

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)

Скобелева 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)

Емельянов С.Г., чл.-корр. РААСН, д-р техн.
наук, проф. (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)

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

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

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

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

Сергейчук О.В., д-р техн. наук, проф. (Украина)

Серпик И.Н., 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)

Чернышов Е.М., акад. 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»

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2021

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Колесников А.Г. Нелинейные методы механики деревянных пологих оболочек на прямоугольном плане.....	6
Колчунов В.И., Кузнецова К., Федоров С.С. Модель критерия трещиностойкости и прочности плосконапряженных конструкций из высокопрочного фибробетона и фиброжелезобетона.....	15
Колчунов В.И., Демьянов А.И., Протченко М.В. Моменты в железобетонных конструкциях при изгибе с кручением.....	27
Серпик И.Н., Школяренко Р.О. Влияние наклонных ребер жесткости в узлах соединения двутавров на передачу бимоментов.....	47
Хольшемахер К., Булгаков А.Г., Полиенко В. Усиление несущих колонн с помощью углебетона.....	59

Безопасность зданий и сооружений

Митрович Б. Верификация методики использования коэффициента редукации при расчете монолитных железобетонных систем на устойчивость к прогрессирующему обрушению.....	68
Федорова Н.В., Савин С.Ю. Анализ особенностей сопротивления прогрессирующему обрушению конструктивных систем зданий и сооружений при внезапных структурных перестройках: аналитический обзор научных исследований.....	76

Архитектура и градостроительство

Холодова Е.В. Стилистические этапы и объемно-планировочные решения в архитектуре ансамбля зданий и сооружений местечка Коренная пустынь Курского края 2-й половины XVIII – 1-й половины XIX веков.....	109
Гурьева Е.И., Грибцова А.А. Реновация прибрежных территорий на примере центральной набережной города Волгограда.....	130

Строительные материалы и технологии

Федосов С.В., Липидус А.А., Красносельских Н.В., Соколов А.М., Шадриков Т.Е. Особенности организации малосерийного производства железобетонных изделий с использованием их электротепловой обработки токами повышенной частоты.....	140
--	-----

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Kolesnikov A.G. The support bonds rigidity influences on the carrying capacity reduction of the shallow shells on a rectangular plan.....	6
Kolchunov V.I., Kuznetsova K., Fedorov S.S. Crack resistance of prestressed reinforced concrete frame structure systems under special impact.....	15
Kolchunov V.I., Demyanov A.I., Protchenko M.V. Moments in reinforced concrete structures under bending with torsion.....	27
Serpik I.N., Shkolyarenko R.O. Influence of inclined stiffeners in i-beam connections on bimoment transferring.....	47
Holschemacher K., Bulgakov A.G., Polienko W. Strengthening supporting columns with carbon concrete.....	59

Building and structure safety

Mitrovic B. Verification of the method of application of the reduction coefficient in the calculation of monolithic reinforced concrete systems to resist progressive collapse.....	68
Fedorova N.V., Savin S.Yu. Progressive collapse resistance of facilities experienced to localized structural damage - an analytical review.....	76

Architecture and town-planning

Kholodova E.V. Stylistic stages and spatial planning solutions in the architecture of the ensemble of buildings and structures of the town of Korennaya pustyn in the Kursk region 2nd half of the XVIII – 1st half of the XIX centuries	109
Gureva E.I., Gribtsova A.A. Renovation of the coastal areas on the example central embankment of the city of Volgograd.....	130

Construction materials and technologies

Fedosov S.V., Lapidus A.A., Krasnoselskih N.V., Sokolov A.M., Shadrikov T.E. Specific features of the organization of low-batch production of reinforced concrete products using their electrothermal processing by increased frequency currents.....	140
--	-----

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)

Skobeleva 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)

Emelyanov S.G., doc. sc. tech., prof. (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)

Sergeychuk O.V., doc. sc. tech., prof. (Ukraine)

Serpik I.N., 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)

Turkov A.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)

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

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

Chernyshov E.M., 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

+7 (4862) 73-43-49

<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 №ФЦ 77-67169 from 16.09.2016 r.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii» 86294

© Orel State University, 2021

The journal *Building and Reconstruction* (Stroitel'stvo i rekonstruktsiya) have being included by Higher Attestation Commission in the List of peer-reviewed scientific journals, in which the main scientific results of dissertations for the degree of candidate and doctor of science should be published, for the group of scientific specialties 05.23.00 - Construction and architecture: 05.23.01 - Building constructions, buildings and structures (technical sciences), 05.23.02 - Soils and foundations, underground structures (technical sciences), 05.23.03 - Heat supply, ventilation, air conditioning, gas supply and lighting (technical sciences), 05.23.05 - Building products and construction materials (technical sciences), 05.23.08 - Construction technology and organization (technical sciences), 05.23.17 - Structural mechanics (technical sciences), 05.23.19 - Environmental safety in construction and urban economy, 05.23.21 - Architecture of buildings and structures. Creative concepts of architectural activity (architecture), 05.23.22 - Urban planning, planning of rural settlements (architecture). The journal is indexed in RSCI, RSCI on the Web of Science.

О ВСТРЕЧАХ С ВЛАДИМИРОМ ИЛЬИЧОМ ТРАВУШЕМ

Инженер – это Гений: ученый, конструктор и изобретатель. Владимир Ильич Травуш относится именно к такой категории ученых, которым удается не только создавать, исследовать, но и реализовывать в жизнь прорывные технические решения, которые, несомненно, являются большим вкладом в развитие мировой строительной техники и архитектуры. Эти уникальные объекты (Останкинская башня, Москва-Сити, Лахта Центр и другие) хорошо известны не только мировой инженерной общественности, но и практически всем жителям страны дальнего и ближнего зарубежья. Они являются символов достижений инженерного искусства Советского Союза и России XX и XXI веков. Но может быть не все знакомы с одним из проектов, разработанным более 50 лет назад. Еще в 1966 году Н. В. Никитин вместе с В.И. Травушем получили заказ от японской компании Митсусуби запроектировать башню высотой 4000 метров. Конструкция башни была запроектирована в виде четырехярусной стальной конической сетчатой оболочки с высотой каждого яруса 1000 метров. Диаметр основания небоскреба – 800 метров. Фундамент был запроектирован из преднапряженного железобетона. Конструкция небоскреба была рассчитана с учетом предельно возможной величины ураганного ветра и предельного уровня землетрясений на территории Японии. Известно, что элементы конструкции башни небоскреба Никитина – Травуша были использованы в предложенном в Японии уже в XXI веке проекте небоскреба X-seed 4000.

Не у всех у нас есть призвание открывать новые вехи в фундаментальной науке. Еще сложнее бывает довести исследование до конкретных проектов и воплотить их в жизнь, то есть в строительство реальных, да еще и уникальных объектов.

У меня вот уже более четверти века имеется возможность не только общаться с Владимиром Ильичом, но и проводить совместные научные исследования под его руководством и при его консультациях. И считаю для себя большой честью быть причастным к такому общению. И в связи с этим мне хотелось бы поделиться некоторыми особенностями профессионального и человеческого стиля общения В.И. Травуша, всякий раз вызывающем симпатию и восхищение его собеседников. Удивительная скромность, открытость, доброжелательность в общении не только с коллегами и друзьями, в общении со своими учениками, но и со всеми другими собеседниками, с которыми приходится ему общаться. Мне не раз приходилось участвовать в научных исследованиях, проводимыми аспирантами, когда Владимир Ильич щедро делился своими энциклопедическими знаниями и опытом, давая ценные советы по проведению исследований (рисунок 1).

В обсуждениях научной тематики с коллегами порой по весьма сложным и дискуссионным вопросам Владимир Ильич умеет слушать, слышать и убеждать коллег в



Рисунок 1 - Обсуждение испытаний фрагмента каркаса в лаборатории Орел ГТУ

безальтернативности того или иного решения. Так, к примеру, при обсуждении впервые разрабатываемого проекта СП 385 по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, в котором участвовали разработчики, представители Главэкспертизы России, представители подкомитета 21 ТК 465, когда мнения участников стали носить диаметрально противоположный характер по вопросу, касающегося вводить или не вводить в нормы вероятностную модель при проектировании защиты от прогрессирующего обрушения, он смог убедить присутствующих принять наиболее безопасное для практики решение. Когда подобное сложное решение принимается впервые его отличает умение не только видеть всю картину проблемы, но и предвидеть последствия принятого решения в практике.

Лекции, которые читает Владимир Ильич, — это надолго запоминающееся событие для преподавателей, студентов и аспирантов университетов. Как то, после одной из прочитанных Владимиром Ильичом лекций о строительстве зданий Москва-Сити, один из руководителей ВУЗа, послушавший эту лекцию, сказал мне: «Почему Вы приглашаете на такую лекцию только преподавателей и студентов-строителей? Лекция удивительна интересная для всех преподавателей и студентов нашего ВУЗа!»

При всей своей колоссальной занятости Владимир Ильич активно участвует в подготовке инженеров, аспирантов, консультациях докторантов Юго-Западного государственного университета, Орловского государственного университета и других вузов. На протяжении многих лет он участвует в работе диссертационного совета, созданного при этих вузах, а также в диссертационном совете при НИУ МГСУ. Аспиранты и студенты, которые имеют возможность выполнять проект или диссертацию под руководством Владимира Ильича гордятся этим, и профессиональное общение с ним запомнится ими на всю жизнь (рисунок 2).

В.И. Травуш, являясь куратором Центрального территориального отделения РААСН, впрочем, как и других территориальных отделений, не пропустил ни одного годичного собрания ЦТО РААСН (рисунок 3). И даже, когда все рабочие дни недели были полностью заняты, он просил провести общее собрание в субботний день.



Рисунок 2 - С выпускниками-инженерами специальности строительство уникальных зданий и сооружений в Юго-Западном государственном университете



Рисунок 3 - Заседание ЦТО РААСН в Брянском государственном инженерно-технологическом университете

Его рабочий день начинается обычно в половине восьмого, и коллеги, зная это, всегда имеют возможность приехать пораньше, чтобы безотлагательно обсудить интересующий вопрос. Приезжая в вуз на конференцию или заседание диссертационного совета Владимир Ильич всегда находит время для встречи с аспирантами и студентами, не смотря на крайне плотный график своей командировки. И каждая такая встреча всегда обогащает профессионально и оставляет приятные воспоминания, но часто и удивляет новыми гранями его таланта. Мне вспоминается научная конференция, проходившая в Орловском техническом университете в 2006 году, посвященная 80-летию со дня рождения проф.

Георгия Александровича Гениева, и поездка во время этой конференции в Национальный парк Орловское полесье, где произошла встреча с интереснейшим фольклорным коллективом русской народной песни. Во время этого интересного общения Владимир Ильич исполнил известную песню на слова Бориса Пастернака «Зимняя ночь» (рисунок 4), вызвав тем самым у всех присутствующих немалое удивление и восторженные отзывы.

В нашем быстроизменяющемся мире, когда по утверждению современных реформаторов образования «в вузах надо готовить не разработчиков технологий, а специалистов, которые могут адаптировать заимствованные технологии» хочется возразить этой точке зрения и сказать, что инженерные идеи, заложенные при создании Останкинской башни, моста Багратиона, башни Россия, Лахта Центра, не только не устарели, но и на их примере будет учиться решать нестандартные задачи еще не одно поколение будущих инженеров России.



Рисунок 4 - В Спасском: В.И. Травуш и Н.И. Карпенко

Колчунов В.И.

главный редактор журнала «Строительство и реконструкция»

Академик РААСН, профессор, д-р техн. наук, зав. кафедрой уникальных зданий и сооружений
ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия

А.Г. КОЛЕСНИКОВ¹

¹ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия

НЕЛИНЕЙНЫЕ МЕТОДЫ МЕХАНИКИ ДЕРЕВЯННЫХ ПОЛОГИХ ОБОЛОЧЕК НА ПРЯМОУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ

Аннотация. В статье рассматриваются конструкции покрытий зданий и сооружений в виде деревянных пологих оболочек на прямоугольном плане. Приводится вывод уравнений с учетом ортотропии работы материала и геометрической нелинейности работы тонкостенной конструкции. Дается методика решения систем уравнений с помощью метода Бубнова-Галёркина. Моделируется работа конструкции с различными способами закрепления краёв. Исследуется влияние соотношения модулей упругости во взаимно перпендикулярных направлениях, формы, толщины конструкции на значение напряжений, критической нагрузки и нижних частот малых свободных колебаний. Результаты приведённых исследований приводятся в безразмерном виде и иллюстрируются графиками, что делает удобным использование их в инженерных расчетах. Даются рекомендации по корректировке формы и толщины конструкции покрытий в виде пологих оболочек для увеличения их несущей способности или уменьшения расхода материала.

Ключевые слова: пологая оболочка, устойчивость конструкций, деревянные конструкции, геометрическая нелинейность, напряженно-деформированное состояние.

A.G. KOLESNIKOV¹

¹Southwest State University, Kursk, Russia

THE SUPPORT BONDS RIGIDITY INFLUENCES ON THE CARRYING CAPACITY REDUCTION OF THE SHALLOW SHELLS ON A RECTANGULAR PLAN

Abstract. The coatings construction of buildings and structures in the form of wooden shallow shells on a rectangular plan are considered. The orthotropic of the material and the geometric nonlinearity of the thin-walled structure taken into account in the equations. The Bubnov-Galerkin method is used to solve differential equations of wooden shallow shells with different supports. The influences of the ratio of elasticity in mutually perpendicular directions, shape and thickness of a structure on the value of stresses, critical load and low frequencies of small values of vibrations are investigated. The investigations results are given in dimensionless form and graphs are shown. This makes them useful in engineering calculations. Recommendations for adjusting the shape and thickness of the structure of coatings in the form of shallow shells to increase their bearing capacity or reduce material consumption are given.

Keywords: shallow shell, stability of structures, wooden structures, geometric nonlinearity, stress-strain state.

Введение.

Конструкции покрытий в виде деревянных оболочек получили широкое распространение, особенно в северных широтах [1]. При этом придание конструкциям небольшой (не более 1/5 меньшего размера в плане) стрелы подъема позволяет значительно увеличить несущую способность и уменьшить количество используемого материала по

отношению к плоским конструкциям и не требуют устройства затяжек или возведения контрфорсов, которые необходимы при использовании купольных покрытий. Это в некоторой степени усложняет процедуру расчета и возведения, однако имеет очевидные преимущества при эксплуатации здания.

Изучению деревянных конструкций в виде оболочек в настоящее время уделяется значительное внимание во всем мире. Проводятся исследования устойчивости [2,3], прочности [4] и колебаний конструкций [5-8], в том числе на упругом основании [9] и при учете сложного напряженного состояния [10]. Интересны работы, анализирующие поведение многослойных [11] конструкций и работу конструкций в нелинейной стадии деформирования [12, 13], результаты которых могут быть использованы для моделирования деревянных тонких пологих оболочек.

Часто перед проектировщиками стоят задачи не только расчета деревянных пространственных конструкций, но и нахождения их оптимальных параметров, поэтому разработка методов их анализа является важной задачей. В настоящее время большинство таких конструкций рассчитываются и исследуются при помощи программного обеспечения, основанного на методе конечных элементов [14, 15], что удобно для инженерного проектирования. В решении некоторых задач проектирования, а особенно синтеза и оптимизации конструкций более точные результаты можно получить с использованием численных методов прямого вариационного исчисления [16, 17].

Разработка численных методов расчета и оптимизации тонкостенных деревянных конструкций покрытий, работающих в нелинейной стадии деформирования остается актуальной задачей.

Материалы и методы

В соответствии со строением древесины моделировался ортотропный материал, имеющий определенные количественные показатели прочности в двух характерных направлениях – вдоль и поперек волокон, не делая при этом различия между прочностью древесины в радиальном и тангенциальном направлениях.

Дифференциальные уравнения пологих ортотропных оболочек на прямоугольном плане с учетом геометрической нелинейности работы могут быть записаны в виде [16, 17]:

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{1}{h} \left(\frac{1}{E_x} \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} + \frac{1}{E_y} \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} - \frac{\nu_y}{E_y} \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} - \frac{\nu_x}{E_x} \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{1}{G} \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} \right) + \\ & + k_y \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + k_x \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2k_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0, \\ & h^3 \left(D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + D_x \nu_y \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + D_y \nu_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{1}{3} G \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} \right) - \\ & - \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \left(k_x + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \left(k_y + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + 2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \left(k_{xy} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) - Z = 0. \end{aligned} \right. \quad (1)$$

где ϕ – функция усилий, w – прогиб, $k_x \approx \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}$, $k_y \approx \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}$ – кривизны срединной поверхности оболочки, $k_{xy} \approx \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$ – кручение срединной поверхности оболочки, $F = F(x, y)$ – уравнение срединной поверхности оболочки при начальном нагружении.

$$F(x, y) = f \left[\alpha \left(\frac{x}{a} \right)^{2\xi} + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^{2\xi} + 1 \right]. \quad (2)$$

где f – стрела подъема в центре оболочки,

$\alpha = -\frac{f_1}{f}$, $\beta = -\frac{f_2}{f}$ – параметры, характеризующие форму оболочки,

f_1, f_2 – стрелы подъема опорных арок оболочки,

f – стрела подъема в центре конструкции,

ξ – параметр формы срединной поверхности оболочки, изменяющийся в пределах $[0,5,2]$,

a, b – размеры в плане.

Так как рассматриваются большепролетные тонкие конструкции, то прежде всего учитывается устойчивость деревянных оболочек.

Безразмерный коэффициент интенсивности верхней критической нагрузки имеет вид:

$$p_{cr} = \frac{pa^4}{Ef^4}. \quad (3)$$

где

$$p = \frac{\psi_1}{t^4} \left(\left(t^2 \psi_2^2 \bar{J}_2^2 - 3\psi_3 (\psi_4 + t^2 \psi_5 \bar{J}_2^2) \right)^{3/2} + t\psi_2 \bar{J}_2 \left(t^2 \psi_2^2 \bar{J}_2^2 - \frac{9}{2} \psi_3 (\psi_4 + t^2 \psi_5 \bar{J}_2^2) \right) \right). \quad (4)$$

$$\psi_1 = \frac{\bar{J}_1^2 \bar{J}_4^2}{54 \bar{J}_3^4}, \psi_2 = \frac{3\bar{J}_3}{\bar{J}_1 \bar{J}_4}, \psi_3 = \frac{2\bar{J}_3^2}{\bar{J}_1 \bar{J}_4}, \psi_4 = \frac{\bar{J}_5}{12(1-\nu_x \nu_y) \bar{J}_4}, \psi_5 = \frac{1}{\bar{J}_1 \bar{J}_4}. \quad (5)$$

$$\bar{J}_1 = E_x h a^2 J_1, \bar{J}_2 = \frac{a^2}{f} J_2, \bar{J}_3 = a^2 J_3, \bar{J}_4 = \frac{1}{a^2} J_4, \bar{J}_5 = \frac{12(1-\nu_x \nu_y) a^2}{E_x h^3} J_5. \quad (6)$$

$$J_1 = \int_{-a}^a \int_{-b}^b \left(\frac{1}{h E_x} \frac{\partial^4}{\partial y^4} \phi + \frac{1}{h E_y} \frac{\partial^4}{\partial x^4} \phi - \frac{\nu_y}{h E_y} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} \phi - \frac{\nu_x}{h E_x} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} \phi + \frac{1}{h G} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} \phi \right) \bar{w} dx dy, \quad (7)$$

$$J_2 = \int_{-a}^a \int_{-b}^b \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x \partial y} \right) \bar{w} dx dy, \quad (8)$$

$$J_3 = \int_{-a}^a \int_{-b}^b (\Delta \bar{w}) \bar{w} dx dy, J_4 = \int_{-a}^a \int_{-b}^b Z \bar{w} dx dy, \quad (9)$$

$$J_5 = \int_{-a}^a \int_{-b}^b \left(D_x \frac{\partial^4}{\partial x^4} w + D_x \nu_y \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} w + D_y \frac{\partial^4}{\partial y^4} w + D_y \nu_x \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} w + \frac{1}{3} G h^3 \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} w \right) \bar{w} dx dy \quad (10)$$

$$D_x = \frac{E_x}{12(1-\nu_x \nu_y)}, D_y = \frac{E_y}{12(1-\nu_x \nu_y)}, G = \frac{E_x E_y}{E_x(1+\nu_y) + E_y(1+\nu_x)}; t = \frac{h}{f}; \quad (11)$$

E_x, E_y - модули упругости во взаимно перпендикулярных направлениях,

ν_x, ν_y - коэффициенты Пуассона во взаимно перпендикулярных направлениях,

h – толщина конструкции деревянной оболочки.

Эквивалентные напряжения, возникающие в ортотропной полой оболочке, принимаются по четвертой гипотезе прочности. Безразмерный коэффициент напряжений имеет вид [18]:

$$\sigma = \frac{\bar{\sigma} a^4}{\sqrt{E_x E_y} f^4}, \quad (12)$$

где

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2)^2 + (\bar{\sigma}_3 - \bar{\sigma}_2)^2 + (\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_1)^2]}, \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_1 = & \left| \frac{6}{t} \bar{D}_x \bar{B} \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} Z_x Z_y + \nu_y \frac{\partial^2}{\partial y^2} Z_y Z_x \right) \right| + \left| \bar{A} \frac{\partial^2}{\partial x^2} Z_x Z_y t \right| + \\ & + \left| \frac{g}{t^2} \bar{D}_x \bar{B} \left(\frac{\partial^3}{\partial y^3} Z_y Z_x + \frac{\partial}{\partial y} Z_y \frac{\partial^2}{\partial x^2} Z_x \right) \right|, \end{aligned} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_2 = & \left| \frac{6}{t} \bar{D}_y \bar{B} \left(\nu_x \frac{\partial^2}{\partial x^2} Z_x Z_y + \frac{\partial^2}{\partial y^2} Z_y Z_x \right) \right| + \left| \bar{A} \frac{\partial^2}{\partial x^2} Z_x Z_y t \right| + \\ & + \left| \frac{g}{t^2} \bar{D}_y \bar{B} \left(\frac{\partial^3}{\partial y^3} Z_y Z_x + \frac{\partial}{\partial y} Z_y \frac{\partial^2}{\partial x^2} Z_x \right) \right|, \end{aligned} \quad (15)$$

$$\overline{\sigma}_3 = \left| \frac{6}{t} G \bar{B} \frac{\partial}{\partial x} Z_x \frac{\partial}{\partial y} Z_y \right| + \left| \bar{A} \frac{\partial}{\partial x} Z_x \frac{\partial}{\partial y} Z_y t \right|, g = \frac{f}{a}, \quad (16)$$

\bar{A}, \bar{B} - неизвестные метода Бубнова-Галеркина, Z_x и Z_y - балочные функции В.В. Власова [19].

Рассматривались малые колебания пологих ортотропных оболочек около положения, определяемого некоторой начальной нагрузкой. Начальное состояние определялось решением системы нелинейных уравнений теории геометрически нелинейных пологих оболочек (1).

Использовалась система нелинейных дифференциальных уравнений динамики пологих оболочек с учетом ортотропных свойств деревянных конструкций:

$$\begin{cases} \frac{1}{h} \left(\frac{1}{E_x} \frac{\partial^4}{\partial y^4} \Psi + \frac{1}{E_y} \frac{\partial^4}{\partial x^4} \Psi - \frac{\nu_y}{E_y} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} \Psi - \frac{\nu_x}{E_x} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} \Psi + \frac{1}{G} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} \Psi \right) + \\ + k_y \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + k_x \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} - 2k_{xy} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} = 0, \\ h^3 \left(D_x \frac{\partial^4}{\partial x^4} W + D_x \nu_y \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} W + D_y \frac{\partial^4}{\partial y^4} W + D_y \nu_x \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} W + \frac{1}{3} G \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} W \right) - \\ - \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} \left(k_x + \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) - \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} \left(k_y + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) + 2 \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x \partial y} \left(k_{xy} + \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right) + \rho h \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} = 0. \end{cases} \quad (17)$$

Где ρ - плотность материала.

Функции напряжений и перемещений представлялись в виде суммы функций, определяющих начальное равновесное состояние оболочки, и вариаций отклонений системы от начального равновесного состояния δw и $\delta \phi$:

$$\Psi = \phi + \delta \phi, W = w + \delta w, \quad (18)$$

$$\delta \phi(x, y, t) = \bar{A} \bar{w}(x, y) \sin \omega t, \delta w(x, y, t) = \bar{B} \bar{w}(x, y) \sin \omega t, \bar{w}(x, y) = Z_x Z_y. \quad (19)$$

Проведя преобразования и введения новых обозначений, получили выражение для определения квадрата нижней частоты малых свободных колебаний:

$$\omega^2 = \frac{\bar{J}_3 \bar{B}^2}{\bar{J}_1 \bar{J}_5} + \frac{2 \bar{J}_2 \bar{J}_3 \bar{B}}{\bar{J}_1 \bar{J}_5} + \frac{1}{t^2} \frac{\bar{J}_1}{12(-\nu_x \nu_y) \bar{J}_5} + \frac{\bar{J}_2^2}{\bar{J}_1 \bar{J}_5}, \quad (20)$$

где $\bar{J}_1 \div \bar{J}_5$ - коэффициенты, определяемые по (6).

Пересчет в размерные величины дает:

$$\omega_0^2 = \frac{E f^2}{\rho a^4} \omega^2. \quad (21)$$

Полученные выражения для определения критической нагрузки, эквивалентных напряжений и нижней частоты малых свободных колебаний позволяют выполнять расчеты деревянных пологих оболочек с учетом ортотропии материала, а также проводить исследования влияния различных параметров на напряженно-деформированное состояние конструкций.

Результаты

Для примера рассматривалась конструкция квадратной деревянной оболочки с соотношением толщины к размеру в плане $h/a = 1/10$ и отношением стрелы подъема к размеру в плане $f/a = 1/20$. На рисунке 1 показано изменение значения критической нагрузки (а) и эквивалентных напряжений в центре (б) в зависимости от соотношения модулей упругости в двух взаимоперпендикулярных направлениях.

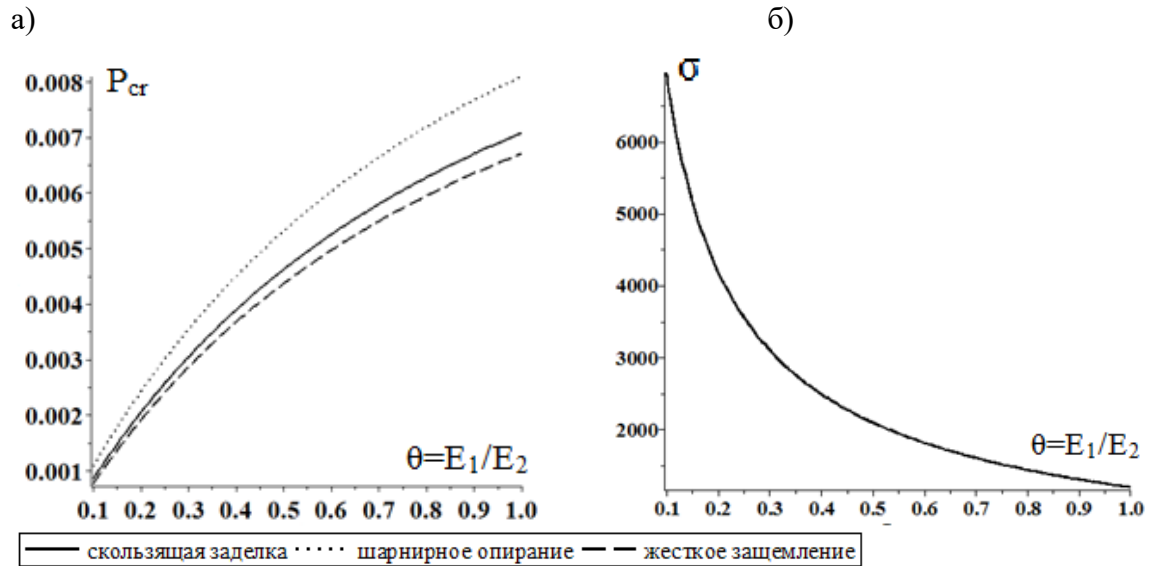


Рисунок 1 – Зависимость критической нагрузки (а) и эквивалентных напряжений в центре конструкции (б) от параметра $\theta = E_1/E_2$

Графики наглядно иллюстрируют опасность потери устойчивости и прочности конструкции при снижении соотношения модулей упругости в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

При этом, значение критической нагрузки и эквивалентных напряжений в центре конструкции может быть снижено изменением толщины и формы конструкции (рисунок 2).

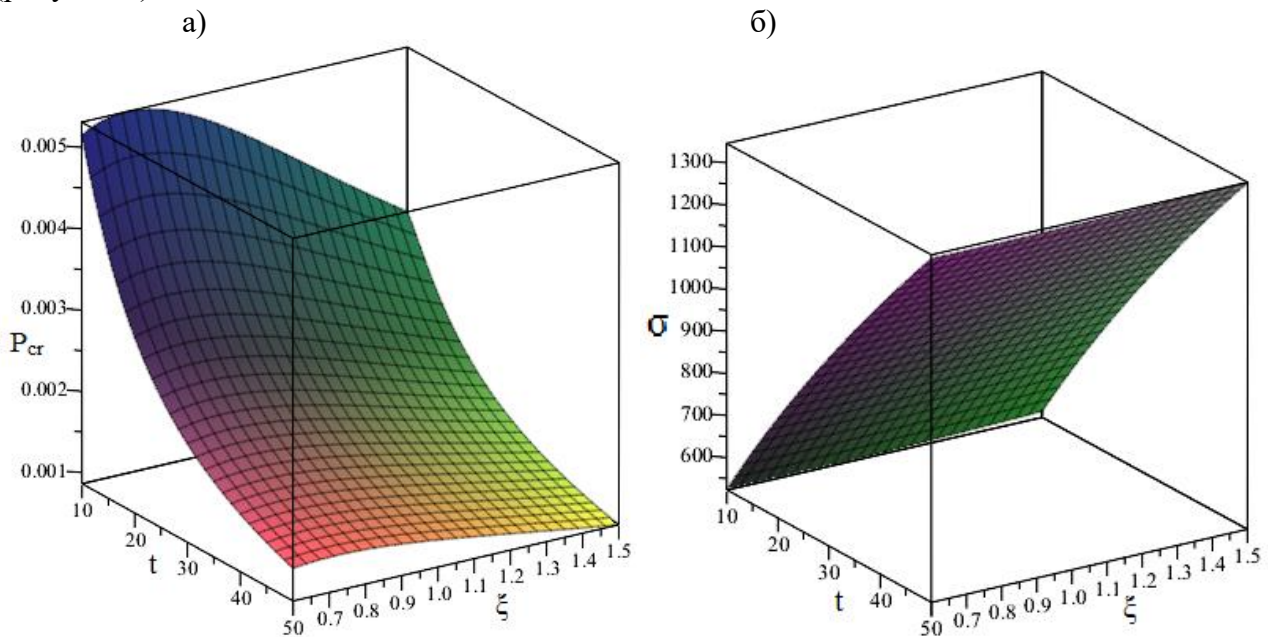


Рисунок 2 – Зависимость критической нагрузки (а) и эквивалентных напряжений в центре конструкции (б) от соотношения относительной толщины t и параметра формы ξ

Принято считать, что пологие оболочки (с соотношением стрелы подъема к наименьшему размеру в плане $f/a \leq 1/5$) теряют устойчивость, а подъёмистые – прочность. Однако при учете ортотропных свойств материала и геометрической нелинейности работы, существуют соотношения характеристик, при которых необходим расчет на прочность даже пологих конструкций (рисунок 3).

