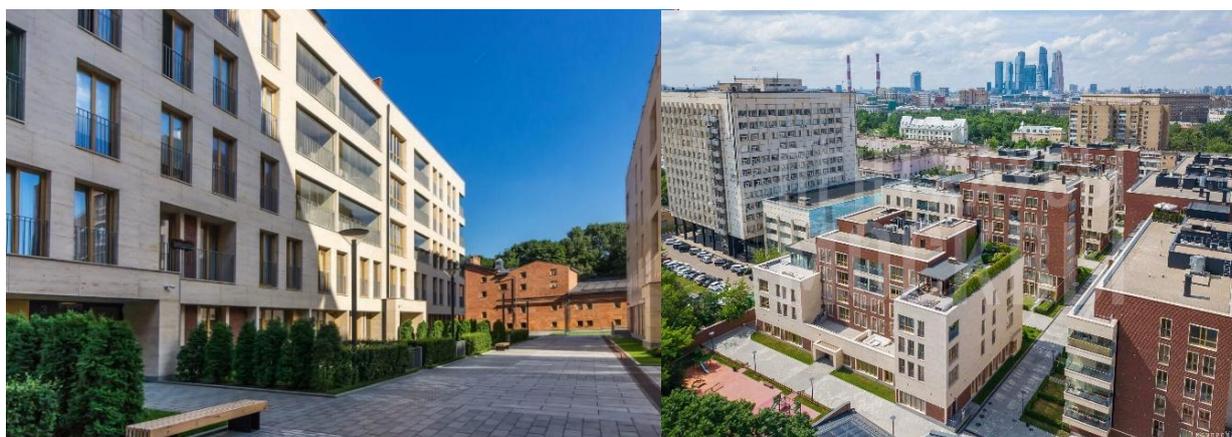


Рисунок 7 – Элитный квартал «Литератор», г. Москва²

Ограничение планировочного элемента жилой среды на уровне «Жилое здание» единственной функцией возможно как в исторической (рисунок 7, 8) так и в современной застройке (рисунок 10) и может быть обосновано таким системным принципом как монокритериальность – объемно-конструктивные параметры здания могут корректно реализовывать лишь одну функцию, определенную внешними факторами среды.

Доходный дом М.М. Тюляевой. Архитектурное бюро «Ginzburg Architects» (г. Москва, ул. Мал. Дмитровка, 3 – Настасьинский пер., 10). Жилой дом на момент исследования является выявленным объектом культурного наследия «Доходный дом, 1910-1913 гг., арх. К.Л. Розенкампф (в основе — главный дом городской усадьбы 2-й половины XVIII в. и флигеля начала XIX в.). В 1814-1815 гг. здесь находился Московский Благородный пансион. В 1825-1826 гг. в пансионе Ф. Лехнера жил поэт Адам Мицкевич». Доходный дом М.М. Тюляевой – постройка Клавдия Леонидовича Розенкампфа, классика московского модерна. Дом построен на фундаментах усадьбы XVII века и включает части её стен. Доходный дом с советского времени был заселен офисами. В процессе реставрации и приспособления ему вернули его изначальную жилую функцию (рисунок 8).

Главный дом усадьбы Долгоруковых-Бобринских. Архитектурное бюро «Ginzburg Architects» (г. Москва, ул. Малая Дмитровка, д. 1/7). Объект культурного наследия регионального значения «Главный дом усадьбы Долгоруковых-Бобринских» – памятник типичной малоэтажной застройки Москвы второй половины XIX века (853-1856 гг.). Реставрация усадьбы – этап комплексной работы архитектурного бюро «Ginzburg Architects» в Пушкинском квартале. Сохранение сложившейся в этой части Москвы разномастной, уникально-московской среды, от доходных домов до конструктивизма – профессиональный вызов мастерской. Бывшее жилое здание, утратившее актуальную функцию, на данный момент приспособлено под ресторан (рисунок 9).



Рисунок 8 – Доходный дом М.М. Тюляевой, г. Москва³



Рисунок 9 – Главный дом усадьбы Долгоруковых-Бобринских, г. Москва³

Жилой комплекс «Счастье на Серпуховке» по адресу: г. Москва, Серпуховский вал, д. 20. Архитектурное бюро «Ginzburg Architects». Пример корректного использования объемно-пространственных резервов территории проектирования. Здание находится среди комплексной типовой застройки 1920-30-х гг. прошлого столетия, являющейся объектом культурного наследия («Комплекс жилых домов "Хавско-Шаболовский"»). Выбранными объемно-конструктивными параметрами нового проектируемого объекта архитекторы не только сохранили стилистическую аутентичность городской среды, но и оптимизировали функциональную нагрузку жилого района корректными технико-экономическими показателями.



Рисунок 10 – Жилой комплекс «Счастье на Серпуховке», г. Москва³

Ровно также как и с проблемой функциональной деградации – дифференциация невозможна без дальнейшей деградации территории по результатам функциональной адаптации. Функциональное регулирование является основным методом реконструкции в рамках функционального подхода, определяющей процесс изменения материально-пространственных параметров городской среды, выраженных через проектирование объектов нового капитального строительства или реконструкцию объектов культурного наследия, с целью регуляции параметров «дефицитной» функции в рассматриваемом планировочном элементе определенного иерархического уровня, в рамках функциональной адаптации городской среды устраняет проблемы дифференциации реконструируемой территории.

Так, корректное сочетание жилых и нежилых функций в соответствии с настоящей социально-экономической ситуацией на фоне урбанизации городской среды в России возможно лишь посредством взаимообусловленности функционально-планировочных

параметров исторической и современной застройки в условиях реконструкции и реставрации объектов культурного наследия, так как частично сохраняются материально-пространственные параметры историко-культурной среды, а вместе с ней и функциональный баланс территории: материальные параметры новой застройки обуславливают функциональную жизнеспособность исторической и наоборот. Функциональная адаптация в данном случае максимальна энергоэффективна. К сожалению, негативные примеры, когда современная застройка не адаптируется под историческую (с одной стороны приходящая в упадок ветхая застройка и развитая инфраструктура зданий с другой), чаще встречаются в историческом центре современного города и не решают проблемы функциональной деградации территории, а лишь поддерживают процесс функциональной дифференциации.

Выводы

1. Выявлены современные градостроительные проблемы функциональной организации жилой среды, возникающие в условиях или в результате реконструктивного вмешательства в архитектурно-планировочную структуру исторического городского центра.
2. Введены термины «функциональная деградация», «функциональная дифференциация», «функциональное интегрирование», и «функциональное регулирование».
3. Сформирована и обоснована типология функционально-неопределенных планировочных элементов жилой среды, которые в настоящее время являются площадками по корректной функциональной модернизации.
4. Определены методы по корректной реконструкции архитектурно-планировочной структуры исторического городского центра, направленные энергоэффективную функциональную адаптацию.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Авдотьян Л.Н. Применение вычислительной техники в градостроительном проектировании [Текст] / Сост. канд. архитектуры Л. Н. Авдотьян. Москва : [б. и.], 1972. 32 с.
2. Вавилонская Т.В. Стратегия обновления архитектурно-исторической среды : монография / Т.В. Вавилонская. Самарский государственный архитектурно-строительный университет. – Самара : Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Самарский государственный архитектурно-строительный университет", 2008. 369 с.
3. Волкова Т.Ф. Методы реконструкции городской среды // Современные научные исследования и инновации. 2015. № 4-5 (48). С. 113-117.
4. Гутнов А.Э. Эволюция градостроительства. М. : Стройиздат, 1984. 256 с.
5. Енин А.Е. Актуальные системные проблемы формирования застройки центра г. Воронежа // Архитектурные исследования. 2015. №1 (1). С. 4-10.
6. Енин А.Е. Понятие эксперимента в архитектуре как деятельности, направленной на гармонизацию взаимосвязи и взаимовлияния населения и среды его жизнедеятельности [Текст]: Градостроительство. 2012. № 4 (20). С. 22-29.
7. Енин А.Е., Заплавная А.Э. Специфика функционально-пространственной организации жилой среды в историческом центре г. Воронежа // Всероссийская научно-практическая конференция «Студент-наука» : сборник трудов Всероссийской научно-практической конференции / отв. ред. А. В. Сергеев – Воронеж: ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет». 2022. С. 312-314.
8. Заплавная А.Э., Енин А.Е. Принципы реконструкции историко-культурной городской среды современных городов // Архитектурные исследования. 2021. № 4 (28). С. 69-79.
9. Заплавная А.Э., Енин А.Е., Танкеев А.С. Функционально-пространственная организация жилой среды в архитектурно-планировочной структуре исторического центра г. Воронежа // Архитектура и архитектурная среда: вопросы исторического и современного развития: материалы международной научно-практической конференции. Тюмень, 2022. С. 231-235.
10. Колгашкина В.А. Специфика функционально-планировочной организации многофункциональных жилых комплексов с интегрированной деловой составляющей // Архитектура и современные информационные технологии. 2013. № 2(23). С. 11.
11. Лаврик Г.И. Методологические основы районной планировки. Введение в демоэкологию : учебник для студентов вузов, обучающихся по направлению "Архитектура". Федеральное агентство по образованию, Белгородский гос. технологический ун-т им. В. Г. Шухова. – Белгород : БГТУ им. В. Г. Шухова, 2007. 115 с.
12. Лаврик Г.И. Методы оценки качества жилища. Исследование, проектирование, экспертиза : учебник для студентов вузов, обучающихся по направлению "Архитектура". Федеральное агентство по

образованию, Белгородский гос. технологический ун-т им. В.Г. Шухова. – Белгород : БГТУ им. В.Г. Шухова, 2007. 100 с.