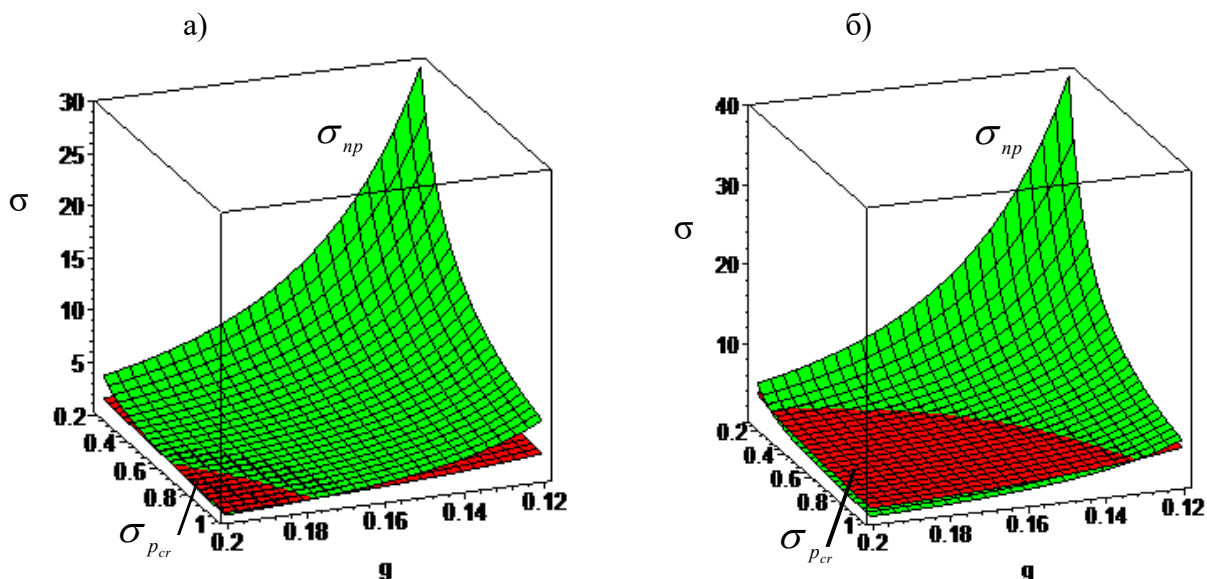


Рисунок 3 – Области потери прочности и устойчивости при различных соотношениях стрелы подъема и отношения модулей упругости в двух взаимно перпендикулярных направлениях при:
а) $\xi=2$, $t=200$, б) $\xi=0,7$, $t=10$

На рисунке 4 показано изменение квадрата нижней частоты малых свободных колебаний от соотношения модулей упругости в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

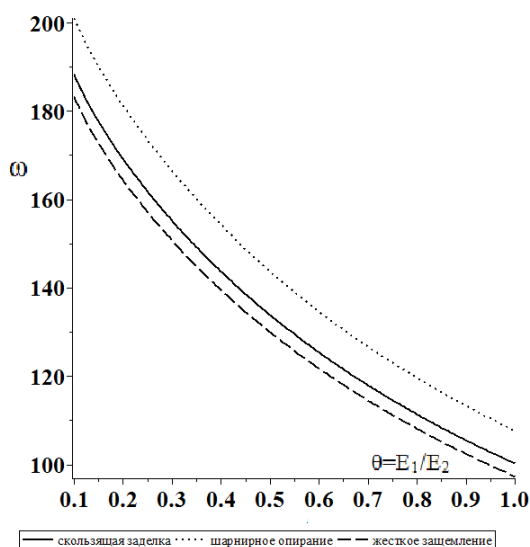


Рисунок 4 – Зависимость значения нижней частоты малых свободных колебаний от параметра $\theta=E_1/E_2$

Графики показывают возможность использования представленной численной методики определения напряженно-деформированного состояния пологих ортотропных геометрически нелинейных оболочек на прямоугольном плане для анализа влияния свойств материала (отношения модулей упругости в двух взаимно перпендикулярных отношениях) и размеров конструкции (толщины, формы конструкции, стрелы подъема) на исследуемые характеристики.

Обсуждение

Методика определения напряженно-деформированного состояния деревянных пологих оболочек на прямоугольном плане позволяет проводить исследования и подбирать форму и размеры конструкции исходя из условий проектирования.

Представление уравнений (3, 12, 20) в безразмерном виде удобно для получения зависимостей и анализа вносимых изменений без привязки к конкретным размерам.

Задание функции срединной поверхности $F(x,y)$, входящей в систему (1) в виде поверхности переноса (2) позволило исследовать влияние коэффициента изменения формы образующей ξ на напряженно-деформированное состояние конструкции. Для данного типа конструкций оптимальная форма колеблется между сферической и цепной функциями.

Рисунок 1 показывает, что учет ортотропии материала при определении критической нагрузки и напряжений значительно уточняет расчет конструкции. Не учет этих свойств может привести к неверным, завышенным данным о несущей способности. Рисунок 4 иллюстрирует этот тезис при определении нижних частот малых свободных колебаний.

На изменение значений напряжений и критической нагрузки в значительной степени влияет форма конструкции и её толщина, причем при различных значениях модулей упругости в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Изменяя эти параметры (рисунок 2) можно получить необходимые значения при конкретных исходных данных.

Важно понимать, что при определённых соотношениях формы и толщины конструкции, даже пологие оболочки необходимо рассчитывать на потерю прочности. График на рисунке 3,а построен для конструкции с параметром формы срединной поверхности $\xi=2$ и относительной толщиной $t=200$ (при таких значениях эквивалентное напряжение в центре оболочки максимально), график 3, б – для конструкции с $\xi=0,7$, $t=10$ (эквивалентное напряжение в центре оболочки минимально). При расположении зелёной (светлой) области над красной (тёмной) расчет следует производить на потерю устойчивости, в противном случае – исходя из потери прочности. При значениях, соответствующих границе двух областей деревянные пологие оболочки следует рассчитывать исходя как из предпосылок потери прочности, так и устойчивости.

Из графиков видно, что существуют различные комбинации параметров конструкции, дающие одинаковые значения напряжений, критической нагрузки и нижних частот малых свободных колебаний. Следовательно, можно найти оптимальное сочетание этих параметров с ограничением величины напряжения, критической нагрузки или толщины (объема) ортотропной полой оболочки. Это может обеспечить значительную экономию веса строительных конструкций [18, 19].

Выводы

Предложенная методика может быть использована для определения и исследования напряженно-деформированного состояния конструкций деревянных пологих оболочек с учетом геометрической нелинейности работы. Построенные графики зависимости напряжений, критической нагрузки и нижней частоты малых свободных колебаний от различных параметров позволили оценить работу конструкций с учетом изменения различных внутренних факторов и ортотропных свойств материала. Реализация методики в программном комплексе [20] позволяет использовать её при расчете реальных конструкций. Проведенные исследования позволили дать рекомендации по рациональным значениям формы и толщины конструкций деревянных оболочек.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шаталова Д.В., Шведов В.Н. История возникновения и развития конструктивных решений соединений кружально-сетчатых сводов // Труды Новосибирского государственного архитектурно-строительного университета (Сибстрин). 2020. Т. 23. № 1 (75). С. 105-113.
2. Арленинов Д.К., Потапова Т.В., Рогожина А.В. О методике расчета сжато-изгибаемых деревянных элементов // Строительная механика и расчет сооружений. 2019. № 6 (287). С. 19-21.
3. Погорельцев А.А., Турковский С.Б., Кондрашев И.А. Большепролётные купола из клеёной древесины с жёсткими узлами системы ЦНИИСК // Строительная механика и расчет сооружений. 2017. № 4 (273). С. 63-70.

4. Глухих В.Н., Кирютина С.Е., Богданова А.С. Влияние начальных напряжений в древесине на прочность и формоустойчивость деревянных конструкций // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2017. Т. 14. № 3. С. 523-531.
5. Sofiyev A.H., Omurtag M.H., Schnack E. The vibration and stability of orthotropic conical shells with non-homogeneous material properties under a hydrostatic pressure. 2009. J. Sound Vib. 319: 963–983.
6. Jouneghani F.Z., Dimitri R., Baccocchi M., Tornabene F. Free vibration analysis of functionally graded porous doubly-curved shells based on the first-order shear deformation theory. 2017. Appl. Sci. 7 (12): 1252.
7. Eisenberger M., Godoy L.A. Navier type exact analytical solutions for vibrations of thin-walled shallow shells with rectangular planform. Thin-Walled Structures. 23 December 2020. Volume 160: 107356.
8. Sofiyev A.H., Turan F. On the nonlinear vibration of heterogenous orthotropic shallow shells in the framework of the shear deformation shell theory. Thin-Walled Structures. 19 February 2021.
9. Nie G., Chan C., Yao J., He X. 2009. Asymptotic solution for nonlinear buckling of orthotropic shells on elastic foundation. AIAA Journal 47-7. 2009. Pp.1772-1783.
10. Пятикрестовский К.П. Расчет деревянных пространственных конструкций при сложном напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений. 2020. № 5 (292). С. 17-24.
11. Trushin S., Zhavoronok S. Nonlinear analysis of multilayered composite shells using finite difference energy method. Space Structures 5 proceedings of the Fifth International Conference on Space Structures, held at the University of Surrey. 2002. Pp. 1527-1533.
12. Jingchao Wang, Zheng LiangLi & Wei Yu. 2019. Structural similitude for the geometric nonlinear buckling of stiffened orthotropic shallow spherical shells by energy approach. Thin-Walled Structures. November 2018. Volume 138: 430-457.
13. Пятикрестовский К.П., Соколов Б.С. Нелинейный расчет статически неопределимых деревянных конструкций и оптимизация размеров сечений ребер куполов // Строительная механика и расчет сооружений. 2019. № 5 (286). С. 48-56.
14. Клюкин А.А. Рекомендации по расчету покрытия-оболочки с ребрами из цельной древесины // Инновации и инвестиции. 2021. № 2. С. 172-174.
15. Погорельцев А.А., Пятикрестовский К.П. Дальнейшее развитие и совершенствование норм проектирования конструкций из древесины // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 3. С. 35-41.
16. Ступишин Л.Ю., Колесников А.Г. Восстановление несущей способности и эксплуатационных характеристик геометрически нелинейных пологих оболочек на прямоугольном плане // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 2. С. 51-53.
17. Stupishin L., Kolesnikov A., Nikitin K. Variable form forming investigation for flexible shallow shells on circular base // Asian Journal of Civil Engineering. 2017. Т. 18. № 2. С. 163-171.
18. Ступишин Л.Ю., Колесников А.Г., Соломатников И.В. Исследование оптимальных форм пологих геометрически нелинейных оболочек по критерию максимума значений низших частот малых свободных колебаний // Известия Юго-Западного государственного университета. 2011. № 5-2 (38). С. 313-316.
19. Stupishin L.Y., Kolesnikov A.G., Nikitin K.E. Optimal design of flexible shallow shells on elastic foundation // Journal of Applied Engineering Science. 2017. Т. 15. № 3. С. 349-353.
20. Колесников А.Г., Ступишин Л.Ю., Толмачева Т.А. Программа для определения нижней частоты малых свободных колебаний изотропных пологих геометрически нелинейных оболочек на прямоугольном плане с постоянной толщиной и переменной формой срединной поверхности // Свидетельство о регистрации программы для ЭВМ RU 2015660771, 08.10.2015. Заявка № 2015617664 от 20.08.2015.

REFERENCES

1. Shatalova D.V., Shvedov V.N. Istoriya vzniknoveniya i razvitiya konstruktivnyh reshenij soedinenij kruzhal'no-setchatyh svodov [The history of the emergence and development of constructive solutions for the connections of circular mesh vaults]. Trudy Novosibirskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta (Sibstrin). 2020. Vol. 23. 1 (75). Pp. 105-113. (rus)
2. Arleninov D.K., Potapova T.V., Rogozhina A.V. O metodike rascheta szhato-izgibaemyh derevyannyh elementov [On the method of calculating compressed-bendable wooden elements]. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij. 2019. 6 (287). Pp. 19-21. (rus)
3. Pogorel'cev A.A., Turkovskij S.B., Kondrashev I.A. Bol'sheprolyotnye kupola iz kleyonoy drevesiny s zhyostkimi uzlami sistemy CNIISK [Large-span domes made of glued timber with rigid nodes of the TsNIISK system]. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij. 2017. 4 (273). Pp. 63-70. (rus)
4. Gluhikh V.N., Kiryutina S.E., Bogdanova A.S. Vliyanie nachal'nyh napryazhenij v drevesine na prochnost' i formoustojchivost' derevyannyh konstrukcij [Influence of initial stresses in wood on the strength and form stability of wooden structures]. Izvestiya Peterburgskogo universiteta putej soobshcheniya. 2017. 14 (3). Pp. 523-531. (rus)
5. Sofiyev A.H., Omurtag M.H., Schnack E. The vibration and stability of orthotropic conical shells with non-homogeneous material properties under a hydrostatic pressure. J. Sound Vib. 319. 2009. Pp. 963–983.

6. Jouneghani F.Z., Dimitri R., Baccocchi M., Tornabene F. Free vibration analysis of functionally graded porous doubly-curved shells based on the first-order shear deformation theory. *Appl. Sci.* 2017. 7 (12): 1252.
7. Eisenberger M., Godoy L.A. Navier type exact analytical solutions for vibrations of thin-walled shallow shells with rectangular planform. *Thin-Walled Structures*. 23 December 2020. Volume 160: 107356.
8. Sofiyev A.H., Turan F. On the nonlinear vibration of heterogenous orthotropic shallow shells in the framework of the shear deformation shell theory. *Thin-Walled Structures*. 19 February 2021.
9. Nie G., Chan C., Yao J., He X. Asymptotic solution for nonlinear buckling of orthotropic shells on elastic foundation. *AIAA Journal* 47-7. 2009. Pp.1772-1783.
10. Pyatikrestovskij K.P. Raschet derevyannyh prostranstvennyh konstrukcij pri slozhnom napryazhennom sostoyanii [Calculation of wooden spatial structures in a complex stress state]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij*. 2020. 5 (292). Pp. 17-24. (rus)
11. Trushin S., Zhavoronok S. Nonlinear analysis of multilayered composite shells using finite difference energy method. *Space Structures 5 proceedings of the Fifth International Conference on Space Structures, held at the University of Surrey*. 2002. Pp. 1527-1533. (rus)
12. Jingchao Wang, Zheng LiangLi & Wei Yu. Structural similitude for the geometric nonlinear buckling of stiffened orthotropic shallow spherical shells by energy approach. *Thin-Walled Structures*. November 2018. Volume 138: 430-457.
13. Pyatikrestovskij K.P., Sokolov B.S. Nelinejnyj raschet staticheski neopredelimyh derevyannyh konstrukcij i optimizaciya razмеров sechenij reber kupolov [Nonlinear analysis of statically indeterminate timber structures and optimization of the cross-sectional dimensions of the ribs of domes]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij*. 2019. 5 (286). Pp. 48-56. (rus)
14. Klyukin A.A. Rekomendacii po raschetu pokrytiya-obolochki s rebrami iz cel'noj drevesiny [Design guidelines for sheathing with solid wood ribs]. *Innovacii i investicii*. 2021. No. 2. Pp. 172-174. (rus)
15. Pogorel'cev A.A., Pyatikrestovskij K.P. Dal'nejshee razvitie i sovershenstvovanie norm proektirovaniya konstrukcij iz drevesiny [Further development and improvement of standards for the design of timber structures]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2019. No. 3. Pp. 35-41. (rus)
16. Stupishin L.Yu., Kolesnikov A.G. Vosstanovlenie nesushchej sposobnosti i ekspluatacionnyh harakteristik geometricheski nelinejnyh pologih obolochek na pryamougol'nom plane [Restoration of bearing capacity and performance characteristics of geometrically nonlinear shallow shells on a rectangular plan]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2014. No. 2. Pp. 51-53. (rus)
17. Stupishin L., Kolesnikov A., Nikitin K. Variable form forming investigation for flexible shallow shells on circular base. *Asian Journal of Civil Engineering*. 2017. 18 (2). Pp. 163-171.
18. Stupishin L.Yu., Kolesnikov A.G., Solomatnikov I.V. Issledovanie optimal'nyh form pologih geometricheski nelinejnyh obolochek po kriteriyu maksimuma znachenij nizshih chastot malyh svobodnyh kolebanij [Investigation of the optimal shapes of shallow geometrically nonlinear shells by the criterion of the maximum values of the lowest frequencies of small free vibrations]. *Izvestiya YUgo-Zapadnogo gosudarstvennogo universiteta*. 2011. No. 5-2 (38). Pp. 313-316. (rus)
19. Stupishin L.Y., Kolesnikov A.G., Nikitin K.E. Optimal design of flexible shallow shells on elastic foundation. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017. 15 (3). Pp. 349-353.
20. Kolesnikov A.G., Stupishin L.YU., Tolmacheva T.A. Programma dlya opredeleniya nizhnej chastoty malyh svobodnyh kolebanij izotropnyh pologih geometricheski nelinejnyh obolochek na pryamougol'nom plane s postoyannoju tolshchinoju i peremennoj formoj sredinnoj poverhnosti [Program for determining the lower frequency of small free vibrations of isotropic shallow geometrically nonlinear shells on a rectangular plan with constant thickness and variable shape of the middle surface]. RU 2015660771, 2015. (rus)

Информация об авторе:

Колесников Александр Георгиевич

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры УЗС.

E-mail: ag-kolesnikov@mail.ru

Information about author:

Kolesnikov Alexander G.

Southwest State University, Kursk, Russia,
candidate of technical sciences, docent of the department of UBS.

E-mail: ag-kolesnikov@mail.ru

В.И. КОЛЧУНОВ^{1,2}, К. КУЗНЕЦОВА², С.С. ФЕДОРОВ²¹Юго-западный государственный университет, г. Курск, Россия²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

МОДЕЛЬ КРИТЕРИЯ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ПРОЧНОСТИ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО ФИБРОБЕТОНА И ФИБРОЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Аннотация. Предложен вариант критерия трещиностойкости и критерия прочности плосконапряженных конструкций из высокопрочного фибробетона, фиброжелезобетона. Критерии построены на основе теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева. В общем виде условие трещиностойкости плосконапряженного фибробетонного элемента представлено в виде эллипса со скачками на координатных осях главных приведенных напряжений. Условие прочности фиброжелезобетонного элемента описывается сложной фигурой, учитывающей трещинообразование в элементе при плоском напряженном состоянии. Характерные точки на координатных осях вычислены по физико-механическим характеристикам прочности бетона, полученным в результате испытаний высокопрочного фибробетона на одноосное сжатие и одноосное растяжение с «растворенной» фиброй в теле бетона и арматурой, приведенной к бетону. Даны результаты сравнительного анализа критериев трещиностойкости и прочности высокопрочного бетона и высокопрочного фибробетона в зависимости от процентного содержания волокна в теле бетона и типа применяемой фибры. Предложенные аналитические зависимости могут быть использованы для анализа трещиностойкости и прочности плосконапряженных железобетонных балок-стенок, армированных фиброй, угловых зон пологих оболочек и других плосконапряженных конструкций из высокопрочного фибробетона и фиброжелезобетона.

Ключевые слова: фибробетон, фиброжелезобетон, трещиностойкость, плосконапряженные конструкции, численным анализ.

V.I. KOLCHUNOV^{1,2}, K. KUZNETSOVA², S.S. FEDOROV²¹ South West State University, Kursk, Russia² Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

CRACK RESISTANCE OF PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURE SYSTEMS UNDER SPECIAL IMPACT

Abstract. A variant of the crack resistance criterion and the strength criterion of plane-stressed structures made of high-strength fiber-reinforced concrete, fiber-reinforced concrete is proposed. The criteria are based on the theory of plasticity of concrete and reinforced concrete G.A. Genieva. In general, the condition for crack resistance of a plane-stressed fiber-reinforced concrete element is presented in the form of an ellipse with jumps on the coordinate axes of the main reduced stresses. The strength condition of a fiber-reinforced concrete element is described by a complex figure that takes into account cracking in the element under a plane stress state. The characteristic points on the coordinate axes are calculated from the physical and mechanical characteristics of concrete strength, obtained as a result of testing high-strength fiber-reinforced concrete for uniaxial compression and uniaxial tension with “dissolved” fiber in the concrete body and reinforcement reduced to concrete. The results of a comparative analysis of the criteria for crack resistance and strength of high-strength concrete and high-strength fiber-reinforced concrete are given, depending on the percentage of fiber in the concrete body and the type of fiber used. The proposed analytical dependences can be used to analyze the crack resistance and strength of plane-stressed reinforced

concrete beams-walls reinforced with fiber, corner zones of shallow shells and other plane-stressed structures made of high-strength fiber-reinforced concrete and fiber-reinforced concrete.

Keywords: *fiber-reinforced concrete, fiber-reinforced concrete, crack resistance, plane-stressed structures, numerical analysis.*

Введение

Изучению вопросов трещиностойкости и прочности плосконапряженных железобетонных конструкций посвящено значительное количество отечественных и зарубежных научных исследований, среди которых можно назвать публикации [1-5]. В этих и других работах приведены методики и результаты исследований плосконапряженных конструкций из обычных бетонов и фибробетона. Результаты исследований физико-механических свойств высокопрочного бетона и высокопрочного фибробетона [6-7] пока не получили отражения при решении задач силового сопротивления сложнапряженных железобетонных конструкций. Известны лишь отдельные исследования, например [8-10], в которых даны предложения по расчету плосконапряженных конструкций с учетом действительных свойств высокопрочных бетонов. В последние годы в связи с развитием технологий производства высокопрочного фибробетона все больше конструкций стало выполняться с применением таких материалов, в том числе конструкций, где особенно эффективен высокопрочный фиброжелезобетон. В то же время для увеличения объема применения таких материалов в ответственных сложнапряженных конструкциях совершенно недостаточно изучения лишь физико-механических свойств и технологии изготовления [11-18]. Как справедливо отмечено в работах [19-20] необходимы исследования особенностей деформирования таких конструкций при различных видах воздействий и, соответственно, различных напряженных состояниях, опираясь на отмеченные результаты исследований последних лет по изучению результатов одноосных испытаний образцов из высокопрочного бетона и фибробетона. Более того необходимо продолжить испытания этих материалов и при сложных напряженных состояниях. В связи с этим целью рассматриваемой работы явилось построение варианта критерия трещиностойкости и критерия прочности конструкций из высокопрочного фибробетона и фиброжелезобетона с учетом действительных свойств этих материалов при плоском напряженном состоянии.

Критерий трещиностойкости фибробетона и фиброжелезобетона

Для решения рассматриваемой задачи использована общая деформационная модель теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева [21]. В общем виде условие трещиностойкости на основе этой модели применительно к фибробетону может быть записано в координатах $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) - (R_{fb} - R_{fbt})(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - R_{fb}R_{fbt} = 0 \quad (1)$$

Здесь R_{fb} — предел прочности при одноосном сжатии (призменная прочность высокопрочного фибробетона) и R_{fbt} — предел прочности при одноосном растяжении (предел прочности высокопрочного фибробетона на одноосный отрыв) являются основными расчетными параметрами.

Применительно к плоскому напряженному состоянию данное уравнение примет вид:

$$\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 - (R_{fb} - R_{fbt})(\sigma_1 + \sigma_2) - R_{fb}R_{fbt} = 0 \quad (2)$$

Рассмотрим характерные частные случаи такого напряженного состояния:

1. При $\sigma_2 = 0$:

$$\sigma_1^2 - (R_{fb} - R_{fbt})\sigma_1 - R_{fb}R_{fbt} = 0; \quad (3)$$

$(\sigma_1)_1 = R_{fb}$ - одноосное сжатие;

$(\sigma_1)_2 = -R_{fbt}$ - одноосное растяжение.

2. При $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma''$:

$$(\sigma'')^2 - (R_{fb} - R_{fbt})(2\sigma'') - R_{fb}R_{fbt} = 0; \quad (4)$$

$\sigma_1'' = (R_{fb} - R_{fbt}) + \sqrt{R_{fb}^2 - R_{fb}R_{fbt} + R_{fbt}^2}$ - двухосное равномерное сжатие;

$\sigma_2'' = (R_{fb} - R_{fbt}) - \sqrt{R_{fb}^2 - R_{fb}R_{fbt} + R_{fbt}^2}$ - двухосное равномерное растяжение.

3. При $\sigma_1 = -\sigma_2$ - чистый сдвиг:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + (-\sigma_1)^2 - R_{fb}R_{fbt} = 0; \quad (5)$$

$$\sigma_1 = \sqrt{\frac{R_{fb}R_{fbt}}{3}}; \quad \sigma_2 = -\sqrt{\frac{R_{fb}R_{fbt}}{3}}.$$

4. При условии, что $\frac{d\sigma_1}{d\sigma_2} = 0$ получим экстремальные значения σ_1 и σ_2 :

$$-\sigma_1 + 2\sigma_2 - (R_{fb} - R_{fbt}) = 0; \quad (6)$$

$$\sigma_1 = (R_{fb} - R_{fbt}) \pm 2\sqrt{\frac{R_{fb}^2 - R_{fb}R_{fbt} + R_{fbt}^2}{3}};$$

$$\sigma_2 = (R_{fb} - R_{fbt}) \pm \sqrt{\frac{R_{fb}^2 - R_{fb}R_{fbt} + R_{fbt}^2}{3}}.$$

Для высокопрочного фибробетона, условно, «растворяем» фибру в теле бетона и для графического представления критерия трещиностойкости примем физико-механические характеристики по данным экспериментальных исследований [7] (таблица 1). Согласно этим данным, значение призмочной прочности фибробетона класса В120 $R_{fb} = 128,6$ МПа, а предел прочности при одноосном растяжении $-R_{fbt} = 7$ МПа. Пользуясь этими характеристиками прочности и переводя их в относительные прочностные характеристики $\eta_1 = \sigma_1/R_{b,max}$ и $\eta_2 = \sigma_2/R_{b,max}$ в соответствии с зависимостями, (3)-(6), построена область трещиностойкости и область прочности для высокопрочного бетона (рисунок 1, кривая 1) и высокопрочного фибробетона (рисунок 1, кривая 2). При вычислении критерия трещиностойкости в областях «растяжение-сжатие» и «растяжение-растяжение» (заштрихованные участки) использованы нормативные характеристики бетона и фибробетона, а при вычислении критерия прочности высокопрочного бетона (рисунок 1, кривая 3) и высокопрочного фибробетона (рисунок 1, кривая 4) в области «сжатие-сжатие» использованы расчетные характеристики материалов.

Таблица 1 - Характеристики высокопрочного бетона и фибробетона класса В120[7]

	$R_{b,n}; R_{fb,n}, \text{МПа}$ $\gamma_b = 1$	$R_b; R_{fb}, \text{МПа}$ $\gamma_b = 1,3$	$R_{bt,n}; R_{fbt,n}, \text{МПа}$ $\gamma_{bt} = 1$	$R_{bt}; R_{fbt}, \text{МПа}$ $\gamma_{bt} = 1,3$
Бетон	85	52	4,2	2,25
Фибробетон	128,6	98,9	7	5,4

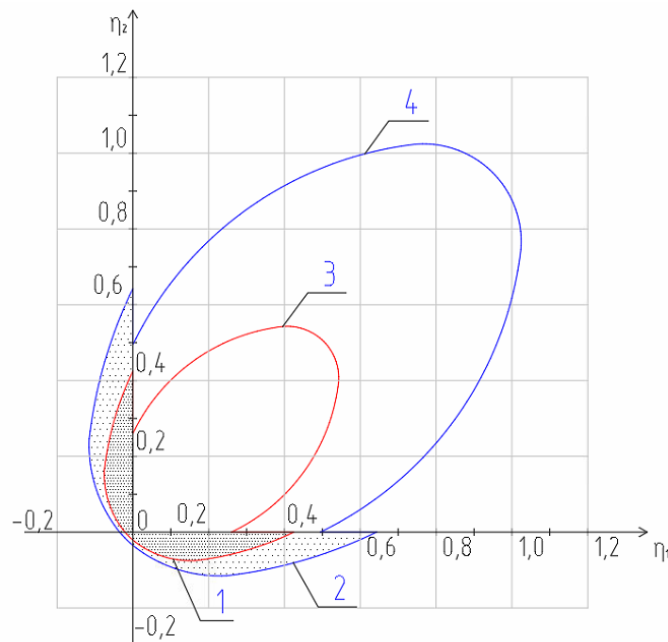


Рисунок 1 - Критерий трещиностойкости (1, 2) и критерий прочности (3, 4) высокопрочного бетона (1, 3) и высокопрочного фибробетона (2, 4) при плоском напряженном состоянии.