13. Федченко И.Г. Современные закономерности формообразования жилых планировочных единиц // *Academia. Архитектура и строительство*. 2019. № 4. С. 75-82. doi:10.22337/2077-9038-2019-4-75-82
14. Федченко И.Г. Современные направления морфологических исследований жилых территорий городов // *Современная архитектура мира*. 2022. № 1(18). С. 119-144. doi:10.25995/NIITIAG.2022.18.1.007
15. Хасиева С.А. Архитектура городской среды : учебник для вузов. М.: Стройиздат, 2001. 200 с.
16. Шевченко Э.А. Градостроительные проблемы сохранения историко-культурного ресурса России // *Academia. Архитектура и строительство*. 2012. № 1. С. 99-104.
17. Biddau G.M., Marotta A., Sanna G. Abandoned landscape project design // *City Territ Archit*. 2020. Vol. 7. Iss. 10. Pp. 1–17. doi:10.1186/s40410-020-00118-7
18. Colavitti A.M., Serra S. Non financial compensation for the redevelopment of the historic urban landscape: the case study of Villasor in Sardinia (Italy) // *City Territ Archit*. 2020. Vol. 7. Iss. 15. Pp. 1–15. doi:10.1186/s40410-020-00124-9
19. Mozas J., Mozas J., Per A.F., J. Hybrids III Arpa. Residential mixed-use buildings. *Architecture Technology magazine* // Vitoria-Gasteiz. 2009. 270 p.
20. Pittaluga P. Pioneering urban practices in transition spaces // *City Territ Archit*. 2020. Vol. 7. Iss. 18. Pp. 1–10. doi:10.1186/s40410-020-00127-6
21. Zukin Sh. Naked City. The Death and Life of Authentic Urban Places (excerpts) // *Journal of Economic Sociology*. Vol. 19. Iss. 1. 2018. Pp. 62-91. doi:10.17323/1726-3247-2018-1- 62-91

REFERENCES

1. Avdotyin L.N. Application of computer technology in urban planning design [Text] / Comp. cand. architecture L. N. Avdot'in. - Moscow : [B. I.], 1972. 32 p.
2. Vavylonskaya T.V. Strategy of updating the architectural and historical environment : monograph / T. V. Babylonskaya. Samara State University of Architecture and Civil Engineering. – Samara : Federal State Budgetary educational Institution of Higher Professional Education "Samara State University of Architecture and Civil Engineering", 2008. 369 p.
3. Volkova T.F. Methods of urban environment reconstruction // *Modern scientific research and innovation*. 2015. No. 4-5 (48). Pp. 113-117.
4. Gutnov A. E. Evolution of urban planning. М. : Stroyizdat, 1984. 256 p.
5. Enin A.E. Actual system problems of the development of the Voronezh city center // *Architectural research*. 2015. No. 1 (1). Pp. 4-10.
6. Enin A.E. The concept of experiment in architecture as an activity aimed at harmonizing the relationship and mutual influence of the population and its environment [Text]: Urban planning. 2012. No. 4 (20). Pp. 22-29.
7. Enin A.E., Zaplavnaya A.E. Specifics of the functional and spatial organization of the residential environment in the historical center of Voronezh // *All-Russian Scientific and Practical Conference "Student-Science" : proceedings of the All-Russian Scientific and Practical Conference / ed. A.V. Sergeev – Voronezh: Voronezh State Technical University university"*. 2022. Pp. 312-314.
8. Enin A.E., Enin A.E. Principles of reconstruction of the historical and cultural urban environment of modern cities // *Architectural studies*. 2021. No. 4 (28). Pp. 69-79.
9. Zaplavnaya A.E., Enin A.E., Tankeev A.S. Functional and spatial organization of the residential environment in the architectural and planning structure of the historical center of Voronezh // *Architecture and architectural environment: issues of historical and modern development: materials of the international scientific and practical conference*. Tyumen, 2022. Pp. 231-235.
10. Kolgashkina V.A. Specifics of the functional planning organization of multifunctional residential complexes with an integrated business component // *Architecture and modern information technologies*. 2013. No. 2(23). P. 11.
11. Lavrik G.I. Methodological foundations of district planning. Introduction to demoeology : textbook for university students studying in the direction of "Architecture". Federal Agency for Education, Belgorod State Technological University named after V. G. Shukhov. – Belgorod : V. G. Shukhov BSTU, 2007. 115 p.
12. Lavrik G.I. Methods of assessing the quality of housing. Research, design, expertise : textbook for university students studying in the direction of "Architecture". Federal Agency for Education, Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. – Belgorod : V.G. Shukhov BSTU, 2007. 100 p.
13. Fedchenko I.G. Modern patterns of formation of residential planning units // *Academia. Architecture and Construction*. 2019. No. 4. Pp. 75-82. doi:10.22337/2077-9038-2019-4-75-82
14. Fedchenko I.G. Modern directions of morphological studies of residential areas of cities // *Modern architecture of the world*. 2022. No. 1(18). Pp. 119-144. doi:10.25995/NIITIAG.2022.18.1.007
15. Khasieva S.A. Architecture of the urban environment : textbook for universities. М.: Stroyizdat, 2001. 200 p.

16. Shevchenko E.A. Town-planning problems of preserving the historical and cultural resource of Russia // *Academia. Architecture and construction*. 2012. No. 1. Pp. 99-104.
17. Biddau G.M., Marotta A., Sanna G. Abandoned landscape project design // *City Territ Archit*. 2020. Vol. 7. Iss. 10. Pp. 1–17. doi:10.1186/s40410-020-00118-7.
18. Colavitti A.M., Serra S. Non financial compensation for the redevelopment of the historic urban landscape: the case study of Villasor in Sardinia (Italy) // *City Territ Archit*. 2020. Vol. 7. Iss. 15. Pp. 1–15. doi:10.1186/s40410-020-00124-9
19. Mozas J., Mozas J., Per A.F., J. Hybrids III Arpa. Residential mixed-use buildings. *Architecture Technology magazine* // Vitoria-Gasteiz. 2009. 270 p.
20. Pittaluga P. Pioneering urban practices in transition spaces // *City Territ Archit*. 2020. Vol. 7. Iss. 18. Pp. 1–10. doi:10.1186/s40410-020-00127-6
21. Zukin Sh. Naked City. The Death and Life of Authentic Urban Places (excerpts) // *Journal of Economic Sociology*. Vol. 19. Iss. 1. 2018. Pp. 62-91. doi:10.17323/1726-3247-2018-1- 62-91

Информация об авторах:

Енин Александр Егорович

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», г. Воронеж, Россия, кандидат архитектуры, профессор, декан факультета архитектуры и градостроительства.

E-mail: a_yenin@mail.ru

Заплавная Алеся Эдуардовна

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», г. Воронеж, Россия, аспирант факультета архитектуры и градостроительства.

E-mail: A.zaplavnaya@yandex.ru

Information about authors:

Enin Alexander Eg.

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia, candidate of architecture, professor, dean of the Faculty of Architecture and Urban Planning.

E-mail: a_yenin@mail.ru

Zaplavnaya Alesya Ed.

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia, post-graduate student of the Faculty of Architecture and Urban Planning.

E-mail: A.zaplavnaya@yandex.ru

А.В. АЛЕКСАНИН¹

¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ИНФОРМАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ НА ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬСТВА ОБЪЕКТА

***Аннотация.** На строительных площадках многие функции человека выполняют строительные машины и механизмы, ручной труд сводится к минимуму. Постепенно внедряются роботизированные комплексы, что с течением нескольких десятилетий может полностью исключить участие рабочего во многих процессах на уровне исполнителя. Изменяются подходы к проектированию и управлению реализацией инвестиционно-строительных проектов - увеличивается количество компаний, которые внедряют в свою деятельность высокотехнологичные цифровые решения, требующие наличия персонала, способного эффективно выполнять работу в цифровой информационной среде на каждом из этапов жизненного цикла здания. В рамках данного исследования рассматривается вопрос создания и внедрения цифровой информационной модели объекта на этапе строительства объекта капитального строительства. Приводится структура цифровой информационной модели и описывается ее влияние на организационно-технологическое проектирование в рамках реализации строительного проекта. Указываются факторы, сдерживающие внедрение технологий информационного моделирования на этапах возведения объекта капитального строительства.*

***Ключевые слова:** строительная модель, информационное моделирование, информатизация, организационно-технологическое проектирование.*

A.V. ALEKSANIN¹

¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

USE OF INFORMATION TECHNOLOGIES AT THE FACILITY CONSTRUCTION STAGE

***Abstract.** On construction sites, many human functions are performed by construction machines and mechanisms, manual labor is minimized. Robotic complexes are gradually being introduced, which over the course of several decades can completely exclude the participation of a worker in many processes at the level of the performer. Approaches to the design and management of the implementation of investment and construction projects are changing - the number of companies that introduce high-tech digital solutions into their activities, requiring personnel capable of effectively performing work in a digital information environment at each stage of the building's life cycle, is increasing. Within the framework of this study, the issue of creating and implementing a digital information model of an object at the construction stage is considered. The structure of the model is given and its influence on the organizational and technological design within the framework of the construction project is described. The factors constraining the introduction of information modeling technologies at the stages of construction of a capital construction object are indicated.*

***Keywords:** building model, information modeling, informatization, organizational and technological design.*

Введение

Согласно статистическим данным (рисунок 1) за последние несколько лет, несмотря на воздействие многих внешних факторов, наблюдается стабильный рост объемов ввода в эксплуатацию зданий жилого и нежилого назначения [1].

© Алексанин А.В., 2023

Потребности граждан в комфортном, безопасном жилье и объектах социальной инфраструктуры [2, 3], расширение городов за счет присоединения прилегающих территорий [4], реновация жилых районов [5] и промышленных зон [6, 7] ежегодно стимулируют развитие строительной отрасли, которая является одной из ключевых в государстве.



Рисунок 1 – Статистика ввода в действие зданий за 2015-2021 гг.

В век информационных технологий приоритетным направлением развития строительства в соответствии с «Дорожной картой по реализации Стратегии развития строительной отрасли Российской Федерации до 2030 года» является цифровизация [8, 9].

Модели и методы

В настоящий момент реализуется система мероприятий, направленных на скорейшее внедрение сквозных технологий информационного моделирования на каждом из этапов жизненного цикла объекта капитального строительства:

- совершенствуется нормативно-правовая база;
- в электронный вид переведено взаимодействие застройщиков и органов исполнительной власти по оформлению градостроительной документации;
- внедрена единая цифровая платформа экспертизы проектной документации;
- нормативно закреплена необходимость разработки цифровых информационных моделей зданий и сооружений.

Однако, существуют также проблемы, замедляющие распространение цифровизации в строительстве [10].

Внедрение цифровых информационных моделей важно на каждом из этапов жизненного цикла объекта, так как позволяет повысить результативность реализации проектов - сократить сроки производства работ, снизить затраты и повысить качество конечной продукции. Создание цифровых двойников зданий и сооружений обеспечивает передачу данных от физического объекта его цифровой виртуальной копии, в результате этого человек получает всестороннюю информацию об объекте в режиме реального времени [11-14].

На этапе строительства, реконструкции, капитального ремонта объекта разрабатываются цифровые строительная и исполнительная модели (СП 333.1325800.2020 «Информационное моделирование в строительстве. Правила формирования информационной модели объектов на различных стадиях жизненного цикла»). Строительная информационная модель представляет собой организационно-технологическую модель процессов возведения объекта и включает в себя все взаимосвязанные графические и атрибутивные данные, необходимые для выполнения строительно-монтажных работ, в том числе проект производства работ (ППР). Исполнительная информационная модель включает в себя

графическую и атрибутивную информацию по итогам выполнения строительного-монтажных работ для осуществления строительного контроля и Государственного строительного надзора.

Основой разработки строительной модели является цифровая проектная модель, созданная на предыдущей стадии архитектурно-строительного проектирования. Строительная модель формируется в результате комплектации цифровой проектной модели дополнительными атрибутами (рисунок 2) и включает в себя:

- стройгенплан производства работ с необходимыми атрибутивными данными для моделирования внутриплощадочных дорог, открытых и закрытых мест складирования материалов, укрупненной сборки строительных конструкций и т.п.;
- основные и вспомогательные (временные) здания и сооружения с информацией о поставщиках, стоимости материальных ресурсов, технологии и сроках монтажа структурных элементов (архитектурные, конструктивные, инженерные);
- строительную технику и приспособления с информацией о технических характеристиках, производительности, поставщиках, стоимости аренды;
- условия техники безопасности при производстве работ;
- данные о производителях работ;
- сведения о способах контроля выполнения строительного-монтажных работ;
- формы отчетов о выполнении работ.



Рисунок 2 – Структура содержания строительной модели

Результаты исследования и их анализ

Для принятия важных управленческих решений на этапе строительства объекта необходимо обладать точной и достоверной информацией о состоянии ресурсов, реальной стадии выполнения производственных процессов, отклонениях от установленных сроков производства работ, иметь возможность моделирования нескольких вариантов и выбора наиболее рационального. Наличие строительной информационной модели обеспечивает решение многих актуальных задач организационно-технологического проектирования и позволяет:

- организовать оперативное взаимодействие и обмен информацией между всеми участниками реализации строительного проекта за счет использования возможностей среды общих данных;
- моделировать технологию выполнения процессов производства работ;
- формировать ведомости объемов работ по отдельным организационно-пространственным модулям;
- моделировать организационные и управленческие решения на строительной площадке
- учитывать климатические, календарные, технологические особенности производства работ; корректировать календарные графики производства работ; графики поставки материалов, конструкций, оборудования; графики движения рабочей силы; графики использования строительной техники; оперативно формировать отчеты «план-факт» о ходе реализации проекта;
- визуализировать выполнение строительно-монтажных работ в реальном времени с привязкой к календарному плану строительства (4d моделирование);
- контролировать и управлять материально-техническим обеспечением строительства;
- учитывать в цифровой модели выполненные объемы работ с использованием средств лазерного сканирования, фотофиксации, фотограмметрии.

Успешное создание и использование строительной модели на практике основывается на едином подходе, который позволяет визуализировать процесс возведения объекта и параллельно с этим осуществлять управление организационно-технологическими изменениями в ходе строительно-монтажных работ. Наличие цифровой строительной модели обеспечивает более эффективное вариантное проектирование – определение оптимального количества исполнителей работ и техники, оптимизацию структуры календарных планов, определение объемов и сметной стоимости работ при использовании различных технологий возведения и т.п.

Внедрению цифровизации в сферу технологии и организации строительства сопутствуют сдерживающие факторы, которые условно можно разделить на кадровые, инструментальные и методологические [15-17]:

1. Кадровые: дефицит специалистов в сфере технологий информационного моделирования (ТИМ) на этапах возведения объекта капитального строительства, начальная стадия становление рынка инжиниринговых услуг ТИМ;
2. Инструментальные: начальная стадия развития рынка программных комплексов отечественного производства, необходимых для достижения соответствующих целей на этапе реализации проекта; отсутствие в цифровом формате баз данных, содержащих цифровые технологические карты и их отдельные элементы.
3. Методологические: на начальном этапе находится формирование регламентов разработки цифровых строительных моделей, включающих в себя сведения о классификации элементов, разделении объектов на организационно-пространственные модули, алгоритмах принятия решений при вариантном проектировании, требованиях к обеспечению оптимальных технико-экономических показателей и т.п.

Выводы

Цифровизация затрагивает многие направления строительства: проектирование, выполнение строительно-монтажных процессов, материально-техническое обеспечение, осуществление контроля, надзора и приемки выполненных работ. Информационные технологии позволяют выстраивать эффективные механизмы планирования, организации и контроля строительства, «безболезненно» вносить изменения в реализуемый проект на самых ранних стадиях его жизненного цикла, повышать эффективность обоснования и прозрачность принимаемых решений.

Также следует отметить, что помимо использования цифровых информационных моделей в настоящее время проводятся исследования по разработке и внедрению в строительство концепции «интернета вещей» (технологии RFID), искусственного интеллекта,

технологий виртуальной и дополненной реальностей, 3D печати, роботизации, беспилотных летательных аппаратов, возобновляемых источников энергии и т.п. Развитие направлений индустрии 4.0 открывает широкий спектр возможностей для удовлетворения потребностей конечного потребителя в качественных, безопасных и современных зданиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительство в России. 2022: Стат. Сб. / Росстат. М., 2022. 148 с.
2. Ильичев В.А., Колчунов В.И., Бакаева Н.В. Вопросы комфортности и безопасности городской среды и их решение в рамках законодательных и нормативных документов // Строительство и реконструкция. 2021. № 2. С. 74-85.
3. Ильичев В.А., Колчунов В.И., Гордон В.А., Кормина А.А. Статистические зависимости показателей благоприятной среды жизнедеятельности биосферосовместимого города // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. № 5. С. 545-556.
4. Зильберова И.Ю., Маилян В.Д., Петров К.С., Беланова М.А. Реновация как разновидность модернизации городских территорий // Инженерный вестник Дона. 2019. № 9. URL:ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_141__7y2019_zilberova.pdf_d97fea8ecd.pdf
5. Ильичева Е.Д., Кузьмина Т.К. Слабые стороны проекта организации строительства при прохождении московской государственной экспертизы в условиях реновации // Инженерный вестник Дона. 2021. № 5. URL:ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_40__4_Ilicheva.pdf_6156baf618.pdf
6. Алексанин А.В. Актуальность проблемы управления строительными отходами при реновации территорий // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 9. С. 77-80.
7. Светловская А.А. Реновация бывших промышленных территорий // Инновации. Наука. Образование. 2022. № 52. С. 532-539.
8. Марыгина Л.В., Пестрикова О.А. Повышение эффективности управления инвестиционно-строительными проектами на основе цифровизации // Инженерный вестник Дона. 2022. № 2. URL:ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_40__2_Marygina_Pestrikova.docx.pdf_3224201386.pdf
9. Ерофеев В.Т., Пиксайкина А.А., Булгаков А.Г., Ермолаев В.В. Цифровизация в строительстве, как эффективный инструмент современного развития отрасли // Эксперт: теория и практика. 2021. № 3 (12). С. 9-14.
10. Киевский И.Л., Жаров Я.В., Юргайтис А.Ю. Новеллы первого объединенного евразийского конгресса по технологиям информационного моделирования // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 2. С. 43-50.
11. Алексанин А.В., Жаров Я.В. Потенциал использования цифровых информационных моделей в рамках управления строительством // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 1. С. 52-55.
12. Крюков К.М., Шаповалов А.В. Использование технологии цифровых двойников в строительстве // Инженерный вестник Дона. 2022. № 5. URL:ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_31__5_Krukova.pdf_ea8060033c.pdf
13. Zhang J., Cheng J. C. P., Chen W., Chen K. Digital Twins for Construction Sites: Concepts, LoD Definition, and Applications // Journal of Management in Engineering. 2022. Vol. 38. Pp. 1-16.
14. Opoku D. G. J., Perera S., Osei-Kyei R., Rashidi M., Famakinwa T., Bamdad K. Drivers for Digital Twin Adoption in the Construction Industry: A Systematic Literature Review // Buildings. 2022. Vol. 22. Pp. 1-19.
15. Алексанин А.В., Екимовская В.А., Дударева А.Ю. Повышение эффективности технологических процессов и эксплуатации предприятий промышленной отрасли за счет внедрения технологий индустрии 4.0 // Биосферная совместимость: человек, регион, технологии. 2022. № 4 (40). С. 81-91.
16. Elghaish F., Matarneh S.T., Edwards D.J., Rahimian F. P., El-Gohary H., Ejohwomu O. Applications of Industry 4.0 digital technologies towards a construction circular economy: gap analysis and conceptual framework // Construction Innovation. 2022. Pp. 1-31.
17. Sacks R., Girolami M., Brilakis I. Building Information Modelling, Artificial Intelligence and Construction Tech // Developments in the Built Environment. 2020. Vol. 4. Pp. 1-9.