Из графика рисунка 1 можно видно, что при приложении сжимающих напряжений происходит заметное увеличение предельного растягивающего напряжения в сравнении с R_{fbt} , что соответствует опытным данным полученным в исследованиях [22].

Анализируя графики критерия прочности трещиностойкости (см. рисунок 1) видим, что относительные значения главных напряжений максимальны при сжатии: $\sigma_b = 108,54$ МПа, $\sigma_{bt} = 15,02$ МПа – при растяжении для высокопрочного бетона, а для высокопрочного фибробетона максимальные напряжения сжатия составляют $\sigma_{fb} = 204,71$ МПа, а растяжения - $\sigma_{fbt} = 23,02$ МПа. Введение фибры в высокопрочный бетон значительно увеличивает область трещиностойкости такого материала.

Приведенный в виде (2) критерий трещиностойкости высокопрочного фибробетона при плоском напряженном состоянии может быть обобщен и на высокопрочный фиброжелезобетон. Для этого, следуя, [21] примем некоторые дополнительные условия:

- армирование элементов выполняется ортогональными стержнями сонаправленными с осями координат:

- будем полагать, что в арматурных стержнях возникают только продольные нормальные напряжения (т.к. без бетона арматурная сетка является изменяемой системой при действии касательных напряжений).

Условие трещиностойкости по аналогии с (2) будет иметь вид:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_x^2 - \bar{\sigma}_x \bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_y^2 - (R_{fb} - R_{fbt})(\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y) + 3\bar{\tau}_{xy} - \mu_x \sigma_{s0}(2\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_y) - \mu_y \sigma_{s0}(2\bar{\sigma}_y - \bar{\sigma}_x) + \\ (\mu_x^2 - \mu_x \mu_y + \mu_y^2) \sigma_{s0}^2 + (R_{fb} - R_{fbt})(\mu_x + \mu_y) \sigma_{s0} - R_{fb} R_{fbt} = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

Здесь, R_{fb} –предел прочности при одноосном сжатии (призменная прочность высокопрочного фибробетона), R_{fbt} –предел прочности при одноосном растяжении (предел прочности на одноосный отрыв высокопрочного фибробетона), $\bar{\sigma}_x$, $\bar{\sigma}_y$ –нормальные напряжения в бетоне приведенного сечения в направлении x и y, соответственно, $\bar{\tau}_{xy}$ –касательные напряжения в бетоне приведенного сечения, σ_{s0} –расчетное сопротивление арматуры растяжению, μ_x , μ_y –коэффициент армирования в направлении x и y, соответственно.

Нормальные и касательные напряжения в бетоне приведенного сечения $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\tau}_{xy}$ можно записать через главные напряжения в этом сечении σ_1, σ_2 .

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_x &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\beta \\ \bar{\sigma}_y &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\beta \\ \bar{\tau}_{xy} &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\beta \end{aligned} \right\}. \quad (8)$$

В уравнении (8) угол β – угол между направлением большего главного нормального напряжения и положительным направлением оси x (рисунок 2).

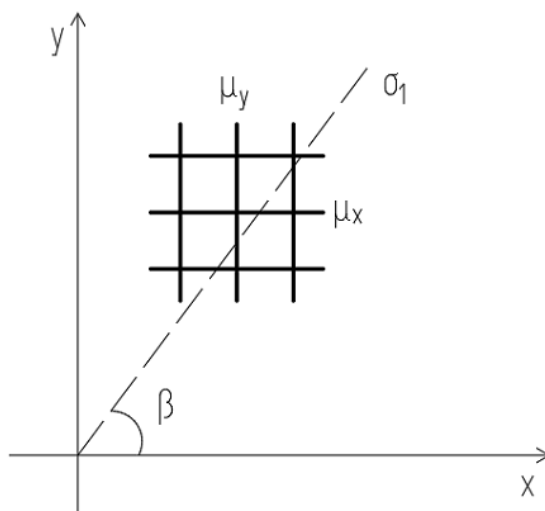


Рисунок 2 - Схема угла β между направлением большего главного нормального напряжения и положительным направлением оси x

Тогда условие прочности и трещиностойкости для фиброжелезобетонного элемента при плоском напряженном состоянии будет иметь вид:

$$\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 - \left[(R_{fb} - R_{fbt}) + \left(\frac{\mu_x + \mu_y}{2} \sigma_T \right) \right] (\sigma_1 + \sigma_2) - 3 \frac{\mu_x - \mu_y}{2} \sigma_{s0} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\beta (\mu_x^2 - \mu_x \mu_y + \mu_y^2) \sigma_{s0}^2 + (R_{fb} - R_{fbt}) (\mu_x + \mu_y) \sigma_{s0} - R_{fb} R_{fbt} = 0 \quad (9)$$

Будем полагать, что армирование элемента выполняется ортогонально расположенными стержнями, сонаправленными с осями координат, в которых возникают только продольные нормальные напряжения.

Рассмотрим частные случаи:

1. При $\sigma_2 = 0, \beta = 0, \mu_y = 0$ – одноосное напряженное состояние и одноосное армирование состояние:

$$\sigma_1^2 - (R_{fb} - R_{fbt} + 2\mu_x \sigma_{s0}) \sigma_1 + \mu_x^2 \sigma_{s0}^2 + (R_{fb} - R_{fbt}) \mu_x \sigma_{s0} - R_{fb} R_{fbt} = 0; \quad (10)$$

В случае сжатия $\mu_x = \mu > 0$: $\sigma_1 = R_{fb} + \mu \sigma_{s0}$;

В области сжатия σ_{s0} – расчетное сопротивление арматуры сжатию.

В случае растяжения ($\mu_x = -\mu$) после образования трещин растянутое сечение сопротивляется арматурой и для этого случая уравнение (10) принимает вид:

$$\sigma_2^2 + 2\mu_x \sigma_{s0} \sigma_2 + \mu_x^2 \sigma_{s0}^2 = 0; \quad (11)$$

$$\sigma_2 = -\mu \sigma_{s0}$$

В области сжатия σ_{s0} – расчетное сопротивление арматуры растяжению.

2. $\sigma_1 = \sigma_2$, $\mu_x = \mu_y$ – двухосное напряженное состояние:

$$\sigma_1^2 - 2(R_{fb} - R_{fbt} + \mu_x \sigma_{s0})\sigma_1 + \mu_x^2 \sigma_{s0}^2 + 2(R_{fb} - R_{fbt})\mu_x \sigma_{s0} - R_{fb} R_{fbt} = 0; \quad (12)$$

В случае двухосного сжатия $\mu_x = \mu > 0$ из уравнения (12) получим

$$\sigma_1 = \sqrt{R_{fb}^2 - R_{fb} R_{fbt} + R_{fbt}^2 + (R_{fb} - R_{fbt}) + \mu_x \sigma_{s0}};$$

В случае двухосного растяжения ($\mu_x = -\mu$) бетон после образования ортогонально пересекающихся трещин выключается из работы и все усилия воспринимает арматура. В этом случае уравнение (12) принимает вид:

$$\sigma_2^2 + 2\mu_x \sigma_{s0} \sigma_2 + \mu_x^2 \sigma_{s0}^2 = 0; \quad (13)$$

$$\sigma_2 = -\mu \sigma_{s0}.$$

3. При $\sigma_1 = -\sigma_2$, $\mu_x = -\mu_y$, $\beta = 0$ – чистый сдвиг с рационально расположенной арматурой:

$$\sigma_1^2 - 2\mu_x \sigma_{s0} \sigma_1 + \mu_x^2 \sigma_{s0}^2 - \frac{R_{fb} R_{fbt}}{3} = 0; \quad (14)$$

$$\sigma_1 = \zeta \cdot \sqrt{\frac{R_{fb} R_{fbt}}{3}} + \mu_x \sigma_{s0}.$$

При чистом сдвиге железобетонного элемента с трещинами учет нагельного эффекта и сил зацепления предполагается учитывать введением коэффициента ζ . Количественное значение этого коэффициента может быть получено экспериментально. До получения таких данных в первом приближении согласно анализа исследований [1, 22] значение ζ можно принять равным 0,1.

Коэффициент армирования μ определяем, используя известные формулы [24].

Для графического построения критерия прочности фиброжелезобетонного элемента принимаем по данным исследований Н.И. Карпенко [7] приведенным в таблице 1: призмная прочность высокопрочного фибробетона В120 $R_{fb} = 128,6$ МПа, а предел прочности при одноосном растяжении $R_{fbt} = 7$ МПа. Характеристики арматуры А500 и коэффициент армирования элемента ортогонально расположенной принимаем $\mu = 0,1\%$ примем по данным СП 63.13330.2018. Значения расчетного сопротивления арматуры растяжению равно значения расчетного сопротивления арматуры сжатию и составляет $R_s = 435$ МПа.

Для сопоставления критериев прочности характеристики высокопрочного железобетона приняты по СП 311.1325800.2017 (таблица 1).

Результаты графического сопоставления относительных критериев прочности высокопрочного железобетона и высокопрочного фиброжелезобетона при плоском напряженном состоянии приведены на рисунке 3.

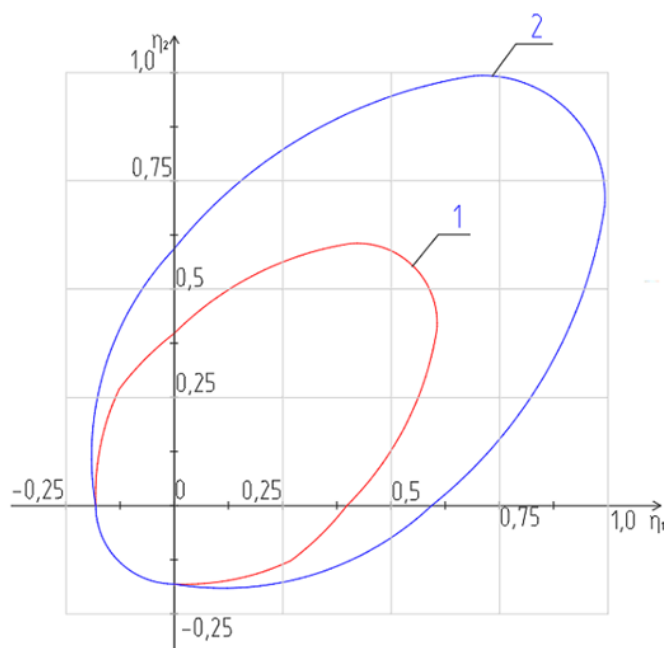


Рисунок 3 - Относительный критерий прочности высокопрочного железобетона (кривая 1) и высокопрочного фиброжелезобетона (кривая 2) при плоском напряженном состоянии.

Анализ результатов

Анализируя полученные критерии прочности, можно видеть, что учет разной сопротивляемости армированного элемента до и после образования трещин приводит к некоторому качественному изменению критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии (кривая 1) по сравнению с критерием трещиностойкости (см. рисунок 1). Критерий прочности высокопрочного железобетона и фиброжелезобетона с учетом наличия трещин в плосконапряженном элементе (кривая 2) остается «замкнутым» во всех четырех квадрантах. Арматура в обоих направлениях работает на растяжение до наступления в ней текучести. Уместно также отметить, что разная сопротивляемость сложнапряженного элемента в зависимости от вида напряженного состояния «сжатие-сжатие», «растяжение-сжатие», «растяжение-растяжение» и необходимости ее учета была отмечена еще в исследованиях Колчунова Вл.И., Заздравных Э.И. [22], Шапиро Г.И., Шапиро А.Г. [23] для плосконапряженных элементов платформенного стыка с односторонними связями.

Анализируя графики относительного критерия прочности (рисунок 3) видим, что количественные значения главных напряжений максимальны при двухосном сжатии и составляют для высокопрочного бетона: $\sigma_b = 145,28$ МПа, $\sigma_{bt} = 43,5$ МПа, а для высокопрочного фибробетона - $\sigma_{fb} = 238,21$ МПа. Максимальные напряжения в зоне двухосного растяжения, где на растяжение работает только арматура с принятым процентом армирования составляют $\sigma_{fbt} = 43,5$ МПа. Из графика 3 можно видеть, что прочность конструкции зависит не только от характеристик материала, но также от структуры сечения и односторонней работы бетона на растяжение после трещинообразования.

Был выполнен также анализ количественного изменения границ критерия трещиностойкости и критерия прочности высокопрочного фибробетона с различным процентом содержания фиброволокна (рисунок 4,а). При этом физико-механические характеристики фибробетона с различным процентом (по объему) содержания фиброволокна приняты по данным работы [6] (таблица 2).

Таблица 2 - Прочностные характеристики высокопрочного фибробетона с различным содержанием фибры [6]

Кол-во фибры, %	1,0 (80 кг/м ³)	1,5 (120 кг/м ³)	2,0 (150 кг/м ³)
$R_{fb,n}$, МПа	86,3	115,4	114,4
$R_{fbt,n}$, МПа	3,77	4,8	5,98
R_{fb} , МПа	66,39	88,77	88,0
R_{fbt} , МПа	2,9	3,69	4,6

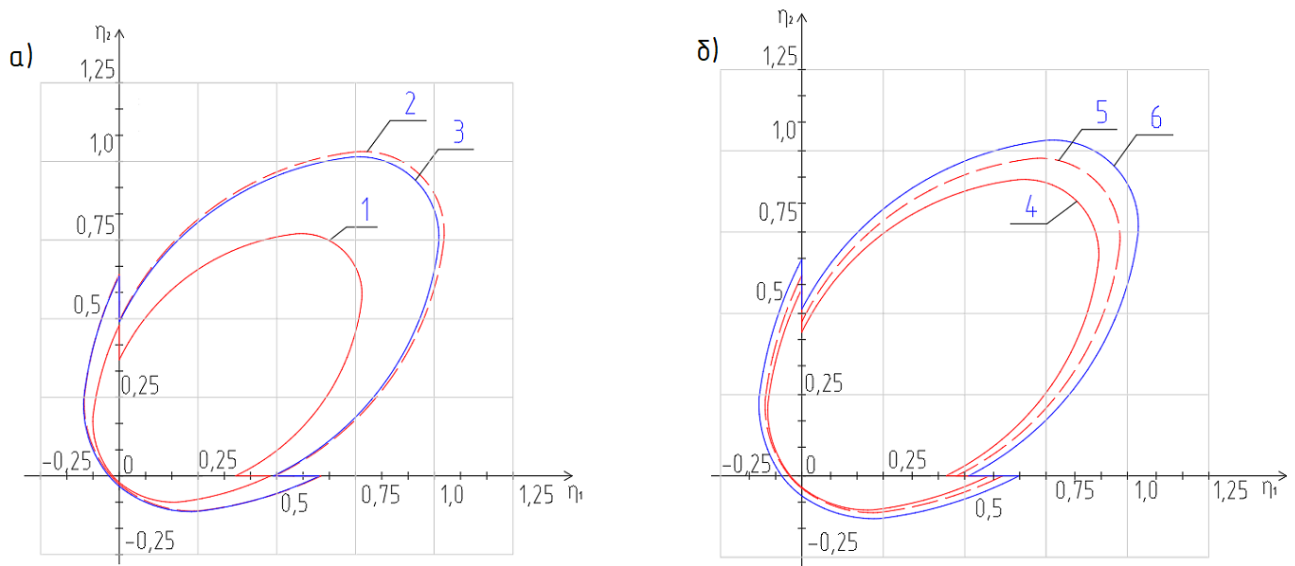


Рисунок 4 - Критерий трещиностойкости (квадранты 1, 3, 4) и критерий прочности (квадрант 2) высокопрочного фибробетона при плоском напряженном

- а) с различным процентным содержанием фиброволокна: 1—1%; 2— 1,5%; 3— 2%;
 б) с различным типом фибры: 4— фибробетон с анкерной фиброй со сжатыми концами; 5— фибробетон с анкерной фиброй с загнутыми концами; 6— фибробетон с волнообразной фиброй

Из рисунка можно видеть, что область трещиностойкости количественно существенно меняется при изменении процентного содержания фибры. Так, максимальные значения трещиностойкости при растяжении для высокопрочного фибробетона (1%) составляет $R_{fbt} = 15,02$ МПа. При увеличении количества волокон в составе бетона значения трещиностойкости растут до значений: $R_{fbt} = 19,97$ МПа, $R_{fbt} = 20,97$ МПа для 1,5% и 2,0%, соответственно. Таким образом, видим, что существует некоторое оптимальное содержание фибры в составе бетона (1,5-2,0%), дальнейшее превышение которого незначительно влияет на увеличение области трещиностойкости фибробетона. Скачок на эпюре критерия прочности и критерия трещиностойкости обусловлен учетом различных значений прочностных свойств для первой (критерий прочности) и второй (критерий трещиностойкости) групп предельных состояний.

Анализ влияния вида стальных фибр на область трещиностойкости приведен на рисунке 4,б. Данные о физиео-механических характеристиках фибробетона из фибровых волокон разных типов приняты по работе [24] и приведены в таблице 3.

Таблица 3 - Прочностные характеристики высокопрочного фибробетона с различными видами фибры [24]

	Анкерная фибра со сжатыми концами	Анкерная фибра с загнутыми концами	Волнообразная фибра
$R_{fb,n}$, МПа	69,0	74,0	80,0
$R_{fbt,n}$, МПа	4,2	4,6	7,4
R_{fb} , МПа	53,08	56,92	61,54
R_{fbt} , МПа	3,23	3,54	5,69

Из рисунка 4,б можно видеть, что максимальное значение прочности при растяжении плосконапряжённого фибробетонного элемента $R_{fbt} = 15,81$ МПа достигается при армировании бетона волнообразной фиброй, а минимальные значения $R_{fbt} = 12,56$ МПа у фибробетонабетона с фиброй со сжатыми концами. Таким образом область трещиностойкости фибробетона зависит от сил сцепления фибры с бетоном и является максимальной при использовании фибры волнообразного вида.

Выводы

1. На основе теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева построен вариант критерия трещиностойкости и критерия прочности плосконапряженных конструкций из высокопрочного фибробетона фиброжелезобетона. Характерные точки на координатных осях при графическом отображении критерия получены с учетом требований к физико-механическим характеристикам материала для предельных состояний первой и второй групп и с учетом различного характера сопротивления сечения элементов до и после образования трещин.

2. Численным анализом критерия прочности фиброжелезобетонного элемента установлено, что даже при «растворении» арматуры в теле бетона область предельной прочности фибробетонного и фиброжелезобетонного элемента качественно отличны между собой. Область прочности фиброжелезобетонного элемента после образования трещин подобна области прочности плосконапряженной конструкции с односторонними связями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М.: Стройиздат, 1976. 202 с.
2. Тесля В.А. Анализ напряженно-деформированного состояния балок-стенок//Вестник Кузбасского государственного технического университета. 2003. № 5 (36). С. 105-109.
3. Narayanan R., Darwish I. Y. S. Fiber Concrete Deep Beams in Shear // ACI Structural Journal. V.85. No. 2. Mar.-Apr. 1988. Pp. 141-149.
4. Smith K.N., Vantsiotis A.S. Shear Strength of Deep Beams // ACI Structural Journal. 1982. Vol.79. No.22. Pp. 201-213.
5. Yousef A.M., Agag Y.I.Y. Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Deep Beams.(Dept.C) // MEJ. Mansoura Engineering Journal. Article 3. Volume 26. Issue 2. Spring 2001. P. 28-42.
6. Карпенко Н.И., Каприелов С.С., Петров А.Н., Безгодов И.М., Моисеенко Г.А., Степанов М.В., Чилин И.А. Исследование физико-механических и реологических свойств высокопрочных сталефибробетонов из самоуплотняющихся смесей // В сборнике: Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2017 году. Сборник научных трудов Российской академии архитектуры и строительных наук. Москва, 2018. С. 237-246.
7. Карпенко Н.И., Травуш В.И., Каприелов С.С., Мишина А.В., Андрианов А.А., Безгодов И.М. Исследование физико-механических и реологических свойств высокопрочного сталефибробетона// Academia. Архитектура и строительство. №1. 2013. 148 с.
8. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Петров А.Н. Совершенствование методов расчета плоскостных железобетонных конструкций с учетом действительных свойств высокопрочных бетонов // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. 2018. Т. 14. № 2. С. 78-89.
9. Dere Y., Koroglu M.A. Nonlinear FE modeling of reinforced concrete //International Journal of Structural and Civil Engineering Research. 2017. Т. 6. №. 1. С. 71-74.

10. Kamonna H. H. H. Nonlinear analysis of steel fiber reinforced concrete deep beams by ANSYS // Kufa Journal of Engineering. 2010. T. 2. №. 1.
11. Каприелов С.С., Чилин И.А. Сверхвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций // Строительные материалы. 2013. № 7. С. 28-30.
12. Степанов М.В., Моисеенко Г.А. Диаграммы деформирования мелкозернистого высокопрочного бетона и высокопрочного сталефибробетона при сжатии // Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции. 2019. №3(83). С.11-21.
13. Хегай А.О., Кирилин Н.М., Хегай Т.С. Экспериментальные исследования деформативных свойств сталефибробетона повышенных классов // Вестник гражданских инженеров. 2020. №6 (83). С. 77-82.
14. Antonie E. Naaman. Fiber Reinforced Cement and Concrete Composites. Sarasota, Techno Press 3000; 1st edition, 2018. 765 p.
15. Iqbal S., Ali A., Holschemacher K., Bier T.A. Effect of change in micro steel fiber content on properties of High strength Steel fiber reinforced Lightweight Self-Compacting Concrete (HSLSCC) // Procedia Eng., 122. 2015. Pp. 88-94.
16. Korsun V., Vatin N., Franchi A., Korsun A., Crespi P., Mashtaler S. The Strength and Strain of High-Strength Concrete Elements with Confinement and Steel Fiber Reinforcement including the Conditions of the Effect of Elevated Temperatures. // International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities, SPbUCEME, 2015. Procedia Engineering, 2015. No. 117. P. 975 – 984.
17. Sivakumar V. et al. Experimental investigation on strength properties of hybrid fibre reinforced high strength concrete // Materials Today: Proceedings. 2021.
18. Wafa A.L. Fibre Reinforced Cement Composites // Cement Based Materials. 2018. Pp. 31-48.
19. Колчунов В.И., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Деформационные модели железобетона при особых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2018. №8. С. 54-60.
20. Колчунов В.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 8. С. 16-23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23.
21. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974. 316 с.
22. Колчунов В.И., Заздравных Э.И. Расчетная модель «нагельного эффекта» // Известия вузов. Строительство. 1996. № 10. С. 18-25.
23. Шапиро Г.И., Шапиро А.Г. Расчет прочности платформенных стыков панельных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2008. № 1. С. 55–57.
24. Байков В.Н., Сигалов Э. Е. "Железобетонные конструкции. Общий курс." Учебник для вузов. -5-е изд., перераб. и доп.-М.: Стройиздат, 1991. 767 с.
25. Дворкин Л.И., Житковский В.В., Степасюк Ю.А., Ковальчук Т.В. Проектирование составов фибробетона с использованием экспериментально-статистических моделей // Технологии бетонов. 2016. № 11-12 (124-125). С. 29-35.

REFERENCES

1. Karpenko N.I. Teoriya deformirovaniya zhelezobetona s treshchinami. M.: Strojizdat, 1976. 202 s.
2. Teslya V.A. Analiz napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya balok-stenok // Vestnik Kuzbasskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. 2003. № 5 (36). S. 105-109.
3. Narayanan R., Darwish I. Y. S. Fiber Concrete Deep Beams in Shear // ACI Structural Journal. V.85. No. 2. Mar.-Apr. 1988. Pp. 141-149.
4. Smith K.N., Vantsiotis A.S. Shear Strength of Deep Beams // ACI Structural Journal. 1982. Vol.79. No.22. Pp. 201-213.
5. Yousef A.M., Agag Y.I.Y. Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Deep Beams.(Dept.C) // MEJ. Mansoura Engineering Journal. Article 3. Volume 26. Issue 2. Spring 2001. P. 28-42.
6. Karpenko N.I., Kaprielov S.S., Petrov A.N., Bezgodov I.M., Moiseenko G.A., Stepanov M.V., CHilin I.A. Issledovanie fiziko-mekhanicheskikh i reologicheskikh svoystv vysokoprochnykh stalefibrobetonov iz samouplotnyayushchihsya smesey // V sbornike: Fundamental'nye, poiskovye i prikladnye issledovaniya RAASN po nauchnomu obespecheniyu razvitiya arhitektury, gradostroitel'stva i stroitel'noj otrasli Rossijskoj Federacii v 2017 godu. Sbornik nauchnykh trudov Rossijskoj akademii arhitektury i stroitel'nykh nauk. Moskva, 2018. S. 237-246.
7. Karpenko N.I., Travush V.I., Kaprielov S.S., Mishina A.V., Andrianov A.A., Bezgodov I.M. Issledovanie fiziko-mekhanicheskikh i reologicheskikh svoystv vysokoprochnogo stalefibrobetona // Academia. Arhitektura i stroitel'stvo. 2013. №1. 148 s.
8. Karpenko N.I., Karpenko S.N., Petrov A.N. Sovershenstvovanie metodov rascheta ploskostnykh zhelezobetonnykh konstrukcij s uchetom dejstvitel'nykh svoystv vysokoprochnykh betonov // Mezhdunarodnyj zhurnal po raschetu grazhdanskih i stroitel'nykh konstrukcij. 2018. T. 14. № 2. S. 78-89.

9. Dere Y., Koroglu M. A. Nonlinear FE modeling of reinforced concrete // International Journal of Structural and Civil Engineering Research. 2017. T. 6. №. 1. S. 71-74.
10. Kamonna H. H. H. Nonlinear analysis of steel fiber reinforced concrete deep beams by ANSYS // Kufa Journal of Engineering. 2010. T. 2. №. 1.
11. Kaprielov S.S., CHilin I.A. Sverhвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций // Строительные материалы. 2013. № 7. S. 28-30.
12. Stepanov M.V., Moiseenko G.A. Diagrammy deformirovaniya melkozernistogo vysokoprochnogo betona i vysokoprochnogo stalefibrobetona pri szhatii//Teoriya inzhenernyh sooruzhenij. Stroitel'nye konstrukcii. 2019. №3(83). S.11-21.
13. Hegaj A.O., Kirilin N.M., Hegaj T.S. Eksperimental'nye issledovaniya deformativnyh svoystv stalefibrobetona povyshennyh klassov // Vestnik grazhdanskikh inzhenerov. 2020. №6 (83). S. 77-82.
14. Antonie E. Naaman. Fiber Reinforced Cement and Concrete Composites. Sarasota, Techno Press 3000; 1st edition, 2018. 765 p.
15. Iqbal S., Ali A., Holschemacher K., Bier T.A. Effect of change in micro steel fiber content on properties of High strength Steel fiber reinforced Lightweight Self-Compacting Concrete (HSLSCC) // Procedia Eng., 122. 2015. Pp. 88-94.
16. Korsun V., Vatin N., Franchi A., Korsun A., Crespi P., Mashtaler S. The Strength and Strain of High-Strength Concrete Elements with Confinement and Steel Fiber Reinforcement including the Conditions of the Effect of Elevated Temperatures. // International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities, SPbUCEME, 2015. ProcediaEngineering, 2015. No. 117. P. 975 – 984.
17. Sivakumar V. et al. Experimental investigation on strength properties of hybrid fibre reinforced high strength concrete // Materials Today: Proceedings. 2021.
18. Wafa A.L. Fibre Reinforced Cement Composites // Cement Based Materials. 2018. Pp. 31-48.
19. Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Deformacionnye modeli zhelezobetona pri osobyh vozdeystviyah // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2018. №8. S. 54-60.
20. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Ponyatijnaya ierarhiya modelej v teorii soprotivleniya stroitel'nyh konstrukcij // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2020. № 8. S. 16-23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23.
21. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona. M.: Strojizdat, 1974. 316 s.
22. Kolchunov V.I., Zazdravnyh E.I. Raschetnaya model' «nagel'nogo effekta» // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo. 1996. No 10. S.18-25.
23. SHapiro G.I., SHapiro A.G. Raschet prochnosti platformennyh stykov panel'nyh zdaniy // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2008. № 1. S. 55–57.
24. Bajkov V.N., Sigalov E. E. "Zhelezobetonnye konstrukcii. Obshchij kurs." Uchebnik dlya vuzov. -5-e izd., pererab. i dop.-M.: Strojizdat, 1991.767 s.
25. Dvorkin L.I., ZHitkovskij V.V., Stepasyuk YU.A., Koval'chuk T.V. Proektirovanie sostavov fibrobetona s ispol'zovaniem eksperimental'no-statisticheskikh modelej // Tekhnologii betonov. 2016. № 11-12 (124-125). S. 29-35.

Информация об авторах:

Колчунов Виталий Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой уникальных зданий и сооружений,
ФГБОУ ВО "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет"
(НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: asiorel@mail.ru

Кузнецова Карина Юрьевна

ФГБОУ ВО "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет"
(НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
магистр кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: kerry.1998@list.ru

Федоров Сергей Сергеевич

ФГБОУ ВО "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет"
(НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры информационных систем, технологий и автоматизации в строительстве.
E-mail: FedorovSS@mgsu.ru

Information about authors:

Kolchunov Vitaliy Iv.

South-West State University, Kursk, Russia,
academician of RAACS, Doctor of Engineering, professor, head of the department of unique building and structures,
National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
professor of the department of reinforced concrete and stone structures.
E-mail: asiorel@mail.ru

Kuznetsova Karina Yu.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
master of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: kerry.1998@list.ru

Fedorov Sergey S.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
candidate of technical sciences, Department of Information Systems, Technology and Automation in Construction.
E-mail: FedorovSS@mgsu.ru

В.Л.И. КОЛЧУНОВ¹, А.И. ДЕМЬЯНОВ¹, М.В. ПРОТЧЕНКО²¹ ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия² ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет», г. Брянск, Россия

МОМЕНТЫ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ ИЗГИБЕ С КРУЧЕНИЕМ

Аннотация. Были определены моменты в железобетоне при изгибе с кручением, предложена новая первая гипотеза линейных деформаций и ее наполнения эпюры при изгибе с кручением для аналитического второго функционала как функция от трех функций, – экспонента, прямая линия и кривая парабола. Найден простой новый способ (из семейств метод сеток) и предложена суммированная функция от дополнительной деформации. Построена новая вторая гипотеза угловых деформаций и ее наполнения эпюры в железобетоне при изгибе с кручением. Аналитический первый общий неопределенный функционал представляет собой функцию от функций, а также переходы, – операции между функциями. При этом получен пространственный тройной интеграл от аргументов x, y, z из продольных деформаций для первой гипотезы, а также третий и четвертый функционалы (неопределенный и определенный) из моментов (изгибающих и крутящих) с проецированием коэффициентов диаграммы «деформаций – напряжений» сжатого бетона и коэффициентами наполнения эпюр сжатого бетона для их плеч до нейтральной оси для поля из малых квадратов. Определены изгибающий и крутящий моменты от сжатой области бетона и рабочей арматуры (свернутый для их уровней или развернутый в алгебраические функции из синтеза расчетной модели железобетонных блоков). При этом имеем новые функционалы (от первого до четвертого функционала), предложенные гипотезы (первая и вторая), а также поперечные сечения (от малых квадратов) до пространственной трещины. Появляются также скачки (трещины) боковые, нормальные и др., от первой - третьей стадии средних деформаций бетона и рабочей арматуры.

Ключевые слова: моменты в железобетоне, способ сеток, функционалы, гипотезы деформаций, наполнение эпюры, изгиб с кручением, криволинейные эпюры, линейные деформации, угловые деформации.

VL.I. KOLCHUNOV¹, A.I. DEMYANOV¹, M.V. PROTCHEENKO²¹South-West State University, Kursk, Russia²Bryansk State Engineering and Technological University, Bryansk, Russia

MOMENTS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER BENDING WITH TORSION

Abstract. The moments in reinforced concrete during bending with torsion were determined, the new first hypothesis of linear deformations and its filling of the diagram during bending with torsion for the analytical second functional as a function of three functions - an exponent, a straight line and a parabola curve. A simple new method is found (from the family of mesh methods) and a summed function of additional deformation is proposed. The new second hypothesis of angular deformations and its filling of the diagram in reinforced concrete during bending with torsion is constructed. The analytical first general undefined functional is a function of functions, as well as transitions, operations between functions. At the same time, a spatial triple integral of arguments from longitudinal deformations for the first hypothesis was obtained, as well as the third and fourth functionals (indefinite and definite) from moments (bending and twisting) with the projection of the coefficients of the diagram of "deformations - stresses" of compressed concrete and the filling coefficients of the diagrams of compressed concrete for their shoulders to the neutral axis for a field of small squares. The bending and torque moments from the compressed area of concrete and working reinforcement are determined (folded for their levels or expanded into algebraic functions from the synthesis of the computational

model of reinforced concrete blocks). In this case, we have new functionals (from the first to the fourth functional), proposed hypotheses (first and second), as well as cross sections (from small squares) to a spatial crack. There are also jumps (cracks) lateral, normal, etc., from the first - third stage of average deformations of concrete and working reinforcement.

Keywords: moments in reinforced concrete, method of grids, functionals, deformation hypotheses, diagram filling, bending with torsion, curvilinear diagrams, linear deformations, angular deformations.

Введение

Строительство железобетонных конструкций, испытывающих сложное напряженное состояние при изгибе с кручением, рассмотрено в научных публикациях [1-12 и др.].

Экспериментальные и теоретические исследования, выполненные в последние годы [13-22], связаны с необходимостью развития расчетной схемы и учетом ряда новых эффектов деформирования железобетона с пространственными трещинами. В железобетоне пока не была найдена гипотеза для прямоугольных сечений линейных и угловых деформаций и ее наполнения криволинейных эпюр при изгибе с кручением. Не установлен аналитический неопределенный функционал из нескольких функций и не предложена еще функция от депланации. Поэтому нами были предложены проецирование коэффициентов тензора напряженно-деформированного состояния φ_{ij} и упругопластического $\nu(\lambda)$, их диаграммы сжатого бетона для напряжений (деформаций), а также важно получить коэффициенты наполнения эпюр $\omega_i(x, y, z)$ из моментов - изгибающих M_{bend} и крутящих M_t , для их плеч до нейтральной оси для **любых квадратов** (в том числе, - средних деформаций рабочей арматуры). При этом необходимо получить моменты в железобетоне при изгибе с кручением, для стадии I-III от сжатой области бетона до пространственных и нормальных трещин в средней рабочей арматуре (свернутые для их уровней или развернутые в алгебраические функции из синтеза расчетной модели железобетонных блоков).

Модели и методы

Найден простой **новый способ** (из семейств метод сеток) для разработки **функционалов** деформаций [23] для аппроксимации прямоугольных любых средних сечений в сжатой и растянутой зонах с помощью их **специальных квадратов** (нескольких функций между точками, - большие или малые отрезки для требуемых погрешностей). При этом имеем моменты: **общий** или **малых квадратов**, **неопределенные** или **определенные** и **форму** из сопротивления (где изгиб и кручение).

Из теории упругости Тимошенко и Гудьер [24] с использованием мембранной аналогии может быть определена функция напряжений для прямоугольного сечения.

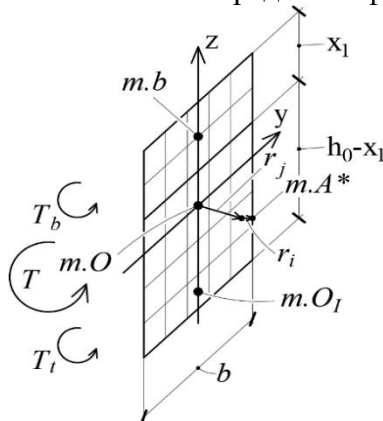


Рисунок 1— Аппроксимация прямоугольных любых средних сечений в сжатой и растянутой зонах с помощью их квадратов для распределения изгибающих и крутящих моментов (без трещин)

Затем получен новый первый функционал для аппроксимации прямоугольных любых средних сечений в сжатой и растянутой зонах с помощью их квадратов и распределение изгибающих и крутящих моментов (рисунок 1).

Функция Тимошенко и Гудьер [24] может быть представлена в виде:

$$f = \mathcal{U} \cdot f_*. \quad (1)$$

Здесь обозначим $\mathcal{U} = \frac{8 \cdot G \cdot \varphi_A \cdot b^2}{\pi^3}$; φ_A — угол для

поперечного сечения в крайних фибрах сжатого бетона или растянутой арматуры; f — это сложная функция Тимошенко и Гудьер в теории упругости [24].

Затем аналогично для функции (1), получим наш новый первый функционал. На втором шаге (первая и второй итерации) для корректировки значений полученной функции вновь повторим пройденные шаги, с использованием более частого разбиения поперечного сечения с использованием других точек.

Для этого предварительно запишем **первую функцию** горизонтальную параболу относительно оси y $f_{5,n,*}(y)$. Затем также запишем **вторую функцию** $f_2(z)$ – параболу относительно оси z . Тогда новый первый функционал $f_{5,n,*}(y, z)$ имеет две функции.

Здесь представлены функции $A(y)$ и $B(y), C(y)$ от аргумента y , а также $f_{5,n,*}(y, z)$ от двух аргументов y, z (т. е. операция перехода (переход обозначим как \blacklozenge) между их системой функций).

Решив систему, получим **аналитический первый функционал** $f_{5,n,*}(y, z)$: через функцию 1, – $f_{1,*}(y)$ и функцию 2, – $f_{2,*}(z)$ при первичном крупном разбиении **сетки** и при разбиении на более мелкие части **сетки** (рисунок 1):

$$f_{5,n,*}(y, z) = f_{1,*}(y) \blacklozenge f_{2,*}(z) = \pm \left[-\frac{3(47b^2 - 200y^2)}{25b^2h^2} \cdot z^2 + \frac{487b^2 - 2280y^2}{500b^2h} \cdot z + 0.923 - \frac{93y^2}{25b^2} \right] \quad (2)$$

Здесь для квадрантов I, III и II, IV, – знаки «+» и «-» приняты соответственно, $A = -\frac{3(47b^2 - 200y^2)}{25b^2h^2}$; $B = \frac{487b^2 - 2280y^2}{500b^2h}$; $C = 0.923 - \frac{93y^2}{25b^2}$.

Проведен сложный анализ предложенного нового первого функционала, а также функции из теории упругости Тимошенко С.П. [23] с их аппроксимацией. При этом функционалы имеют разбиения сетки (крупная или мелкая) для линий – горизонтальных и вертикальных, а также между точками (т. е. функции по оси y или z). При нахождении значений функций в **рассмотренных** точках поперечного сечения получаем погрешность до 2% или в **любых** точках – погрешность до 7%.

Тогда сформулируем следующее **определение** (рисунок 2).

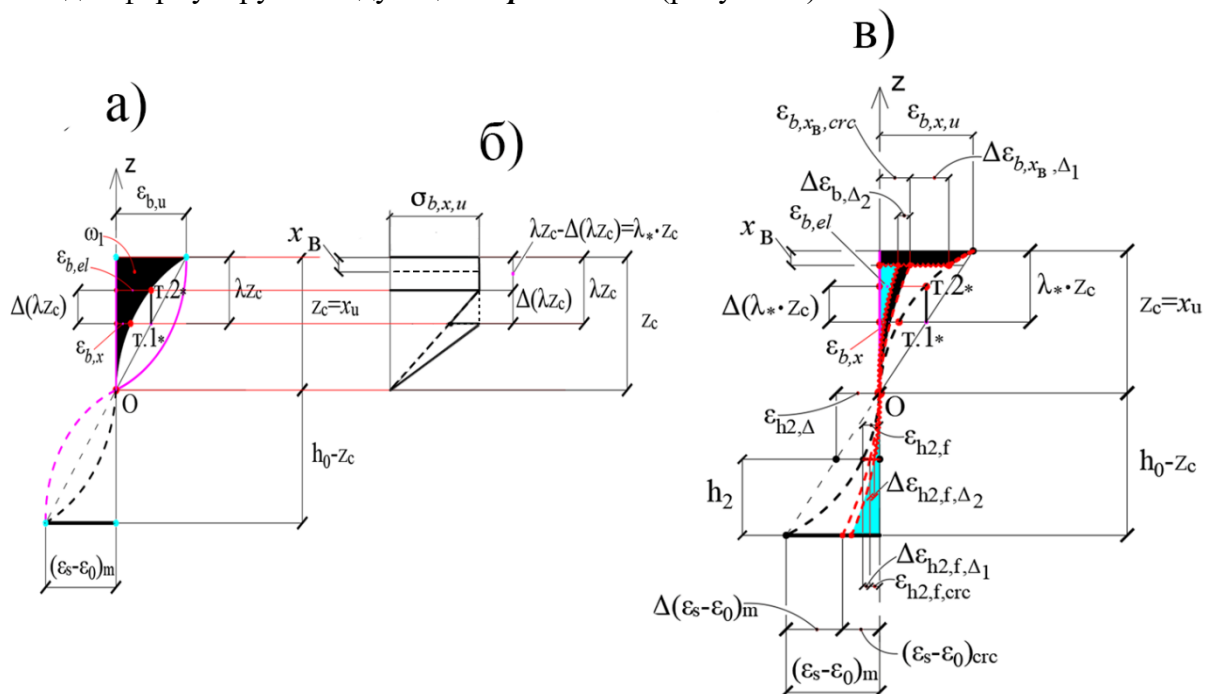


Рисунок 2 – Эпюра деформации продольных бетона и арматуры:
а) для стадии I; б) здесь для упругопластическая эпюра напряжений сжатого бетона;
в) для стадии II и III

$\Delta\epsilon_{b,x_b,\Delta_1}$ – скачок первый; $\Delta\epsilon_{b,\Delta_2}$ – скачок второй

Предложенная **новая гипотеза 1 линейных деформаций** – кинематика между волокнами для относительных продольных фибровых верхних и нижних деформаций бетона и арматуры ($\varepsilon_{x,b}$ и $\varepsilon_{x,s}$) для их отношений в расстояниях от нейтральной оси, подобная модернизированной гипотезе Бернулли, но имеющая специальную геометрическую фигуру для функции $f_{sum,\Delta-d}$ (знаки «+», «-» приняты для различных квадрантов), а также сжатый бетон в пластической и упругой областях между параметром λ_* (число) для получения уравнения с деформацией $\varepsilon_{b,el}$.

Построим кривую деформирования $\varepsilon_{b,x,sum}$ (депланация вычитания от гипотезы Бернулли из треугольников). Для этого сложим значения относительных продольных деформаций $\varepsilon_{x,b}$, найденных **из новой гипотезы 1** и относительных продольных деформаций депланации $\varepsilon_{x,d}$, найденных из функционала:

$$\varepsilon_{b,x,sum} = \varepsilon_{b,x} \pm \varepsilon_{x,d}. \quad (3)$$

Таким образом, пространственная **новая гипотеза 1** деформирования имеет вид **вычитания** геометрической фигуры от треугольника. Получим специальную функцию $f_{sum,\Delta-d}$:

$$f_{sum,\square-d} = \varepsilon_{x,sum}(x, y, z) = \pm [B_1 \cdot (z - z_c) + B_2 \cdot (h_0 + z - z_c)] \cdot B_3 \cdot B_4 \cdot x \pm \pm D_1 \cdot y \cdot z \left[-D_2 \cdot x \cdot e^{-\lambda_{***} \left(\frac{x}{l} + A_{***} \right)} + D_3 \cdot e^{-\lambda_{***} \left(\frac{x}{l} + A_{***} \right)} + D_4 \right]. \quad (4)$$

Здесь $B_1 = \frac{\varepsilon_{s,m}}{h_0}$; $B_2 = \frac{M_{bend}}{v_b \cdot E_b \cdot A_b \cdot z_b}$ – **группа II, т.е. через изгибающий момент M_{bend}** ,

(а также **прочность** – $B_2 = \frac{\varepsilon_{b,u}}{h_0}$); $B_3 = b|_{y=const} = b$; $B_4 = [\varepsilon_{b,x}]_1 = \frac{R_{sup} \cdot 1}{E_b \cdot v_b \cdot \omega_\varepsilon \cdot z_c}$;

$$D_1 = \frac{M_t}{G_{rec} \cdot I_{rec}} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2}; \quad D_2 = \frac{\lambda_{***}}{l^2}; \quad D_3 = \frac{1}{l}; \quad D_4 = \frac{C_{***}}{l};$$

$$A_{***}(y, z) = \frac{3,84h - 22,96z}{b^2 h} \cdot (y)^2 - \frac{2,88h - 12,3z}{bh} \cdot y - \frac{0,34h - 0,36z}{h}; \quad C_{***}(y, z) = \frac{9,39h - 27,02z}{b^2 h} \cdot (y)^2 - \frac{7,16h - 17,39z}{bh} \cdot y - \frac{-0,306h + 0,232z}{h}, \quad a_* = \frac{h}{2}; \quad b_* = \frac{b}{2}.$$

Для кинематических верхней и нижней фибр получим пропорцию:

$$\frac{\varepsilon_{b,x}}{(\varepsilon_s - \varepsilon_0) \cdot \psi_s} = \frac{x}{h_0 - x} = \frac{f_{sum,\square-d,up}}{z_c} = \frac{f_{sum,\square-d,d}}{h_0 - z_c}. \quad (5)$$

Здесь знаем точку $A_{1,u}$ ($z_c = 0,5h$; $\varepsilon_{b,u}$), точку $A_{2,s}$ ($-[h_0 - z_c]$; $-\varepsilon_{s,m}$); $y = const$ (т.е. дискретная для ее требуемой точки); $\varepsilon_{s,m} = (\varepsilon_s - \varepsilon_0) \cdot \psi_s$, – средняя деформация арматуры; ε_0 – деформация преднапряжения.

Уравнение для нахождения λ_* (для упругопластической области см. рисунок 2,б) используем из уравнения (4).

Теперь имеем первый скачок (рисунок 2,в), сверху вниз от верхней грани конструкции до пространственной трещины в конце верхней сжатой области для x_B ; $f_{sum,\Delta_1,\Delta-d,crc}$ – функция скачка (обозначим Δ_1 – скачок 1); Δ – деформации между кривой и прямой линиями:

$$f_{sum,\square_1,\square-d,crc} = \varepsilon_{x,sum,crc} = \pm [B_{1,crc} \cdot (z - (z_c - x_B)) + B_{2,crc} \cdot (h_0 + z - z_c)] \cdot B_{3,crc} \cdot B_{4,crc} \cdot x \pm$$

$$\pm D_{1,crc} \cdot y \cdot z \left[-D_{2,crc} \cdot x \cdot e^{-\lambda_{***} \left(\frac{x}{l} + A_{***} \right)} + D_{3,crc} \cdot e^{-\lambda_{***} \left(\frac{x}{l} + A_{***} \right)} + D_{4,crc} \right]. \quad (6)$$

$$\text{Здесь } B_{1,crc} = \frac{\varepsilon_{s,m,crc}}{h_0 - x_B}; \quad B_{2,crc} = \frac{\varepsilon_{b,x_B,crc}}{h_0 - x_B}; \quad B_{3,crc} = y; \quad B_{4,crc} = [\varepsilon_{b,x,crc}]_1 = \frac{R_{sup,crc} \cdot 1}{E_{b,crc} \cdot \omega_\varepsilon \cdot (z_c - x_B)};$$

$$D_{1,crc} = \frac{M_{t,crc}}{G_{rec} \cdot I_{rec}} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2}; \quad D_{2,crc} = D_2 = \frac{\lambda_{***}}{l^2}; \quad D_{3,crc} = D_3 = \frac{1}{l}; \quad D_{4,crc} = D_4 = \frac{C_{***}}{l}.$$

А также имеем второй скачок от крайней боковой грани конструкции до внутренней области пространственной трещины (рисунок 2, в), – скачок 2 функция $f_{sum,\Delta_2,\Delta-d,tr}$.

Запишем функцию продольных деформаций f_{Δ_2} от второго скачка, возникающего при образовании трещины:

$$f_{\Delta_2} = f_{sum,\Delta-d} - f_{sum,\Delta_1,\Delta-d,crc}. \quad (7)$$

Здесь функция $f_{sum,\Delta_1,\Delta-d,crc}$, – см. формулу (6); функция $f_{sum,\Delta-d}$, – см. формулу (4).

Теперь можем записать функцию деформаций при возникновении второй трещины – боковые, нормальные, следы-трещины и др. (появляется и второй скачок):

$$f_{sum,\square_2,\square-d,tr} = f_{sum,\square_1,\square-d,crc} - f_{\square_2} = f_{sum,\square_1,\square-d,crc} - f_{sum,\square-d} + f_{sum,\square_1,\square-d,crc} = 2f_{sum,\square_1,\square-d,crc} - f_{sum,\square-d}. \quad (8)$$

Сформулируем следующее **определение**. Предложенная **новая гипотеза 2 угловых деформаций** – суммарные угловые деформации с коэффициентом $k_{\gamma,sum}$ их увеличения, т.е. кинематика между волокнами для относительных поперечных фибровых верхних и нижних суммарных деформаций сдвигов бетона и арматуры ($\gamma_{sum,b}$ и $\gamma_{sum,s}$) для их отношений в расстояниях от нейтральной оси, имеющая специальную геометрическую фигуру для функции $f_{sum,y}$ (знаки «+», «-» приняты для различных квадрантов), а также сжатый бетон в пластической и упругой областях между параметром $\lambda_{*,\gamma}$ (число) для получения уравнения с деформацией $\gamma_{b,el}$.

Таким образом, сдвиговые деформации такие же (упругая и прочность имеют те же **формы**), только больше на коэффициент $k_{\gamma,sum}$:

$$k_{\gamma,sum} = \frac{\gamma_{sum,u}}{\gamma_{sum,el}}. \quad (9)$$

Суммарные сдвиговые деформации для $\gamma_{t,zx}$ и $\gamma_{t,yx}$ получим:

$$\gamma_{sum,\gamma} = \gamma_{t,sum} = \sqrt{\gamma_{t,zx}^2 + \gamma_{t,yx}^2} =$$

$$= \frac{2\varphi_A}{125h^2\pi^3} \cdot \sqrt{\left(b^2(487h-5640z)+16y^2(-101h+1320z)\right)^2 + 256y^2(229h^2+202hz-1320z^2)^2}. \quad (10)$$

Для точки 2 ($x=a_i$ – расстояние от опоры до поперечного сечения; $y; z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c$), получим:

$$f_{sum,\gamma}(m.2) = \frac{2\varphi_A}{125h^2\pi^3} \cdot \left[\left(b^2(487h-5640 \cdot (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c)) + 16y^2(-101h+1320 \cdot (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c)) \right)^2 + \right.$$

$$\left. + 256y^2(229h^2+202h \cdot (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) - 1320 \cdot (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c)^2) \right]^{\frac{1}{2}}. \quad (11)$$

Теперь получим $\gamma_{sum,el}$:

$$\gamma_{sum,el} = \sqrt{\gamma_{zx,el}^2 + \gamma_{yx,el}^2} = \frac{2\varphi_A}{125h^2\pi^3} \cdot \left[\left(b^2(487h-5640 \cdot (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c)) + 16y^2(-101h+1320 \cdot (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c)) \right)^2 + \right.$$

$$+256y^2\left(229h^2+202h\cdot(z_c-\lambda_{*,\gamma}\cdot z_c)-1320\cdot(z_c-\lambda_{*,\gamma}\cdot z_c)^2\right)^2\Bigg|^{\frac{1}{2}}. \quad (12)$$

Деформации сдвига от кручения имеют скачки на эпюре представлены на рисунке 3. Запишем функцию деформаций, при образовании трещины $f_{sum,\gamma,\Delta_1,crc}$. Она аналогична функции $f_{sum,\gamma}$ (такая же форма эпюры, только меньше на коэффициент $k_{sum,\gamma}$).

Имеем функцию для их первого скачка:

$$f_{sum,\gamma,\Delta_1,crc} = \frac{f_{sum,\gamma}}{k_{\gamma,sum}}. \quad (13)$$

Здесь $f_{sum,\gamma}$ – функция для вычисления деформаций сдвига без трещин (см. формулу (11)); $f_{sum,\gamma,\Delta_1,crc}$ – функция для вычисления деформаций сдвига в сечении с одной пространственной трещиной в ее конце верхней сжатой области для x_B .

Была рассмотрена суммарная эпюра деформаций сдвига (рисунок 3) в сечении 1-1 (а); суммарная эпюра в виде вогнутой параболы, переход от сечения 2-2 (при $y = \frac{b}{8}$, $y = \frac{b}{4}$, $y = \frac{3b}{8}$) к сечению 3-3 (в виде выпуклой параболы с учетом знаков в четвертях) (б).

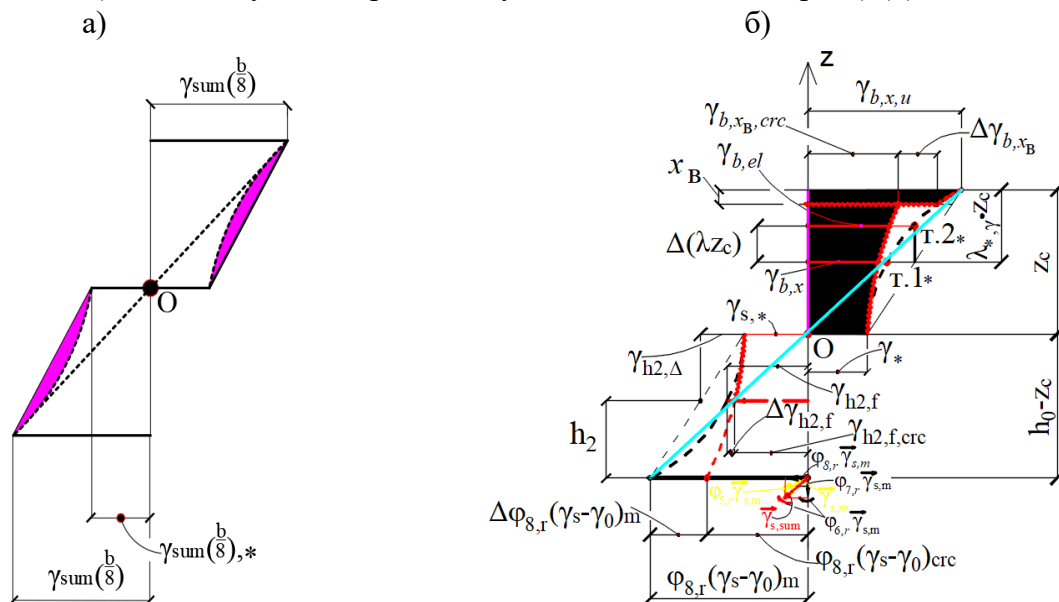


Рисунок 3 – Суммарная эпюра деформаций сдвига бетона и арматуры:
а) для стадии I; б) то же для стадии II (или III).

Теперь получим функцию f_{γ, Δ_2} для второго скачка. Запишем функцию второго скачка деформаций сдвига, возникающего при образовании трещины:

$$f_{\gamma, \Delta_2} = f_{sum, \gamma} - f_{sum, \gamma, \Delta_1, crc} = f_{sum, \gamma} - \frac{f_{sum, \gamma}}{k_{\gamma, sum}} = f_{sum, \gamma} \left(1 - \frac{1}{k_{\gamma, sum}} \right). \quad (14)$$

Запишем функцию деформаций при возникновении второй трещины (появляется и второй скачок):

$$f_{sum,\gamma,\Delta_2,tr} = f_{sum,\gamma,\Delta_1,crc} - f_{\Delta\gamma} = \frac{f_{sum,\gamma}}{k_{\gamma,sum}} - f_{sum,\gamma} + \frac{f_{sum,\gamma}}{k_{\gamma,sum}} = f_{sum,\gamma} \left(\frac{2}{k_{\gamma,sum}} - 1 \right). \quad (15)$$

В железобетоне при изгибе с кручением, важно иметь коэффициенты φ_{ij} и $\nu(\lambda)$ для проецирования от главных “напряжений – деформаций” через нормальные и касательные диаграммы, при этом нормальные и касательные напряжения можно получить через их

деформации и диаграммы. Тогда получим изгибающие и крутящие моменты (определенные и неопределенные), а также их интегралы и функционалы.

Имеем области упругие, пластические и трещины (боковые, нормальные, в конце x_B и др.) между сжатым бетоном с растяжением средней арматуры с коэффициентом ψ_s (без растяжения бетона). Теперь для продольной и поперечной арматуры (с растяжением средней арматуры с коэффициентом ψ_{sw}) получим контуры – потоки включаются в изгибающие и крутящие моменты, а также ширину раскрытия трещин и расстояния между трещинами или разрушение железобетонных конструкций.

Тогда для диаграмм сжатого бетона для напряжений (деформаций) (рисунок 4) проецирования деформаций и напряжений получим коэффициенты φ_{ij} и $v(\lambda)$ из их точек С, В, А, D (для прочности и трещиностойкости).

Теперь в точке С диаграммы имеем коэффициенты φ_{ij} для **деформаций**:

$$\varphi_{\varepsilon_{x,u}} = \frac{\varepsilon_{x,u}}{\varepsilon_{1,u}} = \frac{\varepsilon_{x_1,u} \cdot \cos^2 \alpha + \varepsilon_{z_1,u} \sin^2 \alpha + \frac{1}{2} \gamma_{z_1 x_1, u} \sin 2\alpha}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}} = \frac{\frac{1}{2} \varepsilon_{x_1,u} + \frac{1}{2} \varepsilon_{z_1,u} + \frac{1}{2} \gamma_{z_1 x_1, u}}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}}. \quad (16)$$

α (для 45° или др.) – угол между поперечным сечением и наклонным сечением к.

$$\varphi_{\gamma_{zx,u}} = \frac{\gamma_{zx,u}}{\varepsilon_{1,u}} = \frac{(\varepsilon_{x_1,u} - \varepsilon_{z_1,u}) \cdot \sin 2\alpha + \gamma_{z_1 x_1, u} \cos 2\alpha}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}} = \frac{\varepsilon_{x_1,u} - \varepsilon_{z_1,u}}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}} \leq \frac{\tau_{pl} \left(\frac{c}{h_0} \right) \cdot 2(1 + \mu_{b,u}(\lambda))}{E_{b,u}(\lambda) \cdot (1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u})}. \quad (17)$$

Параметры $\varepsilon_{x_1,u}$ и $\gamma_{z_1 x_1, u}$ см. формулы (4) и (10), ограничения:

$$\varphi_{\gamma_{zx,Q,u}} = \frac{\gamma_{zx,Q,u}}{\varepsilon_{1,u}} = \frac{(\tau_{zx,u} - \tau_{zx,Mt,u}) \cdot 2(1 + \mu_{b,u}(\lambda))}{E_{b,u}(\lambda) \cdot (1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u})}. \quad (18)$$

$$\text{Здесь } E_{b,u}(\lambda) = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} = \frac{R_b}{0.0035}; \quad \mu_{b,u}(\lambda) = 0.357.$$

Теперь для коэффициента $\varphi_{\gamma_{yx,u}}$ получим:

$$\varphi_{\gamma_{yx,u}} = \frac{\gamma_{yx,u}}{\varepsilon_{1,u}} = \frac{k_{*,u} \cdot k_{**} \cdot \gamma_{zx,Mt,el}}{1,567 \cdot \varepsilon_{i,u} + \varepsilon_{3,u}}. \quad (19)$$

Здесь **четвертый переход**, – через деформации γ_{zx} или деформации γ_{yx} для параметра k_{**} ; параметр $\gamma_{zx,Mt,el}$ (см. аналог деформации ε_x т.е. в точке А, – $k_{*,u} = \frac{M_{t,u}}{M_{t,crc}}$).