REFERENCES

1. Stroitel'stvo v Rossii [Construction in Russia]. 2022: Stat. Sb. / Rosstat. M., 2022. 148 p.
2. Il'ichev V.A., Kolchunov V.I., Bakaeva N.V. Voprosy komfortnosti i bezopasnosti gorodskoy sredy i ikh reshenie v ramkakh zakonodatel'nykh i normativnykh dokumentov [Issues of comfort and safety of the urban environment and their solution within the framework of legislative and regulatory documents]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2021. No. 2. Pp. 74-85. (rus)
3. Il'ichev V.A., Kolchunov V.I., Gordon V.A., Kormina A.A. Statisticheskie zavisimosti pokazateley blagopriyatnoy sredy zhiznedeyatel'nosti biosferosovmestimogo goroda [Statistical dependences of indicators of a favorable environment for the life of a biosphere-compatible city]. *Vestnik MGSU*. 2021. T. 16. No. 5. Pp. 545-556. (rus)

4. Zil'berova I.Yu., Mailyan V.D., Petrov K.S., Belanova M.A. Renovatsiya kak raznovidnost' modernizatsii gorodskikh territoriy [Renovation as a kind of modernization of urban areas]. *Inzhenernyy vestnik Dona*. 2019. No. 9. URL:ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_141__7y2019_zilberova.pdf_d97fea8ecd.pdf (rus)
5. Il'icheva E.D., Kuz'mina T.K. Slabye storony proekta organizatsii stroitel'stva pri prokhozhenii moskovskoy gosudarstvennoy ekspertizy v usloviyakh renovatsii [Weaknesses of the construction organization project during the passage of the Moscow state examination in the conditions of renovation]. *Inzhenernyy vestnik Dona*. 2021. No. 5. URL:ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_40__4_Illicheva.pdf_6156b_af618.pdf (rus)
6. Aleksanin A.V. Aktual'nost' problemy upravleniya stroitel'nymi otkhodami pri reno-vatsii territoriy [The relevance of the problem of construction waste management in the renovation of territories]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2017. No. 9. Pp. 77-80. (rus)
7. Svetlovskaya A.A. Renovatsiya byvshikh promyshlennykh territoriy [Renovation of former industrial areas]. *Innovatsii. Nauka. Obrazovanie*. 2022. No. 52. Pp. 532-539. (rus)
8. Marygina L.V., Pestrikova O.A. Povyshenie effektivnosti upravleniya investitsionno-stroitel'nymi proektami na osnove tsifrovizatsii [Improving the efficiency of managing investment and construction projects based on digitalization]. *Inzhenernyy vestnik Dona*. 2022. No. 2. URL:ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_40__2_Marygina_Pestrikova.docx.pdf_3224201386.pdf (rus)
9. Erofeev V.T., Piksaykina A.A., Bulgakov A.G., Ermolaev V.V. Tsifrovizatsiya v stroitel'stve, kak effektivnyy instrument sovremennogo razvitiya otrasli [Digitalization in construction as an effective tool for the modern development of the industry]. *Ekspert: teoriya i praktika*. 2021. No. 3 (12). Pp. 9-14. (rus)
10. Kievskiy I.L., Zharov Ya.V., Yurgaytis A.Yu. Novelly pervogo ob"edinennogo evraziyskogo kongressa po tekhnologiyam informatsionnogo modelirovaniya [Novels of the First United Eurasian Congress on Information Modeling Technologies]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2022. No. 2. Pp.43-50. (rus)
11. Aleksanin A.V., Zharov Ya.V. Potentsial ispol'zovaniya tsifrovyykh informatsionnykh modeley v ramkakh upravleniya stroitel'stvom [Potential for using digital information models in construction management]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2022. No. 1. Pp. 52-55. (rus)
12. Kryukov K.M., Shapovalov A.V. Ispol'zovanie tekhnologii tsifrovyykh dvoynikov v stroitel'stve [The use of digital twin technology in construction]. *Inzhenernyy vestnik Dona*. 2022. No. 5. URL:ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_31__5_Krukova.pdf_ea8060033c.pdf (rus)
13. Zhang J., Cheng J. C. P., Chen W., Chen K. Digital Twins for Construction Sites: Concepts, LoD Definition, and Applications. *Journal of Management in Engineering*. 2022. Vol. 38. Pp. 1-16.
14. Opoku D. G. J., Perera S., Osei-Kyei R., Rashidi M., Famakinwa T., Bamdad K. Drivers for Digital Twin Adoption in the Construction Industry: A Systematic Literature Review // *Buildings*. 2022. Vol. 22. Pp. 1-19.
15. Aleksanin A.V., Ekimovskaya V.A., Dudareva A.Yu. Povyshenie effektivnosti tekhnologi-cheskikh protsessov i ekspluatatsii predpriyatiy promyshlennoy otrasli za schet vnedreniya tekhnologiy industrii 4.0 [Improving the efficiency of technological processes and the operation of industrial enterprises through the introduction of industry 4.0 technologies]. *Biosfernaya sovместimost': chelovek, region, tekhnologii*. 2022. No. 4 (40). Pp. 81-91. (rus)
16. Elghaish F., Matarneh S.T., Edwards D.J., Rahimian F. P., El-Gohary H., Ejohwomu O. Applications of Industry 4.0 digital technologies towards a construction circular economy: gap analysis and conceptual framework. *Construction Innovation*. 2022. Pp. 1-31.
17. Sacks R., Girolami M., Brilakis I. Building Information Modelling, Artificial Intelligence and Construction Tech. *Developments in the Built Environment*. 2020. Vol. 4. Pp. 1-9.

Информация об авторе:

Александр Вячеславович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия,

кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры технологии, организации и управления в строительстве.

E-mail: statpubl@mail.ru

Information about author:

Aleksandr V.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

candidate in technical sciences, docent, associate professor of the department of technology, organization and management in construction.

E-mail: statpubl@mail.ru

В.Ф. МУЩАНОВ¹, А.М. ЮГОВ¹

¹ФГБОУ ВО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры», г. Макеевка, Россия

СОСТОЯНИЕ И ОСНОВНЫЕ ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ

Аннотация. Рассмотрено текущее состояние и основные проблемы строительного комплекса Донецкой Народной Республики, обусловленные процессом интеграции в хозяйственный комплекс Российской Федерации на современном этапе. Материалы исследования основаны на анализе деятельности строительных организаций республики и результатах научной и проектной деятельности ФГБОУ ВО «ДОННАСА», являющейся базовой организацией Минстроя ДНР в вопросах научно-технической политики. Приведены сведения об основных концептуальных и проектных разработках, определяющих деятельность строительного комплекса на ближайшую перспективу. Сформулированы рекомендации, направленные на преодоление кризисных явлений в строительном комплексе.

Ключевые слова: территориальное планирование, строительство, реконструкция, капитальный ремонт, нормативное обеспечение строительства.

V.F. MUSHCHANOV¹, A.M. YUGOV¹

¹Donbass National Academy of Civil Engineering and Architecture, Makeyevka, Russia

STATE AND MAIN PROBLEMS OF A CONSTRUCTION COMPLEX OF THE DONETSK PEOPLE'S REPUBLIC

Abstract. The current state and main problems of the construction complex of the Donetsk People's Republic caused by the process of integration into the economic complex of the Russian Federation at the present stage are considered. The research materials are based on the analysis of the activities of the construction organizations of the republic and the results of the scientific and design activities of the FSBEI HE "DONNASA", which is the basic organization of the Ministry of Construction of the DPR in matters of scientific and technical policy. Information is provided on the main conceptual and design developments that determine the activities of the construction complex in the near future. Recommendations aimed at overcoming the crisis phenomena in the construction complex are formulated.

Keywords: territorial planning, construction, reconstruction, major repairs, regulatory support of construction.