Проецированием коэффициентов φ_{ij} и $v(\lambda)$ из точек С, В, А, D их диаграмм (рисунок 4) получим напряжения (деформации):

$$\varphi_{\sigma_{x,j}} = \frac{\sigma_{x,j}}{\sigma_{1,j}} = \frac{\sigma_{x_1,j} \cos^2 \alpha + \sigma_{z_1,j} \sin^2 \alpha + \tau_{z_1 x_1, j} \sin 2\alpha}{1,149 R_b}. \quad (20)$$

Здесь $j = \text{С, В, А, D}$; $\sigma_x = \varepsilon_x \cdot E_b(\lambda) = \varepsilon_x \cdot v_b(\lambda) \cdot E_b$; $E_{b,j}(\lambda) = \frac{\sigma_{b,j}}{\varepsilon_{b,j}}$; для точки С, –

$$E_{b,u}(\lambda) = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} = \frac{R_b}{0.0035}, \quad \mu_{b,u}(\lambda) = 0.357, \quad k_{*,u} = \frac{M_{bend,u}}{M_{bend,crc}}; \quad \text{для точки В, – } E_{bR}(\lambda) = \frac{\sigma_{i,bR}}{\varepsilon_{i,bR}} = \frac{R_b}{0.0020},$$

$$\mu_{bR}(\lambda) = 0.251; \quad \text{для точки А, – } E_{b,el} = \frac{\sigma_{i,el}}{\varepsilon_{i,el}} = \frac{R_b}{0.0015}, \quad \mu_{b,el} = 0.167; \quad \text{для точки } F_k \text{ (второй группы, –}$$

участок AC (например, точка F) из диаграммы « $\sigma_x - \varepsilon_x$ » см. рисунок 4 и коэффициент φ_{ij}), –

$$\operatorname{tg} \alpha_{F_k} = \frac{\sigma_{x,u}}{\varepsilon_{x,F_k}} = E_{b,F_k}(\lambda) = E_b v_{b,F_k}(\lambda), v_{b,F_k}(\lambda) = \frac{\sigma_{x,u}}{\varepsilon_{x,F_k} \cdot E_b}.$$

Аналогично напряженно-деформированному состоянию находим коэффициент φ_{ij} и $v(\lambda)$ для II группы (участок AC для диаграмме « $\sigma_x - \varepsilon_x$ » см. рисунок 4) для любой точки F_k получим, – $\varepsilon_x, \varepsilon_{x1}, \varepsilon_z, \varepsilon_{z1}, \gamma_{sum}, \gamma_{sum,\alpha}$ и др., а также v_{ij} (любой j – той) и коэффициент $v_{F_k,i}(\lambda)$.

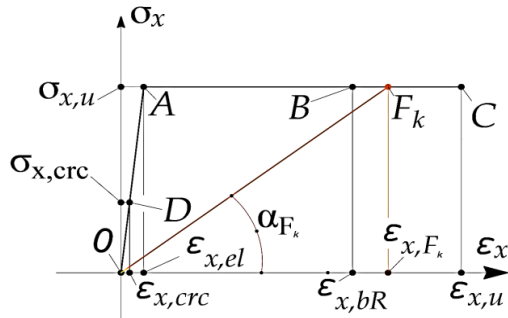


Рисунок 4 – Диаграмма « $\sigma_x - \varepsilon_x$ » с точками F_k , иллюстрирующая нахождение коэффициентов $v_{b,F_k}(\lambda)$. моменте M_{bend} .

При расчете первой группы (по предложенной модели, для критерия прочности по предельным деформациям) находят продольные деформации, пропорционально переходя от сечения k-k до сечения I-I.

При расчете второй группе они могут быть найдены путем осуществления пропорционального перехода от сечения I-I до сечения k-k, – при известных R_{sup} и

Теперь получим нормальные и касательные напряжения (рисунок 2, б и рисунок 4):

$$\sigma_x = \varepsilon_x \cdot E_b(\lambda) = \varepsilon_x \cdot v_b(\lambda) \cdot E_b. \quad (21)$$

Умножим функционал для определения составляющих $\gamma_{t,zx}$ и $\gamma_{t,yx}$ относительных деформаций сдвига при кручении на модуль сдвига $G(\lambda)$:

$$\tau_{t,zx} = \gamma_{t,zx} \cdot G(\lambda) = \gamma_{t,zx} \cdot G_b \cdot v_b(\lambda); \quad (22)$$

$$\tau_{t,yx} = \gamma_{t,yx} \cdot G(\lambda) = \gamma_{t,yx} \cdot G_b \cdot v_b(\lambda). \quad (23)$$

При использовании функционала для определения составляющих касательных напряжений $\tau_{t,yx}$ и $\tau_{t,zx}$ необходимо учитывать $z^2 \rightarrow (\pm z)$; $y \rightarrow (\pm y)$ – функционал со знаком «+» в квадрантах I, III, со знаком «-» в квадрантах II, IV.

Важно учитывать, что если крутящий момент имеет постоянную величину ($M_t = const$), то $\tau_{zx,u,Mt} = \tau_{zy,u,Mt}$, а если крутящий момент переменный ($M_t \neq const$), то $\tau_{zx,u,Mt} \approx \tau_{zy,u,Mt,m}$. $\tau_{zy,u,Mt}$ – функция, переменная на участке стержня или не переменная, а скачок на эпюре крутящего момента m_j .

Таким образом, вместо переменной функции возможно сделать три-четыре скачка кручения m_j , зная каждый m_j . Суммарное касательное напряжение при кручении $\tau_{t,sum}$ может быть найдено из выражения (24). Подставив соответствующие значения **предложенного нового функционала 2**, после алгебраических преобразований получим:

$$\tau_{t,sum} = \gamma_{t,sum} \cdot G. \quad (24)$$

Здесь $\tau_{t,sum}$ – результирующее касательное напряжение ($\tau_{t,sum} \leq \tau_{pl,Mt}$ – пластическое касательное напряжение кручения).

Теперь имеем упругие и пластические эпюры нормальных и касательных напряжений (рисунок 2,б и рисунок 5) в поперечном сечении для сжатого бетона x_k и в конце верхней пространственной трещины x_B в сечениях 1-1, 2i-2i, 3-3.

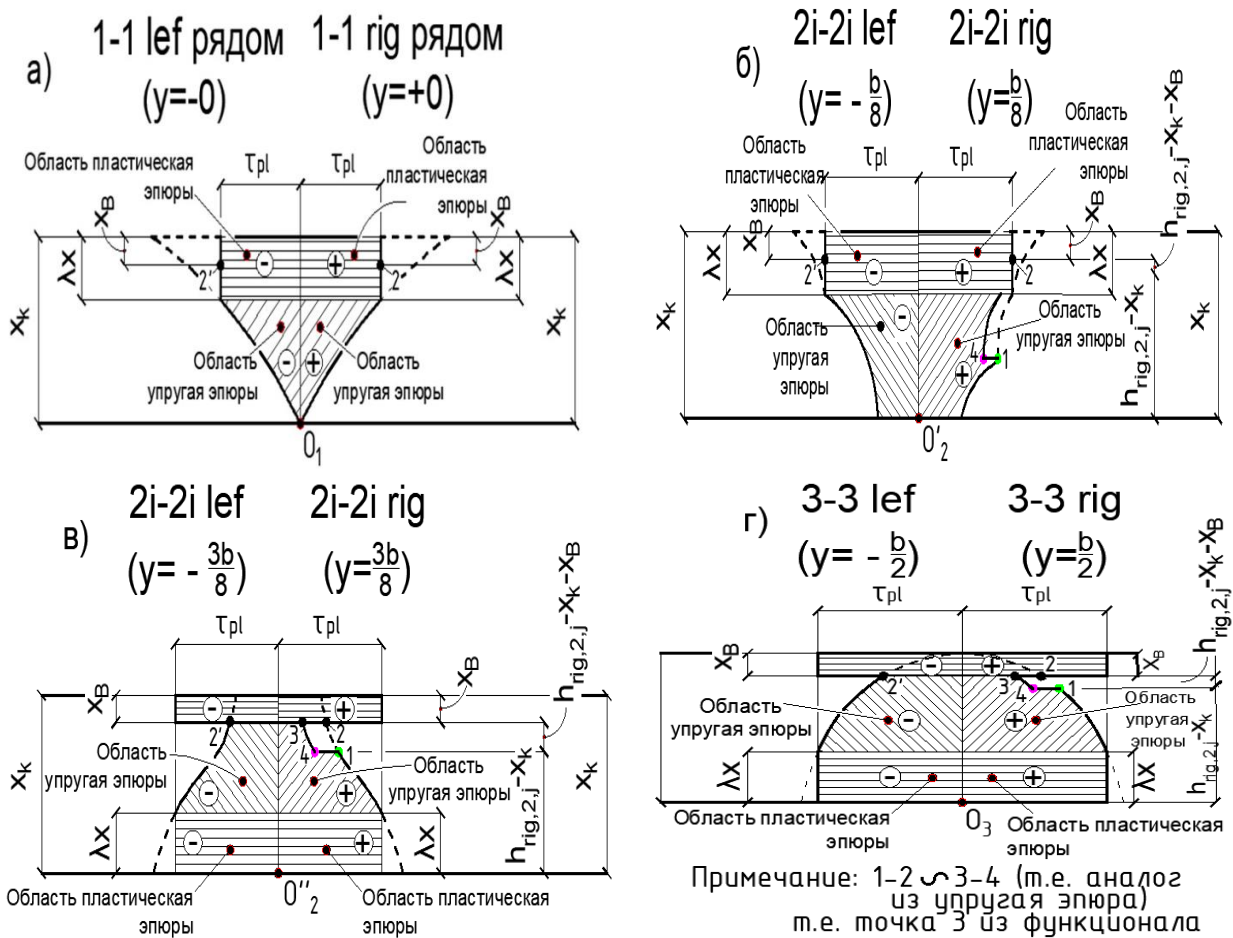


Рисунок 5 – Упругие и пластические эпюры касательных напряжений для сжатого бетона x_k и конца верхней пространственной трещины x_B в сечениях 1-1, 2i-2i, 3-3, ω_{pl} пластическая эпюра области и ω_{el} упругая эпюра области.

Проинтегрировав функцию $f_{sum,\Delta-d}$ (4) **вычитания** треугольника (т.е. гипотеза Бернулли) по объему (по осям x, y, z), получим **неопределённый изгибающий момент**. После алгебраических преобразований получим **третий функционал**. Проведем несколько раз интегрирование по частям:

$$f_{\varepsilon, \text{int,vol}}(x, y, z) = \iiint f_{sum,\Delta-d} dx dy dz = \iiint \varepsilon_{x,sum} dx dy dz =$$

$$= f_{\varepsilon, \text{int,vol}}^*(x, y, z, B_1, B_2, z_k, B_4, h, b, D_1, D_2, D_3, \frac{x}{l}, \lambda_{***}) \quad (25)$$

Здесь x, y, z, h, b – геометрические параметры; $\frac{x}{l}, \lambda_{***}, z_k$ – const; $B_1, B_2, B_4, D_1, D_2, D_3$ – параметры в формуле (4).

После из третьего функционала (25), получим, **определенный изгибающий момент после образования трещин** (II-III стадий):

$$M_{bend,def,*} = f_{\varepsilon,def,int,vol}^{II}(x, y, z) = \left[\left[f_{sum,\Delta-d} - f_{sum,\Delta_1,\Delta-d,crc} \right]_0^{x-x_B} \right]_{-0.5b}^{0.5b} \Bigg|_0^{a-\zeta \cdot c} + \left[\left[f_{sum,\Delta-d} - f_{sum,\Delta_1,\Delta-d,crc} \right]_{x-x_B}^x \right]_{-0.5b}^{0.5b} \Bigg|_0^{a-\zeta \cdot c} \cdot (26)$$

Суммирование изгибающих M_{bend} выполнено для всех i -ых квадратов расположенных (ω_i – наполнения эпюра линейных деформаций, $\omega_i \approx 1$; $z_{b,i}$ или $z_{s,i}$ – плечи для всех i -ых квадратов до нейтральной оси; $A_{b,i}$ или $A_{s,i}$ – площади для i -ых квадратов) в сжатой зоне поперечных сечений, $M_c = \sum_{i=1}^m M_i$. В свою очередь, изгибающий момент, воспринимаемый сжатым бетоном – ($\varepsilon_{b,x,i} \cdot v_{b,i} \cdot E_b \cdot A_{b,i} \cdot z_{b,i} = M_{bend,b,i}$) или растянутой арматурой через коэффициент ψ_s , – ($\varepsilon_{s,x,i} \cdot \psi_s \cdot v_{s,i} \cdot E_s \cdot A_{s,i} \cdot z_{s,i} = M_{bend,s,i}$).

Теперь крутящий момент, **определенный четвертый функционал** может быть представлен как функция $f_{5,*}(y, z)$ (2):

$$M_t = \chi \cdot f_{5,\iint} = \frac{8 \cdot G(\lambda) \cdot \varphi_A \cdot b^2}{\pi^3} \cdot 2 \int_{-0,5b}^{0,5b} \int_{-0,5h}^{0,5h} f_{5,*}(y, z) dy dz = \chi \cdot 0.628 \cdot bh. \quad (27)$$

Здесь φ_A – угол для поперечного сечения в краевых фибрах сжатого бетона или растянутой арматуры; $f_{5,*}(y, z)$ – наш **первый функционал**, см. формулу (2);

$$\chi = \frac{8 \cdot G(\lambda) \cdot \varphi_A \cdot b^2}{\pi^3} = \frac{M_t}{0.628 \cdot bh}; \quad f_{5,\iint} = 2 \int_{-0,5b}^{0,5b} \int_{-0,5h}^{0,5h} f_{5,*}(y, z) dy dz = 0.628 \cdot bh.$$

После алгебраического преобразования имеем **первую группу** – прочность, – $M_{t,u}$ известная величина через критерий $\gamma_{sum,u}$ (диаграммы «угловые деформации – касательные напряжения»), а также **вторую группу** – M_t известная величина от внешней силы.

Теперь из кинематики для максимальных волокон поперечного сечения находим угол φ_A (для поперечных сечений 1-6) в краевых фибрах бетона.

Крутящий **неопределенный** момент $M_{t,i}(z, y)$ может быть представлен как функция от угла закручивания $\varphi_{A,i}(z, y)$:

$$\begin{aligned} M_{t,i}(z, y) &= \chi_2 \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot f_{5,*,\iint}(z, y) = \frac{8 \cdot G(\lambda) \cdot b^2}{\pi^3} \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot 2 \int_0^y \int_0^z f_{5,*} dy dz = \\ &= \chi_2 \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot 2 \int_0^y \int_0^z f_{5,*} dy dz = \chi_2 \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot f_{5,*,\iint}(z, y). \end{aligned} \quad (28)$$

Здесь $\chi_2 = \frac{8 \cdot G(\lambda) \cdot b^2}{\pi^3}$; $f_{5,*}(z, y)$ – наш функционал, см. формулу (2).

Тогда после интегрирования получим неопределенный **функционал 4**:

$$\begin{aligned} f_{5,*,\iint}(z, y) &= 2 \int_0^y \int_0^z f_{5,*} dy dz = 2 \int_0^y \int_0^z [A(y) \cdot z^2 + B(y) \cdot z + C(y)] dy dz = \\ &= A_{\iint} \cdot \frac{2}{3} z^3 + B_{\iint} \cdot z^2 + C_{\iint} \cdot 2z. \end{aligned} \quad (29)$$

Здесь функции A_{\iint} , B_{\iint} , C_{\iint} принимают вид:

$$A_{\int\int} = \int_0^y A_{ij} dy = \int_0^y \left[-\frac{3(47b^2 - 200y^2)}{25b^2h^2} \right] dy = -\frac{141y}{25h^2} + \frac{8y^3}{b^2h^2}; \quad (30)$$

$$B_{\int\int} = \int_0^y B_{ij} dy = \int_0^y \left[\frac{487b^2 - 2280y^2}{500b^2h} \right] dy = \frac{487y}{500h} - \frac{760y^3}{500b^2h}; \quad (31)$$

$$C_{\int\int} = \int_0^y C_{ij} dy = \int_0^y \left[0.923 - \frac{458y^2}{125b^2} \right] dy = \frac{923y}{1000} - \frac{458y^3}{375b^2}; \quad (32)$$

Теперь из **функционала 4**, формула (29) получим неопределенный $M_{t,i}$:

$$M_{t,i} = \frac{8 \cdot G(\lambda) \cdot b^2}{\pi^3} \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot \left(A_{\int\int} \cdot \frac{2}{3} z^3 + B_{\int\int} \cdot z^2 + C_{\int\int} \cdot 2z \right). \quad (33)$$

Отсюда можно выразить угол закручивания $\varphi_{A,i}$ для каждой точки A_i поперечного сечения:

$$\varphi_{A,i}(z, y) = \frac{M_{t,i}(z, y) \cdot \pi^3}{8 \cdot G(\lambda) \cdot b^2 \cdot f_{5, **, \int\int}(z, y)} = \frac{M_{t,i}(z, y) \cdot \pi^3}{8 \cdot G(\lambda) \cdot b^2 \cdot \left(A_{\int\int} \cdot \frac{2}{3} z^3 + B_{\int\int} \cdot z^2 + C_{\int\int} \cdot 2z \right)}. \quad (34)$$

Здесь $M_{t,i}(z, y) = \gamma_{t,sum} \cdot \omega_{\gamma_{t,sum}} \cdot z_{b,i} \cdot A_{b,i}$ (или $M_{t,s,i}(z, y) = \gamma_{t,s,sum} \cdot \omega_{\gamma_{t,s,sum}} \cdot z_{s,i} \cdot A_{s,i}$) и параметры $\omega_{\gamma_{t,sum}}, z_{b,i}, z_{s,i}, A_{b,i}, A_{s,i}$.

Суммирование крутящих $M_{t,i}$ выполнено для всех i -ых квадратов, расположенных (ω_i – наполнения эпюра угловых деформаций, $\omega_{\gamma_{t,sum}} \approx 1$; $z_{b,i}$ или $z_{s,i}$ – плечи для всех i -ых квадратов до нейтральной оси; $A_{b,i}$ или $A_{s,i}$ – площади для i -ых квадратов) в сжатой зоне поперечных сечений, $M_{t,c} = \sum_{i=1}^m M_{t,i}$. В свою очередь, крутящий момент, воспринимаемый сжатым бетоном, – ($\gamma_{b,x,i} \cdot v_{b,i} \cdot G_b \cdot A_{b,i} \cdot z_{b,i} = M_{t,b,i}$) или растянутой арматурой через коэффициент $\psi_{s,\gamma}$, – ($\gamma_{s,x,i} \cdot \psi_{s,\gamma} \cdot v_{s,i} \cdot G_s \cdot A_{s,i} \cdot z_{s,i} = M_{t,s,i}$).

В итоге получим:

$$\varphi_{A,i}(z, y) = \frac{M_{t,i}(z, y) \cdot \pi^3}{8 \cdot G(\lambda) \cdot b^2 \cdot \left[\left(-\frac{141y}{25h^2} + \frac{8y^3}{b^2h^2} \right) \cdot \frac{2}{3} z^3 + \left(\frac{487y}{500h} - \frac{760y^3}{500b^2h} \right) \cdot z^2 + \left(\frac{923y}{1000} - \frac{458y^3}{375b^2} \right) \cdot 2z \right]} \quad (35)$$

Результаты исследования и их анализ

Были определены изгибающие (или крутящие) определённый и неопределенный моменты для деформации (линейные и сдвиги) или напряжений (нормальные и касательные), а также наполнения эпюры деформации $\omega_\varepsilon, \omega_{\gamma_{t,sum}}$ и напряжения $\omega_\sigma, \omega_{\sigma,sum}$.

Для блока, отсекаемого пространственной трещиной, а также внешних моментов (например $M_{1-1} = R_{sup} \cdot a_1$ и $M_{3-3} = R_{sup} \cdot a_3$, т.е. $R_{sup} \cdot x$) и внутренних моментов (из графика эпюры) получим поперечные сечения 1-6 через пространственную трещину.

При этом в сжатом бетоне происходит наполнение эпюры в виде функции или интеграла от нижних и верхних пределов, т.е. неопределенного изгибающего момента $M_{bend,x}$, а также определенного момента $M_{bend,def,x}$:

$$M_{bend,x} = v_b(\lambda) \cdot E_b \cdot A_{b,c}(z) \cdot z_{b,\varepsilon}(z) \cdot \iiint f_{sum,\Delta-d} dx dy dz = v_b(\lambda) \cdot E_b \cdot A_{b,c}(z) \cdot z_{b,\varepsilon}(z) \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, vol}(x, y, z) = \\ = \chi_{bend} \cdot I_*(x, y, z) = \varepsilon_{b,x,u} \cdot E_b(\lambda) \cdot \omega_\varepsilon(x, y, z) \cdot A_{b,c}(z) \cdot z_{b,\varepsilon}(z) = \sigma_{b,x,u} \cdot \omega_\sigma(x, y, z) \cdot A_{b,c}(z) \cdot z_{b,\sigma}(z). \quad (36)$$

или

$$M_{bend,def} = v_b(\lambda) \cdot E_b \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,\varepsilon} \cdot \int_0^{a_j} \int_{-0.5b}^{0.5b} \int_{-0.5h}^{0.5h} f_{sum,\square-d} dx dy dz = v_b(\lambda) \cdot E_b \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,\varepsilon} \cdot \left[\left[f_{\varepsilon, \text{int}, vol}(x, y, z) \right]_0^{a_j} \right]_{-0.5b}^{0.5b} \Bigg|_{-0.5h}^{0.5h} = \\ = \chi_{bend,c} \cdot I_* = \varepsilon_{b,x,u} \cdot v_b(\lambda) \cdot E_b \cdot \omega_{\varepsilon, def} \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,\varepsilon} = \sigma_{b,x,u} \cdot \omega_{\sigma, def} \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,\sigma}. \quad (37)$$

Здесь a_1 и a_3 – расстояния от опоры R_{sup} до поперечного сечения 1-1 и 3-3; $f_{sum,\square-d}$ – см. формулу (4), по объему (по осям x, y, z); $\chi_{bend} = E(\lambda) \cdot \frac{1}{\rho_A} = E(\lambda) \cdot \frac{\varepsilon_{x, \max}}{z_c}$; $\frac{1}{\rho_A}$ – кривизна;

$$I_*(x, y, z) = A_c \cdot z_{b,\varepsilon,i} \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, vol}(x, y, z) \cdot \rho_A = A_c \cdot z_{b,\varepsilon,i} \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, vol}(x, y, z) \cdot \frac{z_c}{\varepsilon_{x, \max}};$$

$v_b(\lambda)$ – упругопластический коэффициент; $\sigma_{b,x}$ – напряжение; $\omega_\sigma(x, y, z)$ (или $\omega_\sigma(x, y, z)$) – наполнение эпюры деформаций (или напряжений); $A_{b,c}(z)$ – площадь сжатого бетона; $z_{b,\varepsilon}(z)$ (или $z_{b,\sigma}(z)$) – плечо для деформации (или напряжения) от точки A_i до нейтральной оси; $\varepsilon_{b,x,u}$ – линейные деформации; $E_b(\lambda)$ – секущий модуль; $\omega_\varepsilon(x, y, z)$ (или $\omega_\sigma(x, y, z)$) – наполнение эпюры деформаций (или напряжений); $z_{b,\varepsilon}(z)$ (или $z_{b,\sigma}(z)$) – плечо для деформаций (или напряжений) от точки A_i до нейтральной оси; $\omega_{\varepsilon, def}$ (или $\omega_{\sigma, def}$) – наполнение эпюры деформаций (или напряжений), - число; A_b – площадь сжатого бетона; E_b – секущий модуль; $z_{b,\varepsilon}$ (или $z_{b,\sigma}$) – плечо деформаций (или напряжений) от точки центра эпюры A_c (число) до нейтральной оси; $I_* = A_c \cdot z_{b,\varepsilon,i} \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, vol} \cdot \rho_A$ (число);

$$\chi_{bend,c} = E(\lambda_c) \cdot \frac{1}{\rho_A} = E(\lambda_c) \cdot \frac{\varepsilon_{x, \max}}{z_c} \quad (\text{число}); \quad A_{b,c} \text{ – площадь сжатого бетона для } x = z_c \text{ (число);}$$

пределы интегрирования координаты z от $-0.5h$ до $0.5h$, координаты y от $-0.5b$ до $0.5b$ и координаты x от 0 (опора) до поперечных сечений 1-1 – 6-6.

Записан также изгибающий **неопределенный** момент $M_{i,bend}$ (и крутящий $M_{i,t}$) для **любого i -го малого квадрата** от любой точки сжатой области бетона для ее плеч до нейтральной оси, т.е. **их поле**, и **определенный момент**.

Для малого квадрата запишем **неопределенный изгибающий момент** $M_{bend,i}$, а также **определенный изгибающий момент** $M_{bend,def,i}$:

$$M_{bend,i} = v_{b,i}(\lambda) \cdot E_b \cdot A_{b,c,i}(z) \cdot z_{b,\varepsilon,i}(z) \cdot \iiint f_{sum,\Delta-d,i} dx dy dz = v_{b,i}(\lambda) \cdot E_b \cdot A_{b,c,i}(z) \cdot z_{b,\varepsilon,i}(z) \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, vol,i}(x, y, z) = \\ = \chi_{bend,i} \cdot I_{*,i}(x, y, z) = \varepsilon_{x,i}(x, y, z) \cdot v_{b,i}(\lambda) \cdot E_b \cdot \omega_{\varepsilon,i}(x, y, z) \cdot A_{b,c,i}(z) \cdot z_{b,\varepsilon,i}(z) = \sigma_{b,x,i} \cdot \omega_{\sigma,i}(x, y, z) \cdot A_{b,c,i}(z) \cdot z_{b,\sigma,i}(z), \quad (38)$$

или

$$M_{bend,def,i} = v_{b,i}(\lambda) \cdot E_b \cdot A_{b,c,i} \cdot z_{b,i} \cdot \int_{a_n}^{a_{n+1}} \int_{b_n}^{b_{n+1}} \int_{h_n}^{h_{n+1}} f_{sum,\square-d,i} dx dy dz = v_{b,i}(\lambda) \cdot E_b \cdot A_{b,c,i} \cdot z_{b,i} \cdot \left[\left[f_{\varepsilon, \text{int}, vol}(x, y, z) \right]_{a_n}^{a_{n+1}} \right]_{b_n}^{b_{n+1}} \Bigg|_{h_n}^{h_{n+1}} = \\ = \chi_{bend,c,i} \cdot I_{*,i} = \varepsilon_{x,i} \cdot v_{b,i}(\lambda) \cdot E_b \cdot \omega_{\varepsilon,i} \cdot A_{b,c,i} \cdot z_{b,\varepsilon,i} = \sigma_{b,x,u} \cdot \omega_{\sigma,i} \cdot A_{b,c,i} \cdot z_{b,\sigma,i}. \quad (39)$$

Здесь $v_{b,i}(\lambda)$ – i -й упругопластический коэффициент; $\chi_{bend,i} = E_i(\lambda) \cdot \frac{1}{\rho_{A,i}} = E_i(\lambda) \cdot \frac{\varepsilon_{x, \max,i}}{z_{c,i}}$;

$\frac{1}{\rho_A}$ – i -я кривизна; $I_{*,i}(x, y, z) = A_{b,c,i} \cdot z_{b,\varepsilon,i} \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, vol,i}(x, y, z) \cdot \rho_{A,i} = A_{b,c,i} \cdot z_{b,\varepsilon,i} \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, vol,i}(x, y, z) \cdot \frac{z_{c,i}}{\varepsilon_{x,i}}$;

функция $f_{sum,\Delta-d,i}$ – см. формулу (4), но в точке A_i , по объему (по осям x, y, z); $\omega_{\varepsilon,i}(x, y, z)$ или $\omega_{\sigma,i}(x, y, z)$ – наполнение эпюры деформаций (или напряжений) для малого квадрата; $z_{b,\sigma,i}(z)$ ($z_{b,\varepsilon,i}(z)$) – плечо для напряжения (деформации) от точки A_i до нейтральной оси поперечного сечения; $A_{b,c,i}(z)$ – площадь i -го квадрата;

$$I_{*,i} = A_{b,c,i} \cdot z_{b,\varepsilon,i} \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, \text{vol}, i} \cdot \rho_{A,i} = A_{b,c,i} \cdot z_{b,\varepsilon,i} \cdot f_{\varepsilon, \text{int}, \text{vol}, i} \frac{z_{c,i}}{\varepsilon_{x,i}} \quad (\text{число}); \quad \chi_{bend,c,i} = E_i(\lambda_c) \cdot \frac{1}{\rho_A} = E(\lambda_c) \cdot \frac{\varepsilon_{x,\max}}{z_c}$$

(число); функция $f_{sum,\Delta-d}$ – см. формулу (4) по объему (по осям x, y, z); $\omega_{\sigma,i}$ – наполнение эпюры напряжений для малого квадрата (число); $z_{b,\sigma,i}$ ($z_{b,\varepsilon,i}$) – плечо для напряжения (деформации) от точки A_i до нейтральной оси (число); $A_{b,c,i}$ – площадь i -го квадрата; пределы интегрирования координаты z от h_n до h_{n+1} , координаты y от b_n до b_{n+1} и координаты x от a_n до a_{n+1} .

Таким образом, сопротивление при изгибе с кручением имеет аналогичные неопределенные и определенные моменты из железобетонных конструкций.

Для блока, отсекаемого пространственной трещиной, а также внешних крутящих моментов (например, $M_{t,1-1} = P_1 \cdot l_1$ и $M_{t,3-3} = P_3 \cdot l_3$, или $R_{\text{sup}} \cdot x \cdot \eta$, где $\eta = \frac{M_t}{M_{\text{bend}}}$) и внутренних моментов (из графика эпюры) получим поперечные сечения 1-6 через пространственную трещину.

При этом в сжатом бетоне происходит наполнение эпюры в виде функции или интеграла от нижних и верхних пределов), т.е. неопределенного крутящего момента M_t , а также определенного момента $M_{t,def}$.

Запишем **неопределенный общий крутящий момент**:

$$M_t = \chi_2 \cdot \varphi_A(z, y) \cdot f_{5, **, \int\int} (z, y) = G(\lambda) \varphi_A \cdot \frac{I_{t,*}}{l} = \chi_{**}(z, y) \cdot I_{t,*}(z, y) = \gamma_{t,b,sum,u} \cdot v_b(\lambda) \cdot G_b \cdot \omega_\gamma(x, y, z) \cdot A_{b,c}(z) \cdot z_{b,\gamma}(z) = \tau_{t,b,sum,u} \cdot \omega_\tau(x, y, z) \cdot A_{b,c}(z) \cdot z_{b,\tau}(z). \quad (40)$$

Здесь l_1 и l_3 – плечи кручения до поперечного сечения 1-1 и 3-3; $R_{\text{sup}} \cdot x \cdot \eta$ – момент кручения от опоры R_{sup} и расстояние x (изгибающий момент M_{bend}), где параметр $\eta = \frac{M_t}{M_{\text{bend}}}$;

$f_{5, **, \int\int} (z, y)$ – см. формулу (29), по площади (по осям y, z); χ_2 – см. формулу (28);

$\varphi_{A,i}(z, y)$ – см. формулу (35); $I_t(y, z) = \frac{8 \cdot b^2}{\pi^3} \cdot f_{5, \int\int} (z, y) \cdot l$; $\chi_{**}(z, y) = G(\lambda) \cdot \varphi_A(z, y) \cdot \frac{1}{l^2}$; $v_b(\lambda)$ – упругопластический коэффициент; $\tau_{b,x}$ – касательное напряжение; $\gamma_{b,zx,u}$ – угловые деформации; G_b – модуль сдвига; $\omega_\gamma(y, z)$ (или $\omega_\tau(y, z)$) – наполнение эпюры угловых деформаций (касательных напряжений); $A_{b,c}(z)$ – площадь сжатого бетона; $z_{b,\gamma}(z)$ (или $z_{b,\tau}(z)$) – плечо угловых деформаций (касательных напряжений) от точки A_i до нейтральной оси.

Определённый общий крутящий момент (27) для деформации сдвига или касательных напряжений сжатого бетона, получим через $\omega_{\gamma,def}$:

$$M_{t,def} = \chi \cdot f_{5, \int\int} = \frac{8 \cdot G(\lambda) \cdot \varphi_A \cdot b^2}{\pi^3} \cdot 2 \int_{-0.5b}^{0.5b} \int_{-0.5h}^{0.5h} f_{5,*}(y, z) \, dydz = \chi_{**} \cdot I_{t,*} =$$

$$= \gamma_{t,b,sum,i} \cdot v_b(\lambda) \cdot G_b \cdot \omega_{\gamma,def} \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,\gamma} = \tau_{t,b,sum} \cdot \omega_{\tau,def} \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,\tau} \quad (41)$$

Здесь $I_t = \frac{8 \cdot b^2}{\pi^3} \cdot f_{5,\square} \cdot l$; $Q_{**} = G(\lambda) \cdot \varphi_A(z, y) \cdot \frac{1}{l^2}$; $\omega_{\gamma,def}$ (или $\omega_{\tau,def}$) – наполнения эпюры угловых деформаций (касательных напряжений) через диаграммы « $\tau - \gamma$ »; $A_{b,c}$ – площадь сжатого бетона (число); $z_{b,\gamma}$ (или $z_{b,\tau}$) – плечо угловых деформаций (касательных напряжений) от точки центра эпюры A_c до нейтральной оси (число).

Для **малого квадрата** запишем **неопределенный крутящий момент** $M_{t,i}(z, y)$, а также **определенный крутящий момент** $M_{t,def,i}$:

$$M_{t,i}(z, y) = Q_2 \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot f_{5,\square} \cdot l(z, y) = Q_{*,i}(z, y) \cdot I_{t*,i}(z, y) = \gamma_{t,sum,i} \cdot v_{b,i} \cdot G_{b,i} \cdot \omega_{\gamma,i}(y, z) \cdot z_{b,\gamma,i}(z) \cdot A_{b,i}(z) = \tau_{t,sum,i} \cdot \omega_{\tau,i}(y, z) \cdot z_{b,\tau,i}(z) \cdot A_{b,i}(z) \quad (42)$$

или

$$M_{t,def,i} = Q_2 \cdot \varphi_{A,i} \cdot f_{5,\square} \cdot l = Q_{*,i} \cdot I_{t*,i} = \gamma_{t,sum,i} \cdot v_{b,i} \cdot G_{b,i} \cdot \omega_{\gamma,def,i} \cdot z_{b,\gamma,i} \cdot A_{b,i} = \tau_{t,sum,i} \cdot \omega_{\tau,def,i} \cdot z_{b,\tau,i} \cdot A_{b,i} = (\gamma_{t,b,sum,i} \cdot \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) \cdot (z_c - 0,5 \cdot \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) \cdot b + 0,5 \cdot \gamma_{t,b,sum} \cdot (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) \cdot \frac{2}{3} (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) \cdot b \quad (43)$$

Здесь $G_{b,i}$ – модуль сдвига для малого квадрата; $v_{b,i}$ – упругопластический коэффициент для любого квадрата; $\omega_{\gamma,i}(y, z)$ (или $\omega_{\tau,i}(y, z)$) – наполнение эпюры угловых деформаций (касательных напряжений); $A_{b,c,i}(z)$ – площадь i -го квадрата; $\omega_{\gamma,def,i}$ (или $\omega_{\tau,def,i}$) – наполнение эпюры угловых деформаций (или касательных напряжений) для малого квадрата (число); $z_{b,\gamma,i}(z)$ (или $z_{b,\tau,i}(z)$) – плечо для угловых деформаций (касательных напряжений) от точки A_i до нейтральной оси поперечного сечения.

Теперь для соответствующих формул для **неопределенного момента изгиба** получим **коэффициент общего наполнения эпюры** $\omega_\varepsilon(x, y, z)$ и **общее плечо** z_b от точки центр A_c до нейтральной оси:

$$\omega_\varepsilon(x, y, z) = \frac{\iiint f_{sum,\Delta-d} dx dy dz}{\varepsilon_{b,x} \cdot A_{b,c}}, \quad (44)$$

и

$$z_b = z_c - \frac{S_{b,c}}{A_{b,c}} \quad (45)$$

Здесь z_c – обозначим область сжатого бетона по вертикали; $S_{b,c}$ – статический момент сжатого бетона из поперечного сечения.

При этом **коэффициент общего наполнения эпюры** $\omega_\varepsilon(x, y, z)$ от **определенного момента изгиба**, - то же в формуле (44), но в числителе получим формулу (26), а также в **общее плечо** z_b , - то же в формуле (45).

После для соответствующих формул для **определенного момента изгиба** для любых квадратов определим **коэффициент наполнения эпюры** $\omega_{\varepsilon,def,i}$ и плечо $z_{b,i}$ от точки A_i до нейтральной оси:

$$\omega_{\varepsilon,def,i} = \frac{\int_{a_n}^{a_{n+1}} \int_{b_n}^{b_{n+1}} \int_{h_n}^{h_{n+1}} f_{sum,\square-d} dx dy dz}{\varepsilon_{b,x,j} \cdot A_{b,c,j}} \quad (46)$$

и

$$z_{b,i} = z_c - \frac{\sum_{i=1}^i S_i}{\sum_{i=1}^i A_i} = z_c - \frac{\sum_{i=1}^i \left(\lambda_{*} \cdot z_c \cdot b \cdot (z_c - 0.5 \cdot \lambda_{*} \cdot z_c) + 0.5 \cdot (z_c - \lambda_{*} \cdot z_c) \cdot b \cdot \frac{2}{3} (z_c - \lambda_{*} \cdot z_c) \right)_i}{\sum_{i=1}^i (\lambda_{*} \cdot z_c \cdot b + 0.5 \cdot (z_c - \lambda_{*} \cdot z_c) \cdot b)_i}; \quad (47)$$

Здесь, A_i и S_i – i -тые площади и статические моменты для сжатого бетона; для любых квадратиков от a_n до a_{n+1} (аргумент x), от b_n до b_{n+1} (аргумент y), от h_n до h_{n+1} (аргумент z).

При этом **коэффициент наполнения эпюры** $\omega_{\varepsilon,i}(x, y, z)$ для **любых квадратиков** от **неопределенного момента изгиба**, – то же в формуле (46), но в числителе получим формулу (38), а также в i -го квадрата **плечо** $z_{b,i}$, – то же в формуле (47).

После получим **неопределенный коэффициент** наполнения эпюры касательных напряжений $\omega_{\tau,i}(y, z)$ (или $\omega_{\gamma,i}(y, z)$) – наполнения эпюры деформаций сдвига) для **любых квадратиков** – т.е. **их поле**, в результате некоторых алгебраических преобразований:

$$\omega_{\gamma,i} = \frac{C_2 \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot f_{5, **} \int \int (z, y)}{\gamma_{t,b,sum,u} \cdot v(\lambda) \cdot A_{b,c,i} \cdot z_{b,t,i}} = \frac{\sqrt{b^2(487h - 5640z) + 16y^2(-101h + 1320)^2 + 256y^2(229h^2 + 202hz - 1320z^2)}}{\gamma_{t,b,sum,u}} \cdot \frac{2\varphi_{A,i}}{125h^2\pi^3}. \quad (48)$$

При этом **коэффициент наполнения эпюры** $\omega_{\gamma,i}(x, y, z)$ для **любых квадратиков** от **определенного момента кручения**, – то же в формуле (48), но в числителе получим формулу (43), а также в i -го квадрата **плечо** $z_{b,t,i}$, – то же в формуле (47).

Также получим **общий определенный коэффициент наполнения эпюры** деформаций сдвига $\omega_{\gamma,def}$ (или $\omega_{\tau,def}$):

$$\omega_{\gamma,def} = \frac{2 \int_{-0.5b}^{0.5b} \int_{-0.5h}^{0.5h} f_{5,*}(y, z) dy dz}{\gamma_{t,b,sum,u} \cdot v_b(\lambda) \cdot G_b \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,t}} = \frac{\sum_{j=1}^j ((\gamma_{t,b,sum,i} \cdot \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) \cdot (z_c - 0.5 \cdot \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) \cdot b + 0.5 \cdot \gamma_{t,b,sum,i} \cdot (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) \cdot \frac{2}{3} (z_c - \lambda_{*,\gamma} \cdot z_c) \cdot b)_j}{\sum_{j=1}^j (\gamma_{t,b,sum,u} \cdot v_b(\lambda) \cdot G_b \cdot A_{b,c} \cdot z_{b,t})_j}. \quad (49)$$

При этом **коэффициент общего наполнения эпюры** $\omega_{\gamma}(y, z)$ для **неопределенного момента кручения**, – то же в формуле (49), но в числителе получим формулу (40), а также в **общее плечо** z_b , – то же в формуле (45).

Теперь определим относительные средние деформации арматуры (рисунок 6) между пространственной трещиной $\varepsilon_{s,m,x}$, $\varepsilon_{s,m,x,lef}$, $\varepsilon_{s,m,x,rig}$, $\varepsilon_{s,m,x,i}$ и коэффициенты для сопротивления растянутого бетона между пространственными трещинами железобетонных конструкций при изгибе с кручением ψ_s , $\psi_{s,lef}$, $\psi_{s,rig}$ для левой или правой арматуры, а также любой k – ой арматуры $\psi_{s,k}$.

Проведена аппроксимация любых прямоугольных средних сечений в сжатой и растянутой зонах с помощью их малых квадратов (рисунок 6) для распределения изгибающих и крутящих моментов с трещинами боковыми, нормальными и др.

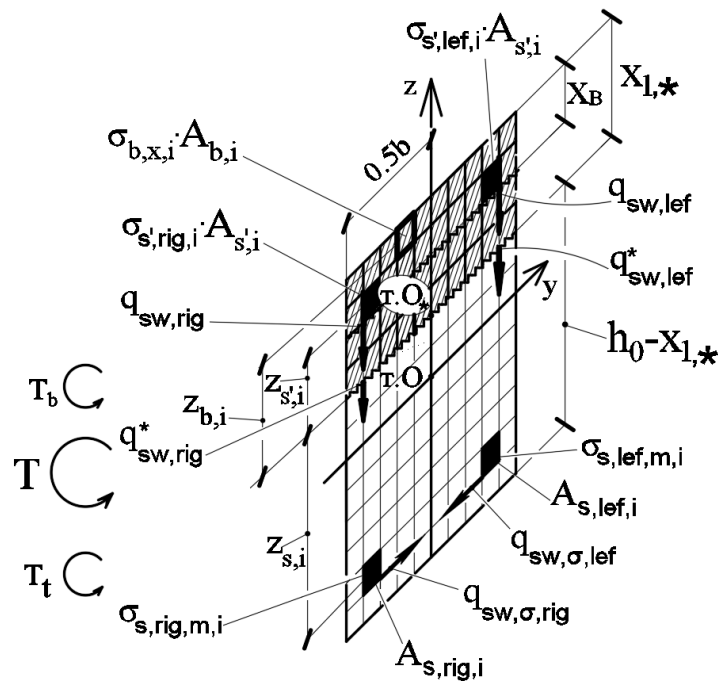


Рисунок 6 – Аппроксимация любых прямоугольных средних сечений в сжатом бетоне и растянутой рабочей арматуре с помощью их малых квадратов для распределения изгибающих и крутящих моментов с боковыми, нормальными трещинами.

Неопределенные **изгибающие моменты** с трещинами **из малых квадратов** в сжатой и растянутой зонах имеют вид:

$$M_{bend, sum} = v_b(\lambda) \cdot E_b \cdot A_b \cdot z_b \iiint f_{sum, \Delta-d} dx dy dz + \sum_{k=1}^{n,k} (\sigma_{s,m,i,k} \cdot A_{s,i,k} \cdot z_{s,i,k}) =$$

$$\sum_{i=1}^m (\sigma_{b,x,i} \cdot \omega_{\sigma,i} \cdot A_{b,c,i} \cdot z_{b,i}) + \sum_{i=1}^{n-m} (\sigma_{s,rig,m,i} \cdot A_{s,rig,i} \cdot z_{s,i} + \sigma_{s,lef,m,i} \cdot A_{s,lef,i} \cdot z_{s,i}) +$$

$$+ \sum_{i=1}^m (\sigma_{s',ring,m,i} \cdot A_{s',rig,i} \cdot z_{s',i} + \sigma_{s',lef,m,i} \cdot A_{s',lef,i} \cdot z_{s',i}) + \sum_{j=1}^j (q_{sw,rig}^* \cdot (a_j - c_j) \pm q_{sw,lef}^* \cdot (a_j - c_j)) \quad (50)$$

Здесь n – общее количество малых квадратов; m – количество квадратов сжатой области; $n-m$ – количество квадратов растянутой области продольной арматуры; k – свернутые уровни растяжения арматуры, сжатая арматура, хомуты с нормальными трещинами и хомуты с боковыми трещинами; j – поперечные сечения $j=1-6$; функция $f_{sum, \Delta-d}$ – см. формулу (4) по объему (по осям x, y, z); $\omega_{\sigma}(x, y, z)$ – неопределенный коэффициент наполнения для эпюры напряжений, или $\omega_{\epsilon}(x, y, z)$ – неопределенный коэффициент наполнения для эпюры деформаций.

Неопределенные **крутящие моменты** с трещинами **из малых квадратов** в сжатой и растянутой зонах имеют вид:

$$M_{t, sum} = \chi_2 \cdot \varphi_{A,i}(z, y) \cdot f_{5, **, \int \int} (z, y) + \sum_{k=1}^{n,k} (\sigma_{s,m,i,k} \cdot A_{s,i,k} \cdot z_{s,i,k}) = \sum_{i=1}^m (\gamma_{t,b,sum,u} \cdot v_b(\lambda) \cdot \omega_{\gamma,i} \cdot A_{b,c,i} \cdot z_{\eta,b,i}) +$$

$$+ \sum_{i=1}^{n-m} (\sigma_{s,rig,m,i} \cdot A_{s,rig,i} \cdot b_{s,i} + \sigma_{s,lef,m,i} \cdot A_{s,lef,i} \cdot b_{s,i}) + \sum_{i=1}^m (\sigma_{s',rig,m,i} \cdot A_{s',rig,i} \cdot b_{s',i} + \sigma_{s',lef,m,i} \cdot A_{s',lef,i} \cdot b_{s',i}) +$$

$$+ \sum_{j=1}^j (q_{sw,rig,i} \cdot (a_j - c_j) \cdot z_{\eta,i} \pm q_{sw,lef,i} \cdot (a_j - c_j) \cdot z_{\eta,i,*}) + \sum_{j=1}^j (q_{sw,\sigma,rig,i} \cdot (a_j - c_j) \cdot z_{\eta,\sigma,i} \pm q_{sw,\sigma,lef,i} \cdot (a_j - c_j) \cdot z_{\eta,\sigma,i,*}). \quad (51)$$

Здесь n – общее количество малых квадратов; m – количество квадратов сжатой области; $n-m$ – количество квадратов растянутой области продольной арматуры; k – свернутые уровни растяжения арматуры, сжатая арматура, хомуты с нормальными трещинами и хомуты с боковыми трещинами; j – поперечные сечения $j=1-6$; $f_{5, **, \text{ff}}(z, y)$ см. формулу (29); χ_2 см. формулу (28); $\varphi_{A,i}(z, y)$ см. формулу (35); $\omega_{\gamma,i}$ – неопределенный коэффициент наполнения эпюры деформаций сдвига (для любых квадратики) – т.е. их поле; $z_{\eta,b,i}, b_{s,i}, b_{s',i}, z_{\eta,\sigma,i}, z_{\eta,\sigma,i,*}$ – плечи от точки O^* (а также функция от точки b_k) растянутой и сжатой продольной арматуры, правые и левые хомуты, а также нижние хомуты.

Выводы

1. Найден простой **новый способ** (из семейств метод сеток) для разработки **функционалов** деформаций для аппроксимации прямоугольных любых средних сечений в сжатой и растянутой зонах с помощью их **специальных квадратов** (нескольких функций между точками, – большие или малые отрезки для требуемых погрешностей). При этом имеем моменты: **общий** или **малых квадратов**, **неопределенные** или **определенные** и **форму** из сопротивления (где изгиб и кручение). Разработаны четыре функционала: деформаций (линейных – первый функционал, угловых – второй функционал) и моментов (изгибающий – третий функционал, крутящий – четвертый функционал).

2. В железобетоне была предложена новая гипотеза линейных деформаций и ее наполнения эпюры при изгибе с кручением. Получен аналитический общий неопределенный второй функционал функция от трех функций, – экспонента, прямая линия и кривая парабола, а также их переходы, – операции между функциями для первого – четвертого квадрантов, где знаки плюс и минус приняты соответственно. Предложена суммированная функция от дополнительной деформации (вычитание функции от треугольника, $-f_{sum,\Delta-d}$), а также сжатый бетон в пластических и упругих областях между их параметрами.

3. В железобетоне предложена новая гипотеза угловых деформаций и ее наполнения эпюры при изгибе с кручением. Получен аналитический первый общий неопределенный функционал функция от двух функций, – кривые параболы, а также их переходы, – операции между функциями.

4. Записан изгибающий момент, определенный для любого малого квадрата или неопределенный для любой точки, а также проецирование коэффициентов φ_{ij} и $v(\lambda)$ из точек C, B, A, D их диаграмм сжатого бетона для напряжений (деформаций).

5. При этом получены коэффициенты наполнения эпюр $\omega_\varepsilon(x, y, z)$ ($\omega_\sigma(x, y, z)$) и $\omega_\gamma(y, z)$ ($\omega_\tau(y, z)$) и плечи до нейтральной оси (точка O^*) или до точки b_k или для пространственного тройного интеграла из продольных деформаций для первой гипотезы, а также третий и четвертый функционалы из моментов, – изгибающий $M_{bend}(x, y, z)$ и крутящий $M_t(y, z)$ (здесь появляются скачки, – трещины боковые, нормальные и др.) для стадии I-III средних деформаций продольных бетона и арматуры) и для ее плеч до нейтральной оси **любых квадратиков** – т.е. **их поле**.

6. Получен изгибающий $M_{bend,sum}$ и крутящий $M_{t,sum}$ (неопределенный и определенный – def) от сжатой области бетона и рабочей арматуры (свернутый их для уровней или их развернутый в алгебраические функции из синтеза ее расчетной модели железобетонных блоков). При этом определены новые функционалы (от первого до четвертого функционала), гипотезы (первая и вторая).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лессинг Н.Н. Определение несущей способности железобетонных элементов прямоугольного сечения, работающих на изгиб с кручением. В сб.: «Исследование прочности элементов железобетонных конструкций». Вып. 5. Стройиздат, 1959.
2. Лессинг Н.Н., Руллэ Л.К. Общие принципы расчета прочности железобетонных стержней на изгиб с кручением. В сб. НИИЖБ: Теория железобетона, посвященном 75-летию со дня рождения А.А. Гвоздева. М.: Стройиздат, 1972. С.43-49.
3. Залесов А.С., Хозяинов Б.П. Прочность железобетонных элементов при кручении и изгибе // Вкн.: Известия вузов, разд. Строительство и архитектура. Новосибирск. 1991. №1. С. 1-4.
4. Касаев Д.Х. Прочность бетонных и трещиностойкость железобетонных элементов прямоугольного сечения при кручении и изгибе с кручением // Бетон и железобетон в третьем тысячелетии. Ростов н/д. 2000. С. 164 – 171.
5. Арзамасцев С.А., Родевич В.В. К расчету железобетонных элементов на изгиб с кручением // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2015. № 9. С. 99-109.
6. IkerKalkan, SaruhanKartal. Torsional Rigidities of Reinforced Concrete Beams Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling. International Journal of Civil and Environmental Engineering. 2017. Vol. 11. No.7. Pp. 969-972.
7. Klein G., Lucier G., Rizkalla S., Zia P., Gleich H. Torsion simplified: a failure plane model for design of spandrel beams // ACI Concrete International Journal. February 2012. Pp.1-19.
8. Карпенко Н.И. К определению деформаций стержневых железобетонных коробчатых элементов с трещинами при кручении. Реферативный сб. ЦИНИСА: Межотраслевые вопросы строительства. «Отечественный опыт». 1970. №10.
9. Карпенко Н.И., Елагин Э.Г. Деформации железобетонных трубчатых элементов, подвергнутых кручению после образования трещин // Бетон и железобетон. 1970. №3. С.3-12.
10. Карпенко Н.И. К расчету деформаций железобетонных стержней с трещинами при изгибе с кручением. – В сб. НИИЖБ: Теория железобетона, посвященном 75-летию со дня рождения А.А. Гвоздева. М.: Стройиздат, 1972. С. 50-59.
11. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М.: Стройиздат, 1976. 208 с.
12. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 410 с.
13. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. № 6 (80). С. 32-43.
14. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Булкин С.А., Московцева В.С. Результаты экспериментальных исследований сложно-напряженных балок круглого поперечного сечения из высокопрочного фибробетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т.16. №4. С. 290-297.
15. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В. Основные результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочного бетона В100 круглого и кольцевого сечений при кручении с изгибом // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т.15. №1. С.51-61.
16. Демьянов А.И., Сальников А.С., Колчунов В.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом и анализ их результатов // Строительство и реконструкция. 2017. №4(72). С. 17-26.
17. Демьянов А.И., Колчунов В.И., Покусаев А.А. Экспериментальные исследования деформирования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. №6. С. 37-44.
18. Колчунов В.И., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Деформационные модели железобетона при особых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 8. С. 54-60.
19. Колчунов В.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. №8. С. 16-23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23.
20. Федоров В.С., Колчунов В.И., Покусаев А.А., Наумов Н.В. Расчетные модели деформирования железобетонных конструкций с пространственными трещинами // Научный журнал строительства и архитектуры. 2019. № 4 (56). С. 11-28.
21. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: Изд-во АСВ, 2004. 471 с.

22. Чистова Т.П. Экспериментальное исследование деформаций обычных железобетонных элементов коробчатого и сплошного прямоугольного сечения при чистом кручении. В сб. «Прочность и жесткость железобетонных конструкций» под редакцией С.А. Дмитриева и С.М. Крылова. М.: Стройиздат, 1971.
23. Велюжский Ю.В., Голышев А.Б., Колчунов Вл.И., Ключева Н.В., Лисицин Б.М., Машков И.Л., Яковенко И.А. Справочное пособие по строительной механике. В двух томах. Том II: Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2014. 432 с.
24. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1975. 576 с.

REFERENCES

1. Lessing N.N. Determination of the bearing capacity of reinforced concrete elements of rectangular cross-section, working in bending with torsion. In collection: "Investigation of the strength of elements of reinforced concrete structures". Vol. 5. Stroyizdat, 1959.
2. Lessig N.N., Rullay L.K. General principles for calculating the torsional flexural strength of reinforced concrete bars. On Sat. NIIZhB: Theory of reinforced concrete dedicated to the 75th anniversary of the birth of A.A. Gvozdev. M., Stroyizdat, 1972. S. 43-49.
3. Zalesov A.S., Khozyainov B.P. Strength of reinforced concrete elements in torsion and bending // Vkn.: Izvestiya vuzov, sec. Construction and architecture. Novosibirsk. 1991. No. 1. P.1-4.
4. Kasaev D.Kh. Strength of concrete and crack resistance of reinforced concrete elements of rectangular section under torsion and bending with torsion // Concrete and reinforced concrete in the third millennium. Rostov n / a. 2000. S. 164 - 171.
5. Arzamastsev S.A., Rodevich V.V. To the calculation of reinforced concrete elements for bending with torsion // Izvestiya vysshikh uchebnykh zavod. Construction. 2015. No. 9. Pp. 99-109.
6. IlkerKalkan, SaruhanKartal. Torsional Rigidities of Reinforced Concrete Beams Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling. International Journal of Civil and Environmental Engineering. 2017. Vol. 11. No.7. Pp. 969-972.
7. Klein G., Lucier G., Rizkalla S., Zia P., Gleich H. Torsion simplified: a failure plane model for design of spandrel beams // ACI Concrete International Journal. February 2012. Pp. 1-19.
8. Karpenko N.I. Determination of deformations of rod-shaped reinforced concrete box-shaped elements with torsional cracks. Abstract Sat. TsINISA: Cross-sectoral construction issues. "Domestic Experience". 1970. No. 10.
9. Karpenko N.I., Elagin E.G. Deformations of reinforced concrete tubular elements subjected to torsion after cracking // Concrete and reinforced concrete. 1970. No. 3. P.3-12.
10. Karpenko N.I. To the calculation of deformations of reinforced concrete rods with cracks in bending with torsion. - On Sat. NIIZhB: Theory of reinforced concrete dedicated to the 75th anniversary of the birth of A.A. Gvozdev. M.: Stroyizdat, 1972. S. 50-59.
11. Karpenko N.I. The theory of deformation of reinforced concrete with cracks, M., Stroyizdat, 1976. 208 p..
12. Karpenko N.I. General models of reinforced concrete mechanics. Moscow: Stroyizdat, 1996. 410 p.
13. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kaprielov S.S., Demyanov A.I., Konorev A.V. The results of experimental studies of structures of square and box sections made of high-strength concrete in torsion with bending // Construction and reconstruction. 2018. No. 6 (80). S. 32-43.
14. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kaprielov S.S., Demyanov A.I., Bulkin S.A., Moskovtseva V.S. Results of experimental studies of complexly stressed beams of a circular cross-section made of high-strength fiber-reinforced concrete // Structural mechanics of engineering structures and structures. 2020. T.16. No.4. S. 290-297.
15. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kaprielov S.S., Demyanov A.I., Konorev A.V. The main results of experimental studies of reinforced concrete structures made of high-strength concrete B100 of circular and circular sections in torsion with bending. Stroitel'naya mekhanika engineering structures and structures. 2019. T.15. No. 1. S.51-61.
16. Demyanov A.I., Salnikov A.S., Kolchunov V.I. Experimental studies of reinforced concrete structures under torsion with bending and analysis of their results // Construction and reconstruction. 2017. No. 4 (72). S. 17-26.
17. Demyanov A.I., Kolchunov V.I., Pokusaev A.A. Experimental studies of the deformation of reinforced concrete structures during torsion with bending. Structural mechanics of engineering structures and structures. 2017. No. 6. S. 37-44.
18. Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Deformation models of reinforced concrete under special influences // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2018. No. 8. P. 54-60.
19. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of resistance of building structures // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2020. No. 8. S. 16-23. DOI: 10.33622 / 0869-7019.2020.08.16-23.
20. Fedorov V.S., Kolchunov V.I., Pokusaev A.A., Naumov N.V. Design models of deformation of reinforced concrete structures with spatial cracks // Scientific journal of construction and architecture. 2019. No. 4 (56). S. 11-28.

21. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Design models of the power resistance of reinforced concrete. M.: Publishing house ABC, 2004. 471 p.
22. Chistova T.P. Experimental study of deformations of conventional reinforced concrete elements of box-shaped and solid rectangular sections in pure torsion. On Sat. "Strength and stiffness of reinforced concrete structures" edited by S.A. Dmitriev and S.M. Krylov. M.: Stroyizdat, 1971.
23. Velyuzhsky Yu.V., Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Lisitsin B.M., Mashkov I.L., Yakovenko I.A. A reference guide to structural mechanics. In two volumes. Volume II: Study Guide. M.: Publishing house ABC, 2014. 432 p.
24. Timoshenko S.P., Goodyer J. Theory of elasticity. M.: Nauka, 1975. 576 p.

Информация об авторах:

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
доктор технических наук, профессор кафедры уникальных зданий и сооружений.
E-mail: vlik52@mail.ru

Демьянов Алексей Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры уникальных зданий и сооружений.
E-mail: speccompany@gmail.com

Протченко Максим Владимирович

ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет», г. Брянск, Россия,
аспирант кафедры строительных конструкций.
E-mail: maxBROMmax@gmail.com

Information about authors:

Kolchunov Vladimir Iv.

South-Western State University, Kursk, Russia,
doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Unique Buildings and Structures.
E-mail: vlik52@mail.ru

Demyanov Alexey Iv.

South-Western State University, Kursk, Russia,
candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Unique Buildings and Structures.
E-mail: speccompany@gmail.com

Protchenko Maxim V.