Введение

Развитие народного хозяйства Донецкой Народной Республики, и строительной отрасли, в частности, на настоящем этапе осложняется целым рядом значимых факторов, а именно:

1) самым значимым из них, накладывающим наибольший отпечаток на этот процесс и, соответственно, на проводимые строительным комплексом работы, является общественно-политическая ситуация в Республике, связанная с проведением на ее значительной части специальной военной операции, и как следствие, ведение активных боевых действий и нахождение под оккупацией практически половины ее территории. В свою очередь этот фактор обуславливает несколько особенностей проведения работ:

- разворачивание значительного комплекса работ по новому строительству, реконструкции и восстановлению зданий, сооружений [1, 2] и строительных комплексов на территориях, пострадавших в результате боевых действий (см. рисунок 1);

- проведение строительных работ на территориях, как правило, отличающихся довольно высокой компактностью застройки, что в целом характерно для всей территории Донецкой Народной Республики;

- отсутствие данных о техническом состоянии объектов на неосвобожденных территориях, постоянно меняющаяся картина разрушений зданий и сооружений, объектов инфраструктуры не дает возможности провести полноценные работы по разработке Программы восстановления;

2) на настоящий момент ввиду кризисного состояния строительного комплекса ДНР силами строительных организаций республики выполняются лишь работы по ремонту и восстановлению отдельных объектов жилого фонда, как правило, индивидуальных домовстроеий или объектов малоэтажной застройки. Выполнение практически всего комплекса строительно-монтажных работ осуществляется предприятиями и организациями регионов Российской Федерации, направляющих на восстановление Донбасса свои строительные организации, а также подразделения Военно-строительного комплекса Министерства обороны Российской Федерации;

3) проведение восстановительных работ характеризуется весьма сжатыми сроками их исполнения, что обусловлено установленными как решениями Президента и Правительства Российской Федерации, так и насущными потребностями населения;

4) выполнение значительного объема работ в сжатые сроки требует интенсивного обеспечения строительства поставками строительных материалов, изделий, конструкций, технологического оборудования, рабочей силой и строительной техникой при ограниченных возможностях транспортных сетей и практически полном отсутствии местной промышленности строительных материалов, изделий и конструкций, пострадавшей в ходе боевых действий либо при ее расположении на территории, находящейся сегодня вне контроля России.

В связи с вышеизложенным, основной целью проводимого исследования является разработка комплекса практических рекомендаций по стимулированию двух основных процессов: развитию строительного комплекса Донецкой Народной Республики и его интеграционных процессов со строительным комплексом Российской Федерации.

Методы

В работе использованы общепринятые методы научного исследования:

1) *анализ*, с помощью которого деятельность единого строительного комплекса ДНР рассматривалась с позиций эффективности функционирования и значимости его составных элементов;

2) *синтез*, позволяющий на основе данных анализа, объединить полученные результаты в единую систему и сформулировать выводы, приведенные в заключительной части исследования.

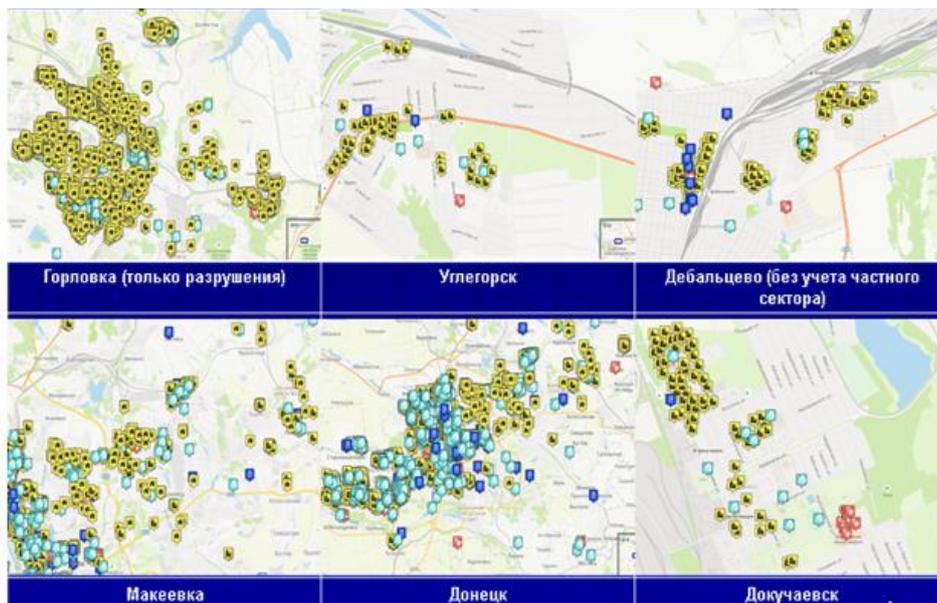


Рисунок 1 - Условные обозначения повреждений различной степени зданий и сооружений, полученных в результате обстрелов ВСУ, на территориях городов Донецкой Народной Республики

При ознакомлении с материалом данного раздела следует учитывать кризисные явления в строительном комплексе Донецкой Народной Республики, обусловленные непрерывными военными действиями, продолжающимися на ее территории с 2014 г. До этой даты мощности строительного комплекса Донецкой области по всем показателям занимали второе место в Украине (после Киева), но начало боевых действий привело:

- к оттоку значительной части предприятий на территорию Украины;
- выезда подавляющей части квалифицированных работников (как инженерно-технического состава, так и рабочих основных специальностей) на территорию Российской Федерации;
- многочисленных убытков в виде разрушенных объектов инфраструктуры и строительной техники;
- мобилизации сотрудников предприятий в ряды вооруженных сил с началом специальной военной операции и др.

В связи с этим численность наиболее крупных строительного-монтажных и проектных организаций Донецкой Народной Республики, как правило, не превышает 30...50 человек, что резко ограничивает их возможности в выполнении крупных, масштабных работ.

Результаты и обсуждение

В этих условиях одной из немногих организаций на территории ДНР, способных выполнять масштабные комплексные научно-исследовательские и проектные работы, осталась ФГБОУ ВО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры», которая еще в 2015 г. Приказом Министра строительства и жилищно-коммунального хозяйства Донецкой Народной Республики был присвоен статус базовой организации Министерства в вопросах научно-технической политики. Именно по этой причине ФГБОУ ВО «ДОННАСА» явилась инициатором и основным исполнителем 2-х крупных научно-исследовательских работ фундаментального направления, во многом определяющих направления деятельности строительного комплекса республики на ближайшую и среднесрочную перспективу:

1) **«Разработка концепции создания социального жилья и восстановления объектов инфраструктуры на территориях, пострадавших от военных действий»**, которая позволила уточнить:

- особенности социально-экономического и правового обоснования строительства социального жилья, в том числе, показатели обеспеченности жильем населения республики, в том числе, утративших жилье в результате боевых действий, и на этой основе установлена потребность населения ДНР в социальном жилье.

- концепцию архитектурно-строительного и градостроительного формирования фонда социального жилья (см. рисунок 2 а) [3];

- составы и технологии приготовления качественных бетонов (марок до 500 и выше) на основе доступного на территории ДНР сырья, а также техногенных отходов промышленности с возможностью их последующего использования при производстве как мелкоштучных изделий, так и сборных и монолитных ЖБК для всех частей гражданских и промышленных зданий;

- особенности повреждений, обусловленные кратковременностью действия интенсивной нагрузки, возникающих вследствие поражений артиллерийскими снарядами, и на их основе подходы и завершенные предложения по построению методов расчета поврежденных конструкций (см. рисунок 2 б) [4-5];

- для зданий, эксплуатируемых на подрабатываемых территориях I и II уровней, установлены зависимости параметров напряженно-деформированного состояния стен здания от параметров и характеристиками основания, а также выполнена оценка эффективности некоторых методов усиления объектов с повреждениями.

Апробация отдельных результатов научных исследований нашла свое отражение в предпроектных проработках по квартальной застройке участков в гг. Горловке (см. рисунок 2 в), Донецке, Макеевке.

2) **«Сбор и анализ исходных данных для разработки схемы территориального планирования Донецкой Народной Республики (I этап)»**, в рамках которой для всех административно-территориальных единиц ДНР на момент 2021 г. анализировались (см. рисунок 3):

- экономико-географическое положение. Историческая справка;
- анализ реализации ранее выполненных работ по территориальному планированию;
- оценка природных условий и ресурсов для градостроительства, сельского хозяйства и рекреации;
- оценка экономического состояния;
- жилищный фонд;
- архитектурно-планировочная и социальная организация территории;
- транспортное обеспечение территории;
- инженерное обеспечение территории;
- экологическое состояние территории.

К сожалению, на данный момент работа приостановлена по целому ряду причин, основной из которых является продолжающаяся специальная военная операция и неустановившаяся, в связи с этим, территория Донецкой Народной Республики, находящаяся под контролем Российской Федерации.



Рисунок 2 - К разработке концепции создания социального жилья и восстановления объектов инфраструктуры на территориях, пострадавших от военных действий: а) экспериментальное проектное (архитектурное) решение по реконструкции существующих жилых зданий с устройством мансардных этажей (на примере реконструкции 5-ти этажного жилого дома, расположенного по адресу: г. Горловка, ул. Кирова, д.7; б) особенности повреждений зданий, полученные в результате обстрелов; в) варианты размещения жилищного строительства на площадках, предложенных администрацией г. Горловки

Возвращаясь в свою очередь к техническим вопросам, связанным с работами по восстановлению и реконструкции, следует отметить преобладающий объем работ, связанный с восстановлением зданий и сооружений, пострадавших именно в результате артиллерийских обстрелов, среди которых подавляющая часть – объекты гражданской инфраструктуры. Вот перечень лишь незначительной части объектов, восстановленных и восстанавливаемых по проектам, разработанных специалистами академии лишь за последние 2 года:

- механосборочный цех №1 ООО "ДЗММ" (г. Дебальцево, рисунок 4);
- здания комплекса ГБУ «Приазовская исправительная колония»;
- здания комплекса ГБУ «Волновахская исправительная колония»;
- здание котельной (г. Донецк);
- здание ТЦ "Континент" (г. Донецк).