Bryansk State Engineering and Technological University, Bryansk, Russia
post-graduate student of the department of building structures.
E-mail: maxBROMmax@gmail.com

И.Н. СЕРПИК¹, Р.О. ШКОЛЯРЕНКО¹¹ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет», г. Брянск, Россия

ВЛИЯНИЕ НАКЛОННЫХ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ В УЗЛАХ СОЕДИНЕНИЯ ДВУТАВРОВ НА ПЕРЕДАЧУ БИМОМЕНТОВ

Аннотация. Бессдвиговая теория В.З. Власова остается одним из наиболее обоснованных подходов к расчету тонкостенных стержней с учетом стесненного кручения. В то же время использование данной теории для анализа деформаций рамных конструкций еще требует проведения исследований с точки зрения условий передачи сил в узлах соединения стержней. Как отмечается в литературных источниках, на стыках тонкостенных стержней открытого профиля для некоторых конструктивных решений может существенно нарушаться баланс бимоментов. В настоящей статье рассматривается аспект данного явления для стальных двутавровых профилей, связанный с наличием наклонных ребер жесткости в стыковочных узлах. С помощью оболочечных конечноэлементных моделей показано влияние наклонных ребер на появление скачков по бимоментам при попарном соединении стержней. Выведена зависимость, обеспечивающая возможность учета в стержневых моделях жесткости наклонного ребра с точки зрения стеснения деформаций поперечных сечений. На основе численных экспериментов установлено, что введение таких жесткостей в стержневые конечноэлементные схемы рамных конструкций позволяет с достаточно высокой для инженерной практики точностью отразить условие взаимодействия стержней по передаче бимоментов.

Ключевые слова: тонкостенные стержни, теория кручения Власова, стальные рамы, двутавровые профили, наклонные ребра жесткости, бимоменты, конечноэлементный анализ

I.N. SERPIK¹, R.O. SHKOLYARENKO¹¹Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk, Russia

INFLUENCE OF INCLINED STIFFENERS IN I-BEAM CONNECTIONS ON BIMOMENT TRANSFERRING

Abstract. Shear-free theory of V.Z. Vlasov remains one of the most reasonable approaches to calculating thin-walled bars taking into account constrained torsion. At the same time, the use of this theory for the analysis of deformations of frame structures still requires research in terms of the conditions for transferring forces in bar connections. As noted in some scientific papers, the balance of bimoments can be significantly broken at the joints of thin-walled bars of an open profile in some designs. This paper deals with this phenomenon for steel I-beam profiles, associated with the presence of inclined stiffeners in joint units. Using shell finite element models, the influence of inclined stiffeners on the appearance of bimoment jumps at the pairwise connection of bars is shown. A dependence is derived that makes it possible to take into account the stiffness of the inclined edge in the bar models from the point of view of the restraint of cross-section warping. On the basis of numerical experiments, it was determined that the introduction of such stiffness into the bar finite element schemes of frame structures allows to reflect the condition of bars interaction in the transferring of bimoments with a sufficiently high accuracy for engineering practice.

Keywords: thin-walled beams, Vlasov torsion theory, steel frames, I-beams, inclined stiffness, bimoments, finite element analysis

Введение

Требования к постановке поперечных ребер жесткости тонкостенных стальных стержней открытого профиля регулируются СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции.

Актуализированная редакция СНиП II-23-81». Для отдельных стержней такого типа, выполненных в соответствии нормативными условиями, расчет с учетом стесненного кручения может эффективно выполняться на основе бессдвиговой теории В.З. Власова [1]. Различные варианты развития этой методологии, в том числе с принятием во внимание сдвиговых деформаций, рассмотрением изгиба контура поперечного сечения, отражением особенностей силовых воздействий и свойств материалов приведены в трудах ряда авторов [2-17].

Построение тонкостенных стержневых конечных элементов, основанное непосредственно на бессдвиговой теории в рамках двухузловых схем, представлено в ряде работ [18-25]. При этом использовались как точные решения дифференциальных уравнений, так и классические аппроксимации обобщенных перемещений на основе степенных полиномов. В работе [26] изложена процедура реализации бессдвиговой теории с помощью бистержневого четырехузловое конечного элемента.

Учет влияния поперечных ребер на распределение бимоментов подробно рассмотрен в книге [1]. Принимается во внимание изгибная жесткость диафрагм, влияющая на деформации поперечных сечений стержней. Получена зависимость, выражающая скачок бимомента в месте постановки диафрагмы через меру деформации поперечного сечения.

В работах [23, 27] выполнялся анализ деформирования рамных тонкостенных конструкций в предположении баланса бимоментов и равенства мер деформаций на стыках стержней. В статьях [28-30] приведены результаты расчета конструкций такого типа на основе оболочечных конечноэлементных моделей, показывающие, что это предположение может во многих случаях в значительной степени нарушаться. Согласно работе [31] к решению данной проблемы можно подойти с помощью комбинированных моделей, предусматривающих использование вне зон стыков стержневых конечных элементов, а для стыковочных узлов – конечных элементов оболочечного типа. Тем не менее, это приводит к усложнению расчетных схем по сравнению со стержневыми моделями.

В статьях [32, 33] показано, что при наличии поперечных ребер жесткости возможное нарушение баланса бимоментов в узлах соединения стержней может быть учтено на основе рассмотрения эксцентричной передачи моментов между стержнями. В то же время следует иметь в виду, что во многих случаях в узлах рамных тонкостенных конструкций устанавливаются наклонные ребра жесткости. Такие ребра могут существенно ограничивать деформации поперечных сечений стержней.

В исследовании [34] разработана методика расчета напряженно-деформированного состояния отдельных тонкостенных стержней с двутавровыми поперечными сечениями, снабженных наклонными ребрами жесткости, при стесненном кручении. Рассматривается оценка взаимодействия наклонных ребер с двутавром на основе метода сил и метода последовательных приближений. Выявлено существенное влияние наклонных ребер на крутильную жесткость стержней. Данное положение вытекает и из результатов исследований работы [35], выполненных с помощью оболочечных моделей, а также статьи [36], приводящей результаты натурных экспериментов. В то же время вопрос об отражении этого эффекта в стержневых расчетных схемах рамных конструкций требует проведения дальнейших исследований.

В настоящей работе представляется алгоритм учета наклонных ребер жесткости в узлах соединения двутавровых профилей при конечноэлементном анализе стальных рам с учетом стесненного кручения стержней. Вопрос о точности предлагаемого подхода оценивается на основе сопоставления расчетов с помощью стержневых и оболочечных конечноэлементных моделей.

Особенности передачи бимоментов в узле соединения стержней при введении наклонного ребра жесткости

Рассматривалась линейно деформируемая стержневая система, состоящая из двух двутавров №20Б1 по ГОСТ Р 57837-2017 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия» (рисунок 1). В первом варианте конструкции полагалось, что стержни снабжены только поперечными ребрами жесткости толщиной 5 мм. Во втором варианте в узле соединения стержней дополнительно вводились две наклонные пластины такой же толщины, которые мы будем рассматривать как двойное ребро S . Система жестко закреплена в опоре H и нагружена парой сил с моментом $M=1$ кН·м.

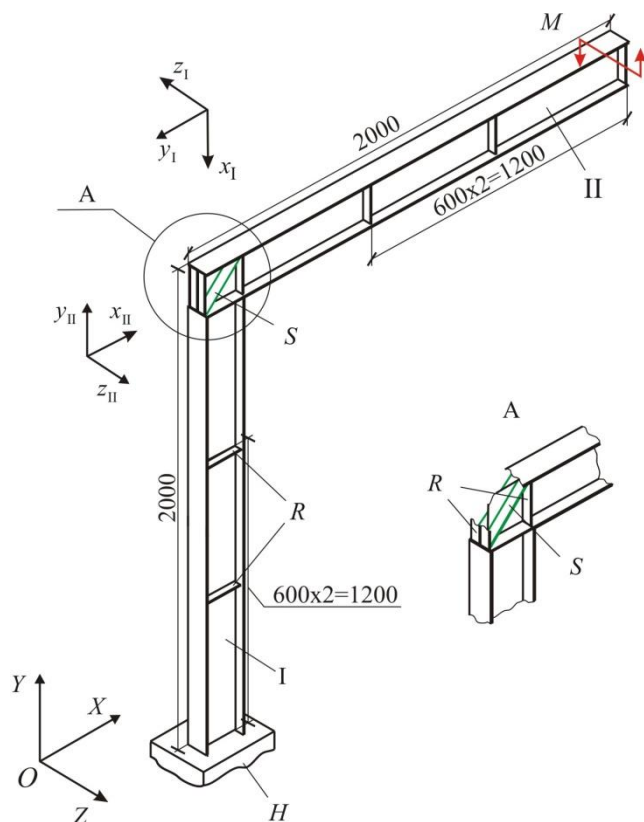


Рисунок 1 – Двухстержневая система

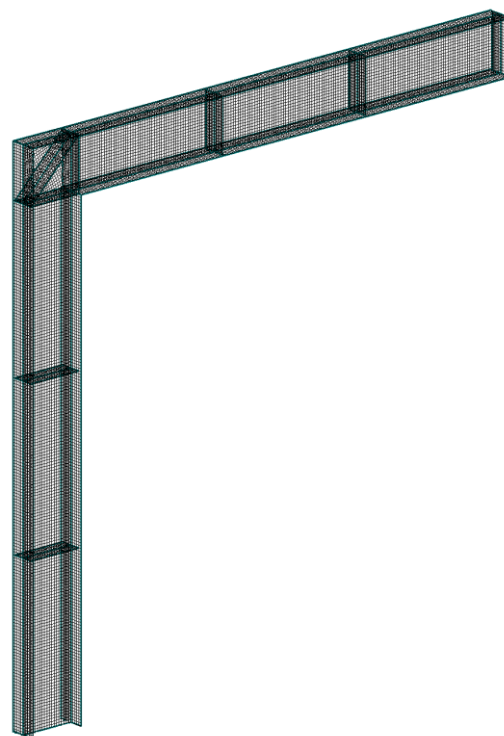


Рисунок 2 – Разбивка двухстержневой конструкции на оболочечные конечные элементы при наличии наклонного ребра S

Расчеты выполнялись в программном комплексе Autodesk NEiNastran (лицензия ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет» № PR-05918596) с помощью оболочечных моделей. Для первого варианта использовалось 16506 плоских четырехузловых конечных элементов. Для второго варианта модель дополнительно включала 224 конечных элемента данного типа, описывающих деформации ребра S . Система конечных элементов для исследуемого объекта при наличии ребра S проиллюстрирована на рисунке 2. На основании напряжений, полученных в оболочечных конечных элементах, вычислялись значения бимоментов в ряде поперечных сечений стержней. На рисунке 3 показаны эпюры бимоментов, построенные для обоих вариантов конструкции. Согласно рисунку 3,а значение бимомента в поперечном сечении стержня I, примыкающем к соединительному узлу, отличается от соответствующего значения бимомента в стержне II только на 6,5%. Этот результат соответствует выводу работы [32] о возможности пренебрежения для практических расчетов скачков по бимоментам в узле соединения стержней такого конструктивного исполнения. В то же время, согласно рисунку 3,б, для второго варианта объекта данное различие уже составляет 73,6%. То есть наклонное ребро может в значительной степени влиять на передачу бимоментов между стержнями.

Методика учета жесткости наклонного ребра в стержневой конечноэлементной модели

Рассматриваем соединение двух двутавров с использованием наклонного ребра S (рисунок 4), где t , a – толщина и ширина ребра. При этом полагаем малыми размеры ребра в сравнении с длинами стержней и пренебрегаем жесткостью ребра по деформации из его плоскости. Для введения в стержневую модель элемента, имитирующего наклонное ребро, необходимо оценить жесткость C_B , которая определяет скачок ΔB по бимоменту (рисунок 5):

$$\Delta B = C_B \theta_U, \quad (1)$$

где θ_U – значение меры деформации θ для примыкающих к узлу поперечных сечений стержней.

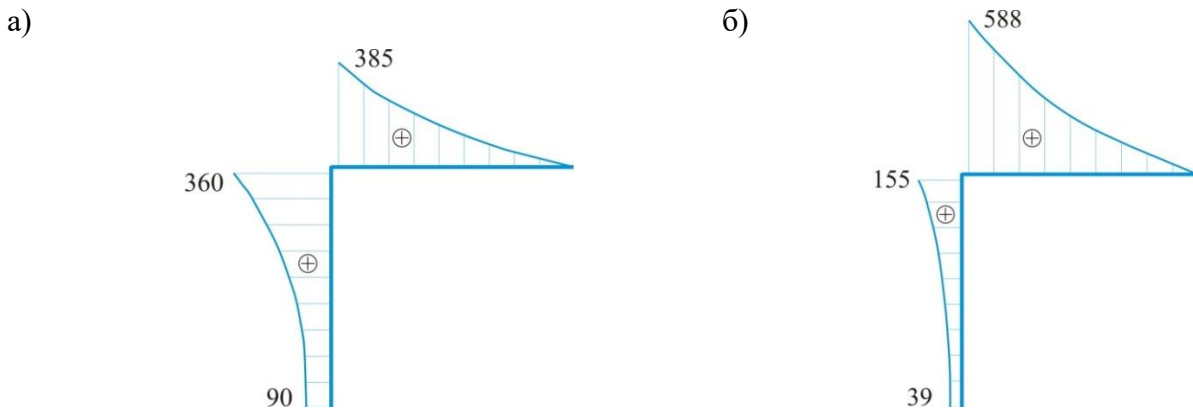


Рисунок 3 – Эпюры бимоментов для двухстержневой конструкции ($\text{Н}\cdot\text{м}^2$): а – при использовании только поперечных ребер; б – при наличии наклонного ребра S в узле соединения стержней

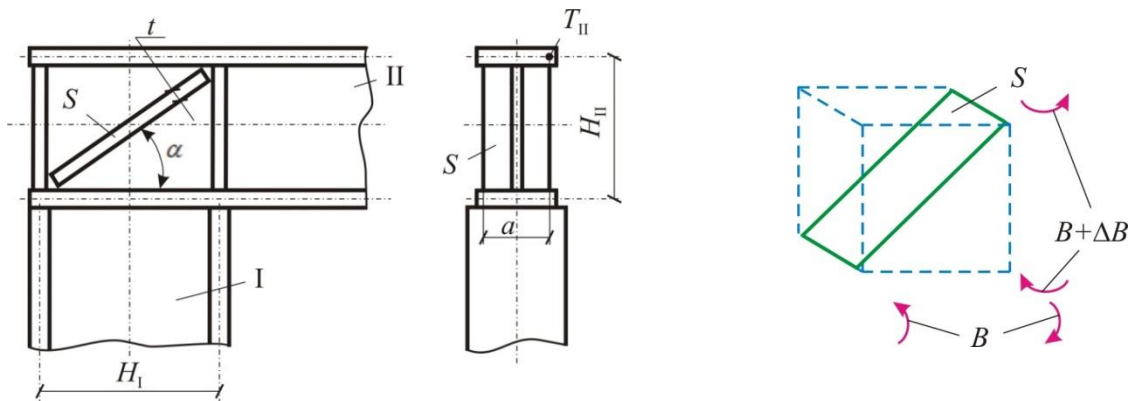


Рисунок 4 – Вариант установки двойного наклонного ребра S при соединении двутавров I и II

Рисунок 5 – Воздействие бимоментов на узел соединения стержней

Для этого используем условие сохранения энергии в виде

$$A_{\Delta B} = U_S, \quad (2)$$

где $A_{\Delta B}$ – работа, совершаемая бимоментом ΔB над узлом:

$$A_{\Delta B} = \frac{1}{2} (\Delta B) \theta_U; \quad (3)$$

U_S – энергия деформации ребра.

Принимаем во внимание чистый изгиб ребра в своей плоскости (рисунок 6). Согласно стержневой модели для деформаций ребра, модули углов поворота ϕ'_P , ϕ''_P его поперечных кромок можно определять с помощью зависимости

$$|\phi'_P| = |\phi''_P| = |\phi_P| = \frac{|M_P|l}{2EJ_{zp}}, \quad (4)$$

где M_p – изгибающий момент; l – длина ребра; $J_{zp} = ta^3/12$ – момент инерции поперечного сечения ребра относительно оси Oz_p .

Отметим также, что для условия чистого изгиба энергия деформации

$$U_s = \frac{1}{2} \frac{M_p^2 l}{EJ_{zp}}. \quad (5)$$

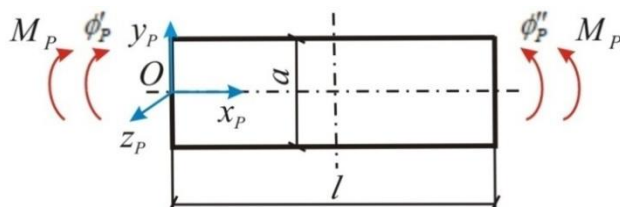


Рисунок 6 – Ребро S под действием изгибающих моментов

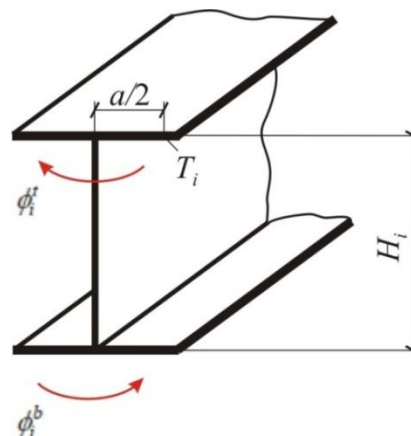


Рисунок 7 – Углы поворота полок в поперечном сечении двутавра i

Применительно к стержню i ($i = I, II$) для примыкающего к стыковочному узлу поперечного сечения модули связанных с его деформацией углов поворота ϕ_i^b, ϕ_i^t (рисунок 7) кромок полок будут определяться таким образом [1]:

$$|\phi_i^b| = |\phi_i^t| = |\phi_i| = \frac{2|\omega_{Ti}||\theta_U|}{a}, \quad (6)$$

где ω_{Ti} – секториальная координата в точке T_i .

Величина ω_{Ti} для двутавра прямо пропорциональна расстоянию H_i между срединными плоскостями полок [1]. При этом схему углов поворота ϕ'_i, ϕ''_i кромок полок двутавров I и II и углов ϕ'_p, ϕ''_p можно представить так, как показано на рисунке 8. Тогда на основании зависимостей (4)-(6) и этой схемы получим

$$U_s = \frac{8EJ_{zp}\omega_{Ti}^2\theta_U^2}{la^2\sin^2\alpha}, \quad (7)$$

где α – угол наклона ребра.

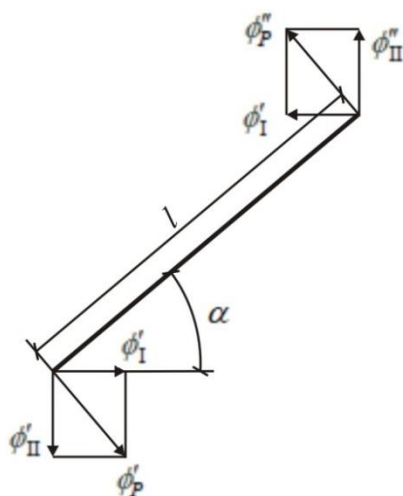


Рисунок 8 – Углы поворота ребра, связанные с деформациями поперечных сечений стержня

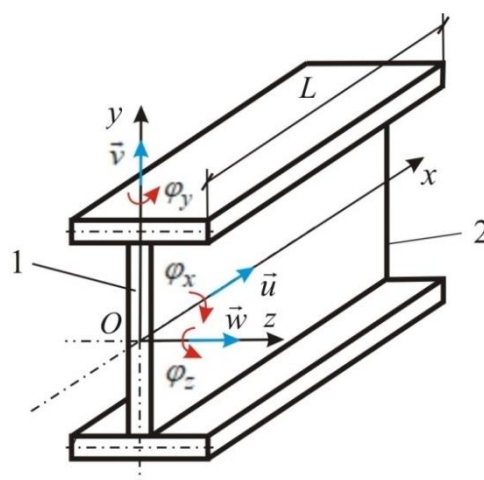


Рисунок 9 – Стержневой конечный элемент

В соответствии с равенствами (1)-(3), (7) будем иметь

$$C_B = \frac{16EJ_{zp}\omega_{T1}^2}{la^2\sin^2\alpha}. \quad (8)$$

Учет жесткости C_B в стержневой конечноэлементной модели, описывающей деформации несущей системы в рамках метода перемещений, может осуществляться следующим образом:

$$K_{rr} = \tilde{K}_{rr} + C_B, \quad (9)$$

где K_{rr} – диагональный элемент глобальной матрицы жесткости дискретизированного объекта для степени свободы r , связанной с рассматриваемой для ребра S мерой деформации поперечных сечений; \tilde{K}_{rr} – данный элемент, полученный без учета жесткости наклонного ребра.

Как показывают расчеты, имеется возможность добиться дополнительного повышения точности решений с помощью метода конечных элементов при уменьшении на 20% значения C_B , полученного с помощью формулы (8). Эта корректировка выполнялась для представленных в статье примеров.

Тонкостенный стержневой конечный элемент

Полагаем, что в общем случае стержни могут быть подвергнуты растяжению-сжатию, поперечному изгибу в двух главных плоскостях и стесненному кручению. Для описания кручения используем бессдвиговую теорию В.З. Власова. Рассматриваем двухузловой стержневой конечный элемент с узлами $j = 1, 2$, расположенными в центрах тяжести крайних поперечных сечений 1 и 2 (рисунок 9). Вектор обобщенных перемещений конечного элемента представляем таким образом:

$$\{\delta_e\} = \{u_1 \ v_1 \ w_1 \ \varphi_{x1} \ \varphi_{y1} \ \varphi_{z1} \ \theta_1 \ u_2 \ v_2 \ w_2 \ \varphi_{x2} \ \varphi_{y2} \ \varphi_{z2} \ \theta_2\}^T, \quad (10)$$

где u_j, v_j, w_j – проекции u, v, w вектора перемещения центра тяжести поперечного сечения на оси Sx, Sy, Sz для узла j ; $\varphi_{xj}, \varphi_{yj}, \varphi_{zj}$ – углы поворота поперечного сечения узла j относительно этих осей; $\theta_j = (\partial\varphi_x/\partial x)$ – мера деформации в узле j .

Векторы обобщенных деформаций и напряжений запишем в виде

$$\{\varepsilon_e\} = \left\{ \varepsilon_x \ \chi_y \ \chi_z \ \frac{\partial\varphi_x}{\partial x} \ \frac{\partial^2\varphi_x}{\partial x^2} \right\}^T; \quad (11)$$

$$\{\sigma_e\} = \{N \ M_y \ M_z \ M_\theta \ B\}^T, \quad (12)$$

где $\varepsilon_x = \partial u/\partial x$ – относительная линейная деформация вдоль оси стержня; $\chi_y = -\partial^2 w/\partial x^2$, $\chi_z = -\partial^2 v/\partial x^2$ – деформации изгиба стержня относительно осей Oy и Oz ; N – продольная сила; M_y, M_z – изгибающие моменты относительно осей Oy и Oz ; M_θ – момент свободного кручения.

Будем аппроксимировать перемещения u по линейному закону, а перемещения v, w и угол поворота φ_x – с помощью полиномов третьей степени [18, 22]. Тогда с учетом соотношений (10), (11) матрицу деформаций $[B_e]$ конечного элемента, определяемую выражением $\{\varepsilon_e\} = [B_e]\{\delta_e\}$ [37,38], представим таким образом:

$$[B_e] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\eta_1 & 0 & \eta_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\eta_3 & 0 & \eta_4 & 0 & 0 \\ 0 & -\eta_1 & 0 & 0 & 0 & -\eta_2 & 0 & 0 & -\eta_3 & 0 & 0 & 0 & -\eta_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \xi_1 & 0 & 0 & \xi_2 & 0 & 0 & 0 & \xi_3 & 0 & 0 & \xi_4 \\ 0 & 0 & 0 & \eta_1 & 0 & 0 & \eta_2 & 0 & 0 & 0 & \eta_3 & 0 & 0 & \eta_4 \end{bmatrix}, \quad (13)$$

где L – длина конечного элемента;

$$\eta_1 = -\frac{6}{L^2} + \frac{12x}{L^3}; \xi_1 = -\frac{6x}{L^2} + \frac{6x^2}{L^3}; \eta_2 = -\frac{4}{L} + \frac{6x}{L^2}; \xi_2 = 1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2};$$

$$\eta_3 = \frac{6}{L^2} - \frac{12x}{L^3}; \xi_3 = \frac{6x}{L^2} - \frac{6x^2}{L^3}; \xi_4 = -\frac{2x}{L} + \frac{3x^2}{L^2}; \eta_4 = -\frac{2}{L} + \frac{6x}{L^2}.$$

Принимая во внимание равенства (11) и (12), представим матрицу упругости $[D_e]$ конечного элемента, определяемую равенством $\{\sigma_e\} = [D_e]\{\varepsilon_e\}$ [38], в виде

$$[D_e] = \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & EJ_y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & EJ_z & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GJ_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & EJ_\omega \end{bmatrix}, \quad (14)$$

где E , G – модуль упругости и модуль сдвига материала; A – площадь поперечного сечения стержня; J_y и J_z – моменты инерции поперечного сечения относительно осей Oy и Oz ; J_t – геометрический фактор жесткости при свободном кручении; J_ω – главный секториальный момент инерции сечения.

Результаты проверки точности стержневых моделей с жесткостями для наклонных ребер

Пример 1. Выполнялся расчет системы, приведенной на рисунке 1, при наличии ребра S . Стержневая модель деформируемого объекта, включающая элемент жесткости C_B , показана на рисунке 10, где D – вспомогательная стержневая вставка, не стесняющая деформации поперечных сечений; U – узлы конечноэлементной схемы. Полученное с помощью разработанного алгоритма распределение бимоментов в стержнях приведено на рисунке 11. Из сопоставления рисунков 3 и 10 видно, что предлагаемый подход к учету наклонного ребра позволил значительно повысить точность расчетов. По наибольшему бимоменту отличие результатов для стержневой модели составило по сравнению с оболочечной моделью менее 6%.

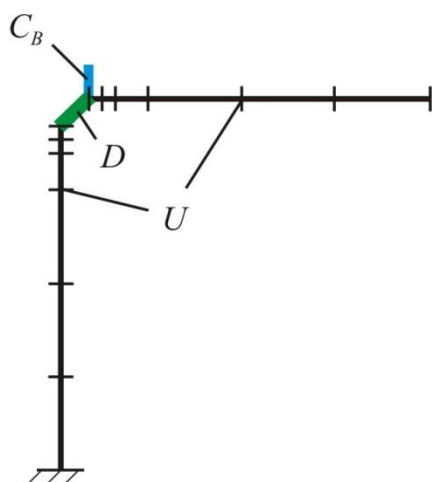


Рисунок 10 – Стержневая конечноэлементная модель примера 1

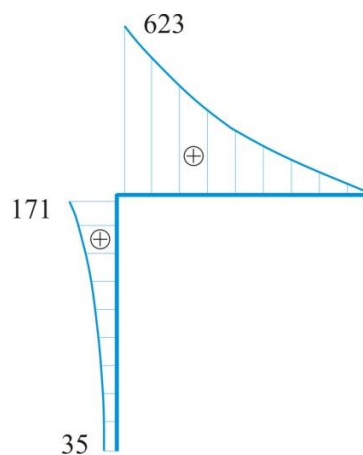


Рисунок 11 – Эпюра бимоментов в примере 1 (Н·м²)

Пример 2. Рассчитывалась стальная рамная конструкция, состоящая из трех стержней (рисунок 12). Объект снабжен поперечными ребрами жесткости R по длине стержней и наклонными ребрами S в обоих узлах их соединения. Профиль стержней и геометрические характеристики ребер принимались такими же, как для двухстержневой конструкции. Система нагружена двумя сосредоточенными силами $F = 3,500$ кН, приложенными по краю полки ригеля. Разбивка объекта на оболочечные конечные элементы в программном комплексе Autodesk NEi Nastran приведена на рисунке 13. Данная модель включала 28478 четырехугольных конечных элементов. В стержневой модели, построенной по аналогии с примером 1, для дискретизации двутавров использовался 51 конечный элемент. Результаты

расчетов, полученные на основании этих схем, приведены на рисунках 14 и 15, откуда видно, отличие по наибольшему значению бимомента для стержневой модели по сравнению с оболочечной составило 8,5 %.

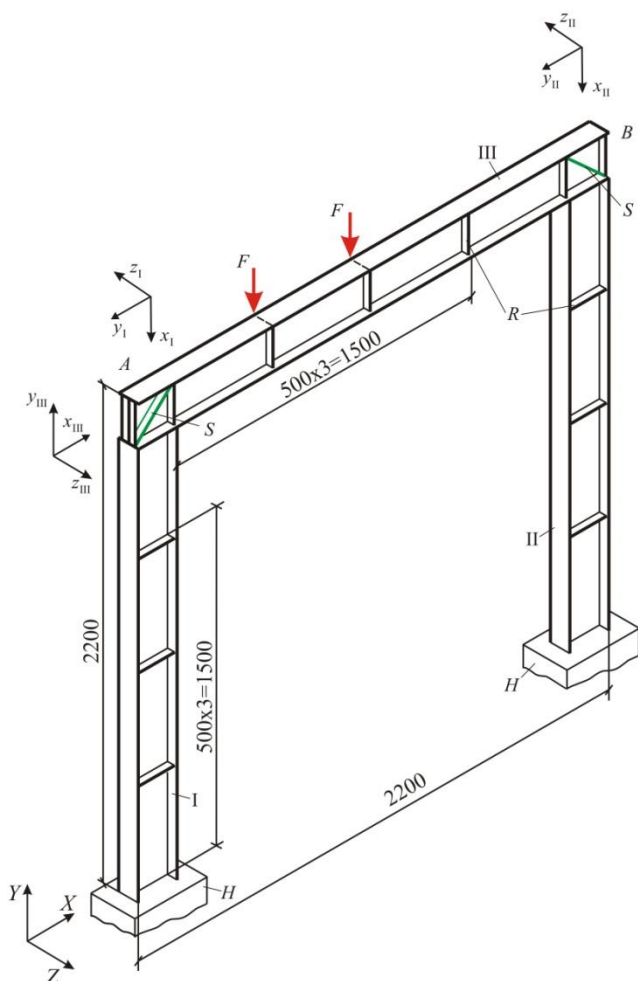


Рисунок 12 – Трехстержневая рама:
I, II – стойки; III – ригель



Рисунок 13 – Разбивка трехстержневой
конструкции на оболочечные конечные элементы

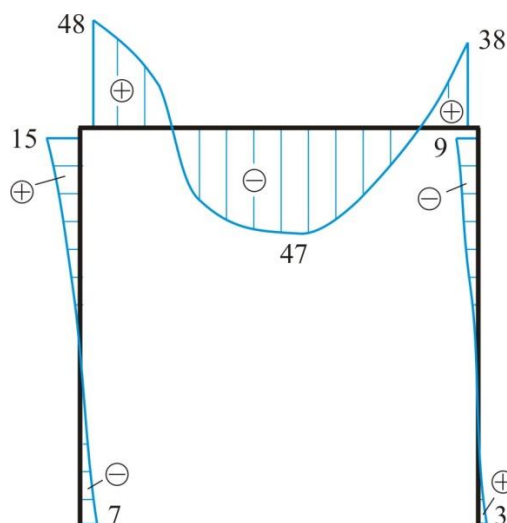


Рисунок 14 - Результаты определения бимоментов
на основе оболочечной модели в примере 2 ($\text{Н}\cdot\text{м}^2$)

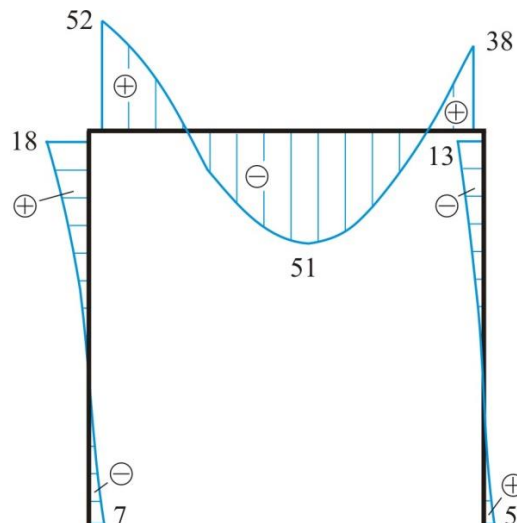


Рисунок 15 – Результаты расчета бимоментов для
примера 2 с помощью стержневой модели ($\text{Н}\cdot\text{м}^2$)

Таким образом, представляемая процедура учета жесткости наклонных ребер по деформации поперечных сечений позволила отразить для примеров 1 и 2 скачки по бимоментам в узлах соединения стержней с достаточно эффективным обеспечением соответствия эпюр бимоментов, построенных с помощью стержневых и оболочечных конечных элементов.