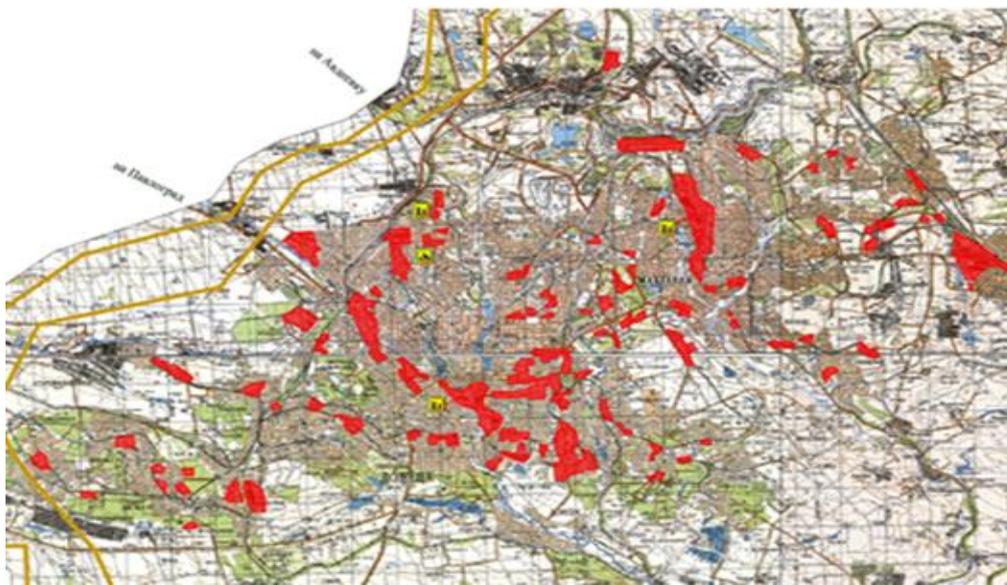


Рисунок 3 - Схема размещения промышленных предприятий в Донецко-Макеевской агломерации



Рисунок 4 - Восстановленный цех ООО «Дебальцевский завод металлургического машиностроения»

Несмотря на то, что большинство из указанных в перечне объектов представляют собой здания массовой застройки, при восстановлении которых принимались апробированные проектные решения, которые иногда приходилось предоставлять строителям в предельно сжатые сроки, постоянно в нашей практике восстановительных работ встречаются объекты, представляющие собой:

а) либо **сложные инженерные сооружения**:

- обследование, оценка несущей способности и эксплуатационной пригодности с разработкой рекомендаций по ремонту и усилению строительных конструкций башенных копров (см. рисунок 5):

- ОП "Шахты им. А.А. Скочинского (в рамках ликвидации последствий аварии);
- шахты им. М.И. Калинина (г. Горловка) - при использовании данного копра в составе водоотливного комплекса с погружными насосами,
- шахты "Красный Профинтерн", ствол No 4 шахты им. В.И. Ленина (г. Макеевка) - вследствие физического износа;



Рисунок 5 - Примеры конструкций башенных копров, восстановленных по проекту ФГБОУ ВО «ДОННАСА»:
 а) копер скипового ствола шахты ОП «Шахта Северная» ГП «Макеевуголь»,
 б) копер клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь»

- обследование технического состояния строительных конструкций водопереливной плотины пруда-отстойника шахты им. 17 Партсъезда;

б) либо **объекты, имеющие статус архитектурного наследия**, для которых разработка проектов восстановления имеет свою специфику. С этой целью в структуре НИЧ академии создан и успешно функционирует научно-проектный центр «Архитектурное наследие Донбасса», деятельность которого, в свое время, была аккредитована Укрреставрацией, а на настоящий момент его ведущие специалисты являются членами Общероссийской общественной организации «Союза реставраторов России». Это:

- «Разработка проектной документации по объекту: Капитальный ремонт учебного корпуса Донецкой государственной музыкальной академии им. С.С. Прокофьева»;
- «Разработка проектной документации по объекту: Капитальный ремонт моста через реку Кальмиус по проспекту Ильича, г. Донецк» (см. рисунок 6), в ходе которой были решены задачи:
 - обследование и оценка технического состояния несущих конструкций объекта,
 - разработка проекта усиления металлических пролетных строений и железобетонных опор, сталежелезобетонной ортотропной плиты проезжей части;
 - обоснование предлагаемых решений в части сохранения облика архитектурного наследия.

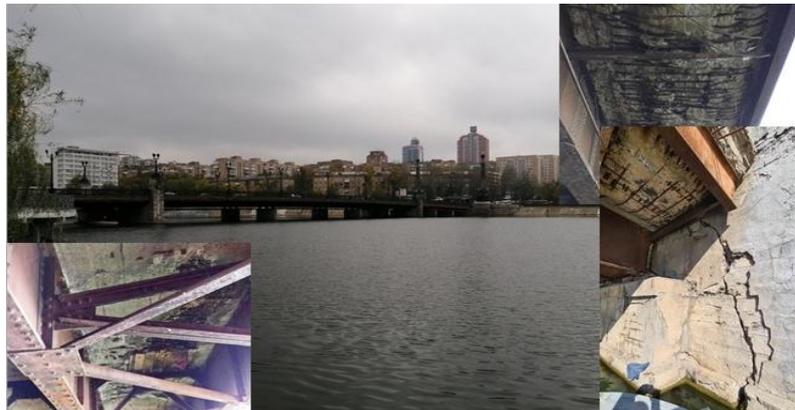


Рисунок 6 - Общий вид моста по пр. Ильича в г. Донецке с фрагментами повреждений

С учетом имеющегося опыта обследования и проектирования уникальных большепролетных сооружений в настоящее время академии доверена и успешно выполняется еще одна ответственная работа по обследованию, оценке технического состояния и разработке проектной документации на восстановление несущих металлоконструкций уникального покрытия спорткомплекса «Ильичевец» в г. Мариуполе. Уникальное покрытие, основным несущим конструктивом которого являются большепролетные арки с затяжками ($L = 95$ м), получило в ходе боев за освобождение г. Мариуполя не менее десяти прямых попаданий, в результате которых получило недопустимые повреждения (см. рисунок 7). Проектные работы по восстановлению комплекса проводятся совместно с ГУП «Донецкпроект» и по плану

должны быть завершены к 15 мая 2023 г., а реализованы компанией «Р-Строй» до 01.09.2023 г.

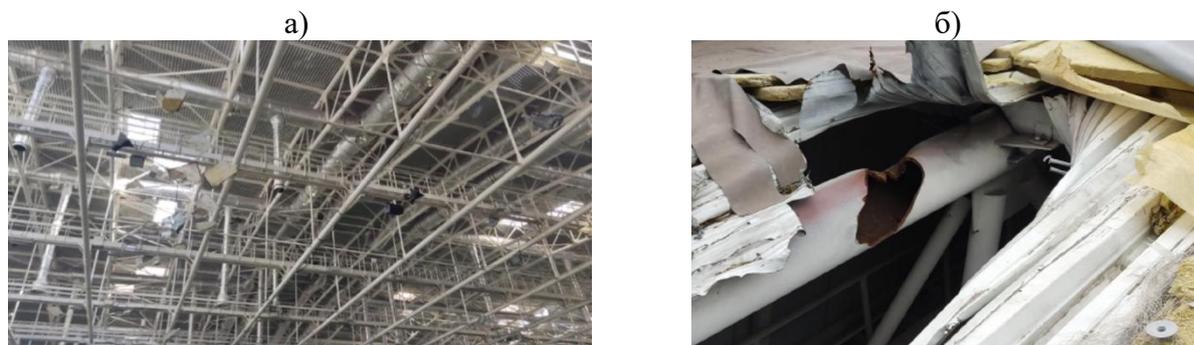


Рисунок 7 - Общий вид конструкций покрытия спорткомплекса «Ильичевец» на момент обследования: а) общий вид конструкций покрытия; б) фрагменты повреждений

Помимо разрабатываемой проектной документации по капитальному ремонту конструкций покрытия для этого уникального объекта запланировано проведение дополнительных исследований по оценке надежности разработанных проектных решений и склонности конструкции покрытия к лавинообразному обрушению [6-9] в рамках НИР «Научное обоснование новых подходов к проектированию оптимальных пространственных строительных металлоконструкций высокого уровня ответственности» на основе Соглашения № 22-29-00139 между Российским научным фондом и ФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого».

Еще одним серьезным моментом, который требует дополнительных усилий от наших специалистов, это переход на нормативную базу Российской Федерации. Не секрет, что, несмотря на планируемый в течение последних лет переход на российскую нормативно-техническую и нормативно-правовую базу, даже экспертиза проектов, вплоть до 2022 г., в республике осуществлялась на соответствие требованиям нормативно-технической и нормативно-правовой базы Украины.

Первые шаги по переходу на нормативную базу Российской Федерации сделаны в 2016 году, когда Указом Главы ДНР было предписано применять стандарты Российской Федерации и Межгосударственные стандарты¹²³⁴⁵. При этом в качестве нормативных документов продолжали применяться нормы Украины. Затем в течение нескольких лет, практически вплоть до 2022 года, эта ситуация не изменялась. Все действующие законодательные, нормативно-правовые и нормативно-технические документы сохраняли действовавшие до 2014 года принципы регулирования строительной деятельности [10-12].

Единственная попытка внедрения принципов деятельности строительного комплекса России в ДНР была при принятии Постановления Совета Министров Донецкой Народной Республики «Об утверждении Временного положения об архитектурно-строительной деятельности в Донецкой Народной Республике» [13], в котором были учтены правила, содержащиеся в Градостроительном Кодексе РФ [14], но в весьма урезанном виде.

¹ Указ Главы Донецкой Народной Республики от 02.08.2016 г. № 249 «О применении стандартов на территории Донецкой Народной Республики». [Электронный ресурс]. URL : <https://mpt-dnr.ru/documents/62-ukaz-249-ot-02-08-2016-o-primenenii-standartov-na-territorii-dnr.html> (дата обращения 10.03.2023г).

² Указ Главы Донецкой Народной Республики от 22.11.2016 г. № 399 «О применении стандартов на территории Донецкой Народной Республики». [Электронный ресурс]. URL:<https://gisnpa-dnr.ru/npa/0001-399-20161122/>

³ Указ Главы Донецкой Народной Республики от 22.11.2019 г. № 338 О внесении изменений в Указ Главы Донецкой Народной Республики от 22.11.2016 г. №399 «О применении стандартов на территории Донецкой Народной Республики». [Электронный ресурс]. URL:<https://gisnpa-dnr.ru/npa/0001-338-20191122/> (дата обращения 10.03.2023г).

⁴ Указ Главы Донецкой Народной Республики от 11.12.2020 г. № 429 О внесении изменений в Указ Главы Донецкой Народной Республики от 22.11.2016 г. №399 «О применении стандартов на территории Донецкой Народной Республики». [Электронный ресурс]. URL:<https://gisnpa-dnr.ru/npa/0001-429-20201211/> (дата обращения 10.03.2023г).

⁵ Указ Главы Донецкой Народной Республики от 24.12.2021 г. № 397 О внесении изменений в Указ Главы Донецкой Народной Республики от 22.11.2016 г. №399 «О применении стандартов на территории Донецкой Народной Республики». [Электронный ресурс]. URL:<https://gisnpa-dnr.ru/npa/0001-397-20211224/> (дата обращения 10.03.2023г).

В связи с таким положением дел деятельность в области государственной экспертизы проектной документации, лицензирования строительной деятельности, государственного архитектурно-строительного контроля оставалась на старых принципах. Механизм саморегулируемых организаций в ДНР не действовал. Правила госэкспертизы проектной документации не соответствовали требованиям, действующим в России. Весьма серьезные отличия были в механизме строительного контроля и надзора.

Сегодня, после включения ДНР в состав Российской Федерации, крайне необходимо в минимальные сроки привести деятельность строительного комплекса ДНР в соответствие законодательной и нормативно-правовой базе РФ. В настоящее время этот переход резко активизировался, но до конца еще не завершён¹²³⁴⁵.

Вместе с тем интенсификация работ по всем направлениям восстановления Донбасса возможна и крайне необходима за счет активного и максимального полного привлечения к этим работам промышленных, проектных, строительно-монтажных и иных предприятий и организаций, расположенных на территории Донецкой Народной Республики.

Следует также обратить внимание на принципиально иную систему обучения и аттестации специалистов строительного комплекса, что также противоречит требованиям Градостроительного Кодекса Российской Федерации.

Постановлением Государственного комитета обороны ДНР №1 от 6 апреля 2022г было принято решение о применении нормативной базы строительной отрасли России при выполнении работ по восстановлению объектов Донбасса, однако фактическое внедрение этого положение идет весьма трудно. Кроме того, данное решение ГКО ДНР имеет общий характер, но не содержит механизма реализации.

Таким образом, без создания и развития системы саморегулируемых организаций и внедрения порядка обучения и аттестации специалистов-строителей [15], причем в сжатые сроки, невозможно привлечение изыскательских, проектных и строительно-монтажных организаций и предприятий ДНР к работам по восстановлению Донбасса.

Следует отметить, что на базе ФГБОУ ВО «ДОННАСА» в течение последних четырех лет ежегодно проходят представительные круглые столы по актуальным вопросам строительного комплекса и ЖКХ ДНР с широким участием ведущих российских строительных компаний, специалистов, представляющих научные, проектные, образовательные организации России и стран СНГ, позволяющие зафиксировать действительно проблемные вопросы для строительного комплекса ДНР и обсудить подходы, направленные на их решение. Представленные ниже выводы являются не только мнением авторов данного исследования, но выражают консолидированное мнение участников Круглого стола, завершившегося 24.03.2023 г.⁶

¹ Постановление Государственного комитета обороны ДНР №1 от 6 апреля 2022 г. «Об урегулировании вопросов строительства, реконструкции, капитального ремонта, восстановления поврежденных и разрушенных объектов на территории Донецкой Народной Республики». [Электронный ресурс]. URL:https://glavadnr.ru/doc/GKO/post/Post_GKO_1.pdf (дата обращения 10.03.2023 г).

² Постановление Государственного комитета обороны ДНР № 94 от 27.05.2022 г. «Об обследовании зданий и сооружений, поврежденных в результате ведения боевых действий». [Электронный ресурс]. URL:https://glavadnr.ru/doc/GKO/post/Post_GKO_94.pdf (дата обращения 10.03.2023 г).

³ Постановление Государственного комитета обороны ДНР № 162 от 22.07.2022 г. «Об утверждении порядка сноса зданий и сооружений, поврежденных в результате ведения боевых действий». [Электронный ресурс]. URL:https://glavadnr.ru/doc/GKO/post/Post_GKO_162.pdf (дата обращения 10.03.2023 г).

⁴ Приказ Минстроя ДНР от 11.04.2022 г. № 66 «Об особенностях обязательной сертификации специалистов в сфере архитектурно-строительной деятельности в период проведения общей мобилизации». [Электронный ресурс]. URL:<https://minstroy-dnr.ru/assets/doc/66-npa-ot-11042022-g-ob-osobennostyax-obyzatelnoj-sertifikaczii-speczialistov-v-sfere-arxitekurno-stroitelnoj-devyat.pdf> (дата обращения 10.03.2023г).

⁵ Постановление Правительства Российской Федерации от 18 апреля 2023 г. № 616 «Об утверждении Правил аттестации физических лиц на право проведения строительного контроля в процессе строительства, реконструкции и капитального ремонта объектов капитального строительства на территориях Донецкой Народной Республики, Луганской Народной Республики, Запорожской области и Херсонской области». [Электронный ресурс]. URL:<http://publication.pravo.gov.ru/Document/View/0001202304190024> (дата обращения 10.03.2023 г).

⁶ IV Республиканский научно-практический круглый стол (с международным участием) «Перспективы развития строительного комплекса и ЖКХ в Донецкой Народной Республике» [Электронный ресурс]. URL:http://donnasa.ru/?page_id=95669&lang=ru (дата обращения 10.03.2023 г)

Выводы

Обобщая материал, приведенный в разделах статьи, а также основываясь на резолюции Круглого стола¹, можно сделать следующие выводы:

Форсировать переход на законодательную и нормативно-правовую базу Российской Федерации с целью создания правовой, экономической, технической и технологической основы деятельности изыскательских, проектных, строительно-монтажных и научно-исследовательских предприятий, и организаций, учебных заведений высшего и среднего профессионального образования в единой технической, технологической, научно-образовательной системе РФ.

Необходима в ближайшее время разработка нормативно-правовых актов, продлевающих срок действия ранее выданных строительных лицензий на переходной период (до 2025 года) и приравнение их действия на переходный период на территории ДНР к условиям саморегулируемых организаций (СРО) в РФ.

Обеспечить в строительной отрасли ДНР систему ценообразования на уровне общероссийских нормативов и стандартов; усовершенствовать механизмы ценообразования в строительстве и ЖКХ для стимулирования труда и восстановления инфраструктуры городов и сельских районов ДНР.

Разработать нормативно-правовые акты по национализации (изменения прав собственности) объектов незавершенного строительства (недостроев) с целью завершения их строительства.

Определить возможности по снижению налоговой нагрузки на предприятия строительной отрасли и ЖКХ ДНР с учетом специфики их производства с целью стимулирования развития их материально-технической базы.

Благодарности

Авторы выражают свою благодарность организаторам Международной научно-технической конференции «Строительная наука и образование в интегрированном пространстве с новыми регионами Российской Федерации» (НИУ МГСУ, г. Москва, 13.04.2023 г.) за возможность представить на ее площадках основные результаты данного исследования, услышать мнение коллег по рассматриваемым вопросам, что весьма ценно для дальнейшей разработки стратегии развития строительного комплекса Донецкой Народной Республики.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Югов А.М., Шевченко В.Д., Тимошко А.А. Из опыта изготовления, транспортировки и монтажа крупноразмерных стальных конструкций в Донбассе // Сборник научных трудов Донецкого института железнодорожного транспорта. Донецк, 2019. № 52. С. 50-57.
2. Новиков Н.С., Югов А.М. Рекомендации по ремонту и восстановлению железобетонных конструкций // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. 2018. 6(134). С. 35-39.
3. Югов А.М., Радионов Т.В., Андреева С.А. Концептуальные подходы архитектурной модернизации комплексов зданий медицинских учреждений в условиях реконструкции // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. 2019. 2(136). С. 54-59.
4. Авдеев К. В., Бобров В. В., Скакун П. В., Левин Д. И., Домарова Е. В. Обследование и восстановление поврежденных конструкций зданий вследствие взрывных и температурных воздействий // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 7. С. 36-42. doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.36-42
5. Кабанцев О. В., Симаков О. А., Нецадимов В. А., Штырлов Д. А. Усиление несущих стен из каменной кладки поврежденных многоэтажных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 7. С. 29-35. doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.29-35
6. Тамразян А. Г. Живучесть как степень работоспособности конструкций при повреждении // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 7. С. 22-28. doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.22-28.
7. Колчунов В. И., Тур В. В. Направления проектирования конструктивных систем в особых расчетных ситуациях // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 7. С. 5-15. doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.05-15.
8. Муцанов В.Ф. К анализу основных положений нормативных документов по предотвращению лавинообразного обрушения конструкций зданий (часть 1) // Металлические конструкции. 2022. 3(28). С. 63-78.

9. Муцанов В.Ф. К анализу основных положений нормативных документов по предотвращению лавинообразного обрушения конструкций зданий (часть 1) // *Металлические конструкции*. 2022. 2(28). С. 107-129.
10. Закон Донецкой Народной Республики «О лицензировании отдельных видов хозяйственной деятельности» (Принят Постановлением Народного Совета 27.02.2015г/ №18). [Электронный ресурс]. URL: <https://gisnpa-dnr.ru/npa/0002-18-ihc-20150227/> (дата обращения 10.03.2023г).
11. Приказ Минстроя ДНР от 10.11.2022 г. №177 «О внесении изменений во Временный порядок выполнения подготовительных, восстановительных, строительных работ, приема в эксплуатацию законченных строительством объектов и объектов, пострадавших при проведении боевых действий, утвержденный Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства ДНР от 30.04.2015 г. №1». [Электронный ресурс]. URL: <https://minstroy-dnr.ru/177-npa-ot-10.11.2022g.-o-vnesenii-izmenenij-vo-vremennyj-poryadok-vypolneniya> (дата обращения 10.03.2023г).
12. Временный порядок выполнения восстановительных, строительных работ, приема в эксплуатацию законченных строительством объектов и объектов, пострадавших при проведении боевых действий (утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Донецкой Народной Республики 30 апреля 2015г. №1). [Электронный ресурс]. URL: https://minstroy-dnr.ru/assets/doc/priказы/PrikazMinStroy_N1npa_30042015.pdf (дата обращения 10.03.2023г).
13. Постановление Совета Министров Донецкой Народной Республики от 06.11.2017 г. №14-39 «Об утверждении Временного положения об архитектурно-строительной деятельности в Донецкой Народной Республике». [Электронный ресурс]. URL: <https://minstroy-dnr.ru/14-39-ot-06.11.2017-ob-utverzhenii-vremennogo-polozheniya-ob-arkhitekturno-stroitelnoj-deyatelnosti> (дата обращения 10.03.2023г).
14. "Градостроительный кодекс Российской Федерации". Федеральный закон от 29.12.2004 N 190-ФЗ. [Электронный ресурс]. URL: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/ (дата обращения 10.03.2023г).
15. Топчий Д. В., Муря В. А., Валитова Ю. Р. Подготовка специалистов по контрольной и надзорной деятельности для строительства на новых российских территориях // *Промышленное и гражданское строительство*. 2023. № 7. С. 64-69. doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.64-69

REFERENCES

1. Yugov A.M., Shevchenko V.D., Timoshko A.A. From the experience of manufacturing, transportation and assembling of large-sized steel structures in Donbas. *Proceedings of Donetsk institut railway transport*. Donetsk, 2019. No. 52. Pp. 50-57
2. Novikov N.S., Yugov A.M. Recommendations for repair and restoration reinforced concrete structures. *Vestnik Donbasskoy natsional'noy akademii stroitel'stva i arkhitektury*. 2018. 6(134). Pp. 35-39.
3. Yugov A.M., Radionov T.V., Andreyeva S.A. Conceptual approaches to the architectural modernization of buildings of medical institutions in the context of reconstruction. *Vestnik Donbasskoy natsional'noy akademii stroitel'stva i arkhitektury*. 2019. 2(136). Pp. 54-59.
4. Avdeev K. V., Bobrov V. V., Skakun P. V., Levin D. I., Domarova E. V. Inspection and Restoration of Damaged Structures of Buildings Due to Explosive and Temperature Effects. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2023, no. 7, pp. 36-42. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.36-42
5. Kabancev O. V., Simakov O. A., Neschadimov V. A., Shtyrllov D. A. Reinforcement of Bearing Masonry Walls of Damaged Multi-Storey Buildings. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2023, no. 7, pp. 29-35. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.29-35
6. Tamrazyan A. G. Survivability as the Degree of Operability of Structures in Case of Damage. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2023, no. 7, pp. 22-28. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.22-28
7. Kolchunov V. I., Tur V. V. Directions for the Design of Structural Systems in Accidental Design Situations. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2023, no. 7, pp. 5-15. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.05-15
8. Mushchanov V.F. To the analysis of the main provisions of regulatory documents for the prevention of progressive collapse of building structures (part 1). *Metallicheskiye konstruksii*. 2022. 3(28). Pp. 63-78
9. To the analysis of the main provisions of regulatory documents for the prevention of progressive collapse of building structures (part 2). *Metallicheskiye konstruksii*. 2022. 2(28). Pp. 107-129
10. Zakon Doneczkoj Narodnoj Respubliki «O licenzirovanii otdel'ny`x vidov xozyajstvennoj deyatel'nosti» (Prinyat Postanovleniem Narodnogo Soveta 27.02.2015g/ No.18). [About modification of the Temporary order of performance preparatory, About licensing of separate types of economic activity]. URL: <https://gisnpa-dnr.ru/npa/0002-18-ihc-20150227/> (available om 10.03.2023)
11. Prikaz Minstroya DNR ot 10.11.2022 g. No.177 "O vnesenii izmenenij vo Vremenny`j poryadok vy`polneniya podgotovitel'ny`x, vosstanovitel'ny`x, stroitel'ny`x rabot, priema v e`kspluataciyu zakonchenny`x stroitel'stvom ob`ektov i ob`ektov, postradavshix pri provedenii boevy`x dejstvij, utverzhdenny`j Prikazom Ministerstva stroitel'stva i zhilishhno-kommunal'nogo xozyajstva DNR ot 30.04.2015 g. No.1". [About modification of the Temporary order of performance of the preparatory, recovery, construction works, inclusion in operation finished with construction of facilities and the objects which were injured when conducting fighting, the approved Order of the Ministry of Construction and Housing and Communal

Services of the DPR of 30.04.2015 No. 1]. URL:<https://minstroy-dnr.ru/177-npa-ot-10.11.2022g.-o-vnesenii-izmenenij-vo-vremennyj-poryadok-vypolneniya> (available on 10.03.2023).

12. Vremennyj poryadok vy`polneniya vosstanovitel`ny`x, stroitel`ny`x работ, priema v e`kspluataciyu zakonchenny`x stroitel`stvom ob`ektov i ob`ektov, postradavshix pri provedenii boevy`x dejstvij (utverzhen Prikazom Ministerstva stroitel`stva i zhilishhno-kommunal`nogo xozyajstva Doneczkoj Narodnoj Respubliki 30 aprelya 2015g. No.1). [Temporary order of performance of the recovery, construction works, inclusion in operation finished with construction of facilities and the objects which were injured when conducting fighting]. URL:https://minstroy-dnr.ru/assets/doc/prikazy/PrikazMinStroy_N1npa_30042015.pdf (available 10.03.2023)

13. Postanovlenie Soveta Ministrov Doneczkoj Narodnoj Respubliki ot 06.11.2017 g. No.14-39 «Ob utverzhenii Vremennogo polozheniya ob arxitekturno-stroitel`noj deyatel`nosti v Doneczkoj Narodnoj Respublike». [About the adoption of Provisional regulations for architectural and construction activity in the Donetsk People's Republic] [E`lektronnyj resurs]. URL:<https://minstroy-dnr.ru/14-39-ot-06.11.2017-ob-utverzhenii-vremennogo-polozheniya-ob-arxitekturno-stroitelnoj-deyatelnosti> (available on 10.03.2023).

14. "Gradostroitel`nyj kodeks Rossijskoj Federacii". Federal`nyj zakon ot 29.12.2004 No.190-FZ. [Town Planning Code of the Russian Federation]. URL:https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/ (available on 10.03.2023).

15. Topchy D. V., Murya V. A., Valitova Yu. R. Training of Specialists in Control and Supervisory Activities for Construction in New Russian Territories. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2023, no. 7, pp. 64-69. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2023.07.64-69

Информация об авторах:

Мущанов Владимир Филиппович

ФГБОУ ВО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры», г. Макеевка, Россия, доктор технических наук, профессор, проректор.
E-mail: mvf@donnasa.ru

Югов Анатолий Михайлович

ФГБОУ ВО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры», г. Макеевка, Россия, доктор технических наук, профессор, заведующий – профессор кафедры «Технология и организация строительства».
E-mail: amyrus@mail.ru

Information about author:

Mushchanov Vladimir F.

Donbass National Academy of Civil Engineering and Architecture, Makeyevka, Russia, doctor of technical sciences, professor, Vice-Rector.
E-mail: mvf@donnasa.ru

Yugov Anatoly M.

Donbass National Academy of Civil Engineering and Architecture, Makeyevka, Russia, doctor of technical sciences, professor, head – professor of the department «Technology and Organization of Construction».
E-mail: amyrus@mail.ru

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется числом знаков с учетом пробелов. Рекомендуемый объем статей: **от 15000 до 45000 знаков с пробелами**.
- Статья должна быть набрана на листах формата А4 шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и сверху – 2 см; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья предоставляется в электронном виде по электронной почте или через систему электронной редакции.
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** кратко описывает объект исследования, мотивацию к проведению исследования, результаты исследования (рекомендуется указывать конкретные результаты и зависимости, полученные в исследовании), выводы (кратко); рекомендуемый объем – от 200 до 250 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи; рекомендуемый объем списка литературы – не менее 20 источников.

В информации об авторах рекомендуется указывать ORCID, Scopus ID и SPIN-код, присвоенный в РИНЦ.

Редакция не взимает плату с авторов за подготовку, рецензирование и размещение в открытом доступе статей.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте <https://construction.elpub.ru/jour/index>

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 75-13-18

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302030, Орловская область, г. Орел, ул. Московская, 77.
+79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Материалы статей печатаются в авторской редакции.
Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор О.В. Юрова
Компьютерная верстка О.В. Юрова

Подписано в печать
Дата выхода в свет
Формат 70×108/16. Печ. л. 9,4
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ №

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орел, ул. Комсомольская, 95.