Выводы

1. На основе использования оболочечных конечно-элементных моделей установлено, что наклонное ребро в узле попарно соединяемых двутавровых профилей существенно влияет на распределение бимоментов в стержнях.
2. Разработан подход к определению жесткости наклонного ребра в узлах соединения двутавров с точки зрения локального стеснения деформаций поперечных сечений стержней.
3. Построена схема конечноэлементного моделирования стержневых систем, образуемых двутавровыми профилями, с введением дополнительных жесткостей, связанных с наличием наклонных ребер.
4. Сопоставление конечноэлементных решений, полученных с помощью разработанной методики и оболочечных моделей, показало, что введение в стержневые схемы дополнительных жесткостей по наклонным ребрам позволяет с достаточной для практических целей точностью учесть скачки по бимоментам в узлах соединения стержней.
5. Представляемый подход к уточнению расчетов рамных конструкций, образуемых стержнями с двутавровыми профилями поперечных сечений, можно рекомендовать к использованию в пакетах прикладных программ конечноэлементного анализа.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. 568 с.
2. Сливкер В.И. Строительная механика. Вариационные основы. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005. 736 с.
3. Туснин А.М., Прокич М. Работа симметричных двутавровых сечений при развитии пластических деформаций и действии изгибающего момента и бимомента // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5 (49). С. 44-53. DOI: 10.5862/MCE.49.5
4. Wang Z.Q., Zhao J.C., Zhang D.X., Gong J.H. Restrained torsion of open thin-walled beams including shear deformation effects // Journal of Zhejiang University-SCIENCE A. 2012. Vol. 13. No. 4. Pp. 260-273. DOI: 10.1631/jzus.A1100149
5. Choi S., Kim Y.Y. Higher-order Vlasov torsion theory for thin-walled box beams // International Journal of Mechanical Sciences. 2021. Vol. 195. 106231. DOI: 10.1016/j.ijmecsci.2020.106231
6. Latalski J., Warminski J., Rega G. Bending-twisting vibrations of a rotating hub-thin-walled composite beam system // Mathematics and Mechanics of Solids. 2017. Vol. 22. No. 6. Pp. 1303-1325. DOI: 10.1177/1081286516629768
7. Latalski J., Warminski J. Nonlinear vibrations of a rotating thin-walled composite piezo-beam with circumferentially uniform stiffness (CUS) // Nonlinear Dynamics. 2019. Vol. 98. No. 2. Pp. 2509-2529. DOI: 10.1007/s11071-019-05175-3
8. Taig G., Ranzi G. Generalized beam theory (GBT) for stiffened sections // International Journal of Steel Structures. 2014. Vol. 14. Pp. 381-397. DOI: 10.1007/s13296-014-2017-x
9. Piccardo G., Ranzi G., Luongo A. A complete dynamic approach to the Generalized Beam Theory cross-section analysis including extension and shear modes // Mathematics and Mechanics of Solids. 2014. Vol. 19. No. 8. Pp. 900-924. DOI: 10.1177/1081286513493107
10. Piccardo G., Ranzi G., Luongo A. A direct approach for the evaluation of the conventional modes within the GBT formulation // Thin-Walled Structures. 2014. Vol. 74. Pp. 133-145. DOI: 10.1016/j.tws.2013.09.008
11. Ferrarotti A., Piccardo G., Luongo A. A novel straightforward dynamic approach for the evaluation of extensional modes within GBT 'cross-section analysis' // Thin-Walled Structures. 2017. Vol. 114. Pp. 52-69. DOI: 10.1016/j.tws.2017.01.001
12. Piccardo G., Ferrarotti A., Luongo A. Nonlinear generalized beam theory for open thin-walled members // Mathematics and Mechanics of Solids. 2016. Vol. 22. No. 10. Pp. 1907-1921. DOI: 10.1177/1081286516649990
13. Luongo A., Zulli D. A non-linear one-dimensional model of cross-deformable tubular beam // International Journal of Non-Linear Mechanics. 2014. Vol. 66. Pp. 33-42. DOI: 10.1016/j.ijnonlinmec.2014.03.008
14. Luongo A., Zulli D., Scognamiglio I. The Brazier effect for elastic pipe beams with foam cores // Thin-Walled Structures. 2018. Vol. 124. Pp. 72-80. DOI: 10.1016/j.tws.2017.11.053

15. Zulli D. A one-dimensional beam-like model for double-layered pipes // *International Journal of Non-Linear Mechanics*. 2019. Vol. 109. Pp. 50-62. DOI: 10.1016/j.ijnonlinmec.2018.11.006
16. Gonçalves R., Camotim D. GBT deformation modes for curved thin-walled cross-sections based on a mid-line polygonal approximation // *Thin-Walled Structures*. 2016. Vol. 103. Pp. 231-243. DOI: 10.1016/j.tws.2015.12.025
17. Latalski J., Zulli D. Generalized beam theory for thin-walled beams with curvilinear open cross-sections // *Applied Sciences*. 2020. Vol. 10. 7802. DOI: 10.3390/app10217802
18. Лалин В.В., Рыбаков В.А. Конечные элементы для расчета ограждающих конструкций из тонкостенных профилей // *Инженерно-строительный журнал*. 2011. № 8 (26). С. 69-80. DOI: 10.5862/MCE.26.11
19. Рыбаков В.А., Гамаюнова О.С. Напряженно-деформированное состояние элементов каркасных сооружений из тонкостенных стержней // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2013. № 7 (12). С. 79-123. DOI: 10.18720/CUBS.12.10
20. Tusnín A. Finite element for calculation of structures made of thin-walled open profile rods // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 150. Pp. 1673-1679. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.149
21. Туснин А.Р. Конечный элемент для численного расчета конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля // *Металлические конструкции*. 2009. № 1 (15). С. 73-78.
22. Serpik I.N., Shvyryaev M.V. Finite element modeling of operation for thin-walled open cross section bars to analyze plate-rod systems // *Russian Aeronautics*. 2017. Vol. 60. No. 1. Pp. 34-43. DOI: 10.3103/S1068799817010068
23. Александров А.В., Осокин А.В., Александров А.А. Развитие метода конечных элементов для систем тонкостенных прямолинейных и криволинейных стержней // *Academia. Архитектура и строительство*. 2006. № 4. С. 57-61.
24. Dvorkin E.N., Celentano D., Cuitiño A., Gioia G. A Vlasov beam element // *Computers & Structures*. 1989. Vol. 33. No. 1. Pp. 187-196.
25. Ватин Н.И., Рыбаков В.А. Расчет металлоконструкций: седьмая степень свободы // *СтройПРОФИль*. 2007. №2 (56). С. 60-63.
26. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. М.: Изд-во ДМК Пресс, 2011. 736 с.
27. Бычков Д.В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. 476 с.
28. Юрченко В.В. Проектирование каркасов зданий из тонкостенных холодногнутых профилей в среде SCAD Office // *Инженерно-строительный журнал*. 2010. № 8(18). С. 38-46.
29. Перельмутер А.В., Юрченко А.В. О расчете пространственных конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2012. № 6. С. 18-25.
30. Atavin I.V., Melnikov B.E., Semenov A.S., Chernysheva N.V., Yakovleva E.L. Influence of stiffness of node on stability and strength of thin-walled structure // *Magazine of Civil Engineering*. 2018. Vol. 80. No. 4. Pp. 48-61. DOI: 10.18720/MCE.80.5
31. Чернов С.А. Конечный элемент стержня коробчатого сечения с узлами по контуру сечения // *Автоматизация и современные технологии*. 2014. № 2. С. 9-13.
32. Serpik I., Shkolyarenko R. Refinement of the accounting methodology of bi-moments transfer at the junctions of the I-section bars // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 365. No. 4. 042011. DOI: 10.1088/1757-899X/365/4/042011
33. Серпик И.Н., Школяренко Р.О. Расчет систем тонкостенных стержней корытообразного профиля с учетом стесненного кручения // *Строительство и реконструкция*. 2018. № 4 (78). С. 31-41.
34. Киселев В.Н., Попков Ю.В. Расчет на кручение тонкостенных стержней с наклонными ребрами жесткости // *Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F, Строительство. Прикладные науки*. 2010. № 6. С. 49-55.
35. Yang Y., Lui E.M. Behavior and design of steel I-beams with inclined stiffeners // *Steel and Composite Structures*. 2012. Vol. 12. No. 3. P. 183-205. DOI: 10.12989/scs.2012.12.3.183
36. Prado N.I., Carrillo J., Ospina G., Ramirez-Amaya, D. Experimental assessment of I-shaped steel beams with longitudinal stiffeners under lateral-torsional buckling // *DYNA*. 2018. Vol. 207. No. 85. Pp. 278-287. DOI: 10.15446/dyna.v85n207.71892
37. Серпик И.Н., Школяренко Р.О., Швыряев М.В. Конечно-элементное моделирование работы систем стержней двутаврового профиля с учетом стесненного кручения // *Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: Сборник материалов международной научной конференции*. М.: Издательство МГСУ, 2016. С. 287-292.
38. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., Fox D. *The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics*. Oxford: Elsevier, 2014. 672 p.

REFERENCES

1. Vlasov V.Z. Tonkostennyye uprugie sterzhni [Thin-walled elastic rods]. Moscow: Gosudarstvennoye izdatel'stvo fiziko-matematicheskoy literatury, 1959. 568 p. (rus)
2. Slivker V.I. Stroitel'naya mekhanika. Variatsionnyye osnovy [Structural mechanics. Variational foundations]. Moscow: ASV Publ., 2005. 736 p. (rus)
3. Tusnin A.M., Prokich M. Rabota simmetrichnykh dvutavrovyykh sechenij pri razvitii plasticheskikh deformacij i dejstvii izgibayushchego momenta i bimomenta [Behavior of symmetric steel I-sections under combined bending and torsion actions allowing for plastic deformations]. Magazine of Civil Engineering, 2014. Vol. 49. No. 5. Pp. 44-53. DOI: 10.5862/MCE.49.5 (rus)
4. Wang Z.Q., Zhao J.C., Zhang D.X., Gong J.H. Restrained torsion of open thin-walled beams including shear deformation effects. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A. 2012. Vol. 13. No. 4. Pp. 260-273. DOI: 10.1631/jzus.A1100149
5. Choi S., Kim Y.Y. Higher-order Vlasov torsion theory for thin-walled box beams. International Journal of Mechanical Sciences. 2021. Vol. 195. 106231. DOI: 10.1016/j.ijmecsci.2020.106231
6. Latalski J., Warminski J., Rega G. Bending-twisting vibrations of a rotating hub-thin-walled composite beam system. Mathematics and Mechanics of Solids. 2017. Vol. 22. No. 6. Pp. 1303-1325. DOI: 10.1177/1081286516629768
7. Latalski J., Warminski J. Nonlinear vibrations of a rotating thin-walled composite piezo-beam with circumferentially uniform stiffness (CUS). Nonlinear Dynamics. 2019. Vol. 98. No. 2. Pp. 2509-2529. DOI: 10.1007/s11071-019-05175-3
8. Taig G., Ranzi G. Generalized beam theory (GBT) for stiffened sections. International Journal of Steel Structures. 2014. Vol. 14. Pp. 381-397. DOI: 10.1007/s13296-014-2017-x
9. Piccardo G., Ranzi G., Luongo A. A complete dynamic approach to the Generalized Beam Theory cross-section analysis including extension and shear modes. Mathematics and Mechanics of Solids. 2014. Vol. 19. No. 8. Pp. 900-924. DOI: 10.1177/1081286513493107
10. Piccardo G., Ranzi G., Luongo A. A direct approach for the evaluation of the conventional modes within the GBT formulation. Thin-Walled Structures. 2014. Vol. 74. Pp. 133-145. DOI: 10.1016/j.tws.2013.09.008
11. Ferrarotti A., Piccardo G., Luongo A. A novel straightforward dynamic approach for the evaluation of extensional modes within GBT 'cross-section analysis'. Thin-Walled Structures. 2017. Vol. 114. Pp. 52-69. DOI: 10.1016/j.tws.2017.01.001
12. Piccardo G., Ferrarotti A., Luongo A. Nonlinear generalized beam theory for open thin-walled members. Mathematics and Mechanics of Solids. 2016. Vol. 22. No. 10. Pp. 1907-1921. DOI: 10.1177/1081286516649990
13. Luongo A., Zulli D. A non-linear one-dimensional model of cross-deformable tubular beam. International Journal of Non-Linear Mechanics. 2014. Vol. 66. Pp. 33-42. DOI: 10.1016/j.ijnonlinmec.2014.03.008
14. Luongo A., Zulli D., Scognamiglio I. The Brazier effect for elastic pipe beams with foam cores. Thin-Walled Structures. 2018. Vol. 124. Pp. 72-80. DOI: 10.1016/j.tws.2017.11.053
15. Zulli D. A one-dimensional beam-like model for double-layered pipes. International Journal of Non-Linear Mechanics. 2019. Vol. 109. Pp. 50-62. DOI: 10.1016/j.ijnonlinmec.2018.11.006
16. Gonçalves R., Camotim D. GBT deformation modes for curved thin-walled cross-sections based on a mid-line polygonal approximation. Thin-Walled Structures. 2016. Vol. 103. Pp. 231-243. DOI: 10.1016/j.tws.2015.12.025
17. Latalski J., Zulli D. Generalized beam theory for thin-walled beams with curvilinear open cross-sections. Applied Sciences. 2020. Vol. 10. 7802. DOI: 10.3390/app10217802
18. Lalin V.V., Rybakov V.A. Konechnyye elementy dlya rascheta ogradhayushchikh konstruktsiy iz tonkostennykh profilyev [The finite elements for design of building walling made of thin-walled beams]. Magazine of Civil Engineering. 2011. Vol. 26. No. 8. Pp. 69-80. DOI: 10.5862/MCE.26.11 (rus)
19. Rybakov V.A., Gamayunova O.S. Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye elementov karkasnykh sooruzheniy iz tonkostennykh sterzhney [Stress-strain state of elements of frame structures made of thin-walled rods]. Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzheniy. 2013. Vol. 12. No. 7. Pp. 79-123. DOI: 10.18720/CUBS.12.10 (rus)
20. Tusnin A. Finite element for calculation of structures made of thin-walled open profile rods. Procedia Engineering. 2016. Vol. 150. Pp. 1673-1679. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.149
21. Tusnin A.R. Konechnyy element dlya chislennogo rascheta konstruktsiy iz tonkostennykh sterzhney otkrytogo profilya [Finite element for numeric computation of structures of thin walled open profile bars]. Metal Constructions. 2009. Vol. 15. No. 1. Pp. 73-78. (rus)
22. Serpik I.N., Shvyrayev M.V. Finite element modeling of operation for thin-walled open cross section bars to analyze plate-rod systems. Russian Aeronautics. 2017. Vol. 60. No. 1. Pp. 34-43. DOI: 10.3103/S1068799817010068
23. Aleksandrov A.V., Osokin A.V., Aleksandrov A.A. Razvitiye metoda konechnykh elementov dlya sistem tonkostennykh pryamolineynykh i krivolineynykh sterzhney [Development of the finite element method for systems of thin-walled straight and curved rods]. Academia. Architecture and Construction. 2006. No. 4. Pp. 57-61. (rus)
24. Dvorkin E.N., Celentano D., Cuitiño A., Gioia G. A Vlasov beam element. Computers & Structures. 1989. Vol. 33. No. 1. Pp. 187-196.
25. Vatin N.I., Rybakov V.A. Raschet metallokonstruktsiy: sed'maya stepen' svobody [An analysis of metal structures: the seventh degree of freedom]. StroyPROFIL'. 2007. Vol. 56. No. 2. Pp. 60-63. (rus)

26. Perelmuter A.V., Slivker V.I. Raschetnyye modeli sooruzheniy i vozmozhnost' ikh analiza [Design models of structures and the possibility of their analysis]. Moscow: DMK Press, 2011. 736 p. (rus)
27. Bychkov D.V. Stroitel'naya mekhanika sterzhnevyykh tonkostennykh konstruksiy [Structural mechanics of rod thin-walled structures]. Moscow: Gosudarstvennoye izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu, arkhitekture i stroitel'nyim materialam, 1962. 476 p. (rus)
28. Yurchenko V.V. Proyektirovaniye karkasov zdaniy iz tonkostennykh kholodnognutyykh profiley v srede «SCAD Office» [Designing of steel frameworks from thin-walled cold-formed profiles in SCAD Office]. Magazine of Civil Engineering. 2010. Vol. 18. No.8. Pp. 38–46. DOI: 10.18720/MCE.18.7 (rus)
29. Perelmuter A.V., Yurchenko V.V. O raschete prostranstvennykh konstruksiy iz tonkostennykh sterzhney otkrytogo profilya [On calculation of the spatial structures of thin-walled open section]. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2012. No. 6. Pp. 18–25. (rus)
30. Atavin, I.V., Melnikov, B.E., Semenov, A.S., Chernysheva, N.V., Yakovleva, E.L. Influence of stiffness of node on stability and strength of thin-walled structure. Magazine of Civil Engineering. 2018. Vol. 80. No. 4. Pp. 48–61. DOI: 10.18720/MCE.80.5
31. Chernov S.A. Konechnyy element sterzhnya korobchatogo secheniya s uzлами po konturu secheniya [The finite element of the box-section rod with nodes along the section contour]. Avtomatizatsiya i sovremennyye tekhnologii. 2014. No. 2. Pp. 9–13. (rus)
32. Serpik I., Shkolyarenko R. Refinement of the accounting methodology of bi-moments transfer at the junctions of the I-section bars. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 365. No. 4. 042011. DOI: 10.1088/1757-899X/365/4/042011
33. Serpik I.N., Shkolyarenko R.O. Raschet sistem tonkostennykh sterzhney korytoobraznogo profilya s uchetom stesnennogo krucheniya [Calculation of thin-walled systems of channel bars taking into account the restrained torsion]. Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2018. Vol. 78. No. 4. Pp. 31–41. (rus)
34. Kiselev V.N., Popkov Y.V. Raschet na kruchenie tonkostennykh sterzhney s naklonnyimi rebrami zhestkosti [Torsion estimate for thin-walled rods with inclined stiffening ribs]. Vestnik Polockogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F, Stroitel'stvo. Prikladnye nauki. 2010. No. 6. Pp. 49–55. (rus)
35. Yang Y., Lui E.M. Behavior and design of steel I-beams with inclined stiffeners. Steel and Composite Structures. 2012. Vol. 12. No. 3. P. 183–205. DOI: 10.12989/scs.2012.12.3.183
36. Prado N.I., Carrillo J., Ospina G., Ramirez-Amaya, D. Experimental assessment of I-shaped steel beams with longitudinal stiffeners under lateral-torsional buckling. DYNA. 2018. Vol. 207. No. 85. Pp. 278–287. DOI: 10.15446/dyna.v85n207.71892
37. Serpik I.N., Shkolyarenko R.O., Shvyryayev M.V. Konechno-elementnoye modelirovaniye raboty sistem sterzhney dvutavrovogo profilya s uchetom stesnennogo krucheniya [Finite-element modeling of the operation of I-beam rod systems taking into account constrained torsion]. Integratsiya, partnerstvo i innovatsii v stroitel'noy nauke i obrazovanii: Sbornik materialov mezhdunarodnoy nauchnoy konferentsii [Integration, partnership and innovation in building science and education: Proceedings of the international scientific conference]. Moscow: Izdatel'stvo MGSU, 2016. Pp. 287–292. (rus)
38. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., Fox D. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics. Oxford: Elsevier, 2014. 672 p.

Информация об авторах:

Серпик Игорь Нафтольевич

ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет», г. Брянск, Россия, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой прикладной механики и физики.

E-mail: inserpik@gmail.com

Школяренко Роман Олегович

ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет», г. Брянск, аспирант.

E-mail: shkroman130@mail.ru

Information about authors:

Serpik Igor N.

Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk, Russia, doctor of engineering, professor, head of the department of applied mechanics and physics.

E-mail: inserpik@gmail.com

Shkolyarenko Roman O.

Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk, Russia, postgraduate student.

E-mail: shkroman130@mail.ru

К. ХОЛЬШЕМАХЕР¹, А.Г. БУЛГАКОВ², В. ПОЛИЕНКО¹¹Высшая школа техники, экономики и культуры, Лейпциг, Германия²Юго-Западный государственный университет, г. Курск, Россия

УСИЛЕНИЕ НЕСУЩИХ КОЛОНН С ПОМОЩЬЮ УГЛЕБЕТОНА

Аннотация. Текстиль-бетон – инновационный композитный материал, являющийся предметом интенсивных исследований с начала 90-х годов прошлого века. После утверждения норм и правил по его применению для усиления плит-перекрытий был сделан важный шаг к его выходу на рынок строительных материалов. Вопросы же, касающиеся армирования стержнеобразных несущих элементов строительных конструкций нуждаются в дополнительных исследованиях. Несмотря на имеющийся при этом большой потенциал, метод обвязки несущих опор и колонн до сих пор изучен недостаточно. Имеется потребность в проведении научных исследований, касающихся широкого диапазона геометрических параметров и используемых систем армирования. В институте железобетона Высшей технической школы г. Лейпциг были проведены испытания различным образом армированных углеволокном образцов в широком диапазоне геометрических параметров. Их целью являлась оценка влияния на возможное увеличение несущей способности колонн, армированных углеродом, при концентрированной точечной нагрузке.

Ключевые слова: текстиль-бетон, несущие опоры и колонны, строительные конструкции, несущая способность колонн.

K. HOLSCHEMACHER¹, A.G. BULGAKOV², W. POLIENKO¹¹High School of Engineering, Economics and Culture, Leipzig, Germany²Southwestern State University, Kursk, Russia

STRENGTHENING SUPPORTING COLUMNS WITH CARBON CONCRETE

Abstract. Textile concrete is an innovative composite material that has been the subject of intensive research since the beginning of the 90s of the last century. After the approval of the rules and regulations on its application to strengthen floor slabs, an important step was taken towards its entry into the building materials market. Questions regarding the reinforcement of rod-shaped load-bearing elements of building structures need additional research. Despite the great potential available, the method of tying load-bearing supports and columns is still not well understood. There is a need for research on a wide range of geometric parameters and the reinforcement systems used. The Institute of Reinforced Concrete of the Higher Technical School in Leipzig tested various samples of carbon-reinforced samples in a wide range of geometrical parameters. Their goal was to assess the effect on a possible increase in the bearing capacity of carbon-reinforced columns at a concentrated point load.

Keywords: text textile concrete, bearing supports and columns, building structures, bearing capacity of columns.

1. Введение

Железобетонные колонны являются важным конструктивным элементом и имеют значительный потенциал для восстановления или увеличения их несущей способности. Однако поперечные сечения колонны редко имеют большой запас по несущей способности, поэтому, если нагрузка на колонну должна быть увеличена, последующее усиление обычно неизбежно [1,2]. Хотя классические способы усиления, такие как торкрет-бетонные

оболочки, уже используются в строительной практике, в течение многих лет предпринимались попытки применить текстиль-бетон для усиления колонн.

Обвязка колонны текстиль-бетоном может вызвать значительное увеличение поперечного сечения сердечника колонны. Результирующее трехосное напряженное состояние в бетонном сердечнике позволяет значительно повысить несущую способность несущего элемента. Однако искривление армирующего слоя, которое неизбежно возникает из-за обертывания опор, оказывает значительное влияние на эффективность армирования. Поперечное давление в текстиле, возникающее в результате этого эффекта, а также дополнительные пики локальных напряжений на берегах трещин, приводят к снижению предела прочности композиционного материала [3-5].

2. Текстиль-бетон

Текстиль-бетон может быть определен как композитный материал, в котором плоская текстильная структура встроена в качестве армирования в бетонную матрицу. Преимущества по сравнению с известными композитными материалами, такими как железобетон или фибробетон, обусловлены благоприятными свойствами, такими как коррозионная стойкость и возможность упорядоченного ориентирования армирующих волокон. При использовании неметаллического текстильного армирования исключается необходимость в прочном бетонном покрытии для обеспечения долговечности, а также могут быть изготовлены тонкие и в то же время высоконесущие компоненты [6-14].

Текстильная арматура состоит из непрерывных волокон, которые объединяются в пучки от ста, до более чем тысячи нитей, образуя ровинги (непрерывные пучки волокон). Для использования в качестве армирующего компонента в бетоне в основном используются устойчивые к щелочам стекла, углеродные и арамидные волокна. При проведении данных исследований в качестве армирующего материала использовались только углеродные волокна [15-21].

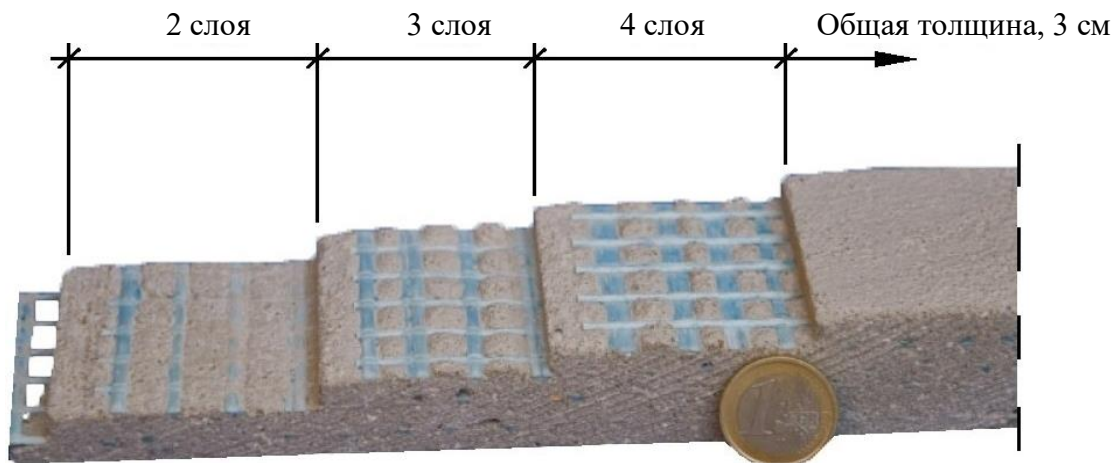


Рисунок 1 - Типичные размеры элементов при усилении текстиль-бетоном 5

3. Экспериментальные исследования

3.1. Объем исследований

В целях расширения существующей базы данных испытаний для усиления опор углеродным бетоном в рамках исследований было изготовлено 24 испытательных образца, армированных углеродным бетоном, с различными параметрами. Рассматривались две разных системы усиления. Для этого образцы были разделены, соответственно, на две серии, каждая из которых была усилена одной из систем. Кроме того, радиусы углов закругления испытуемых образцов были согласованы с квадратными поперечными сечениями. Исходя из этого, выбраны три значения радиусов, чтобы описать влияние результирующего

поперечного давления на текстиль в угловой области.

Каждая серия состояла из 15 образцов:

- 3 неармированных контрольных образца с радиусом закругления 62,5 мм;
- 9 усиленных образцов квадратного сечения с длиной стороны 150 мм и различными радиусами закругления углов ($R = 25$ мм, $R = 37,5$ мм, $R = 55$ мм);
- 3 усиленных образца с круглым поперечным сечением диаметром 150 мм.

3.2. Системы усиления колонн

Первая серия испытаний была проведена при усилении колонн углеродной тканью типа Tудalit BZT2-V.FRAAS, которая уже была регламентирована и допущена к применению в строительстве [1]. В качестве бетонной матрицы использовался раствор от производителя Maхit под названием VP2 B2 SM20M HS МНК, наносимый на поверхность колонны методом набрызга. Он имеет максимальный размер зерна 2 мм и был специально разработан для углеродного армирования в процессе ручного ламинирования и распыления.

Текстильная арматура GRID Q142 / 142 - CCE - 25 из углеродных волокон, использованная во второй серии испытаний, была разработана производителем Solidian. Эта текстильная арматура имеет размеры ячеек 25 мм по всем направлениям. Как правило, текстиль пропитан эпоксидной смолой. Однако для того, чтобы также обрабатывать текстиль в угловой зоне, его пропитывали по согласованию с производителем гибкой дисперсией на основе стирол-бутадиенового каучука. Мелкозернистый бетон TUDALIT-TF10-PAGEL используется здесь в качестве бетона усиления [22-31].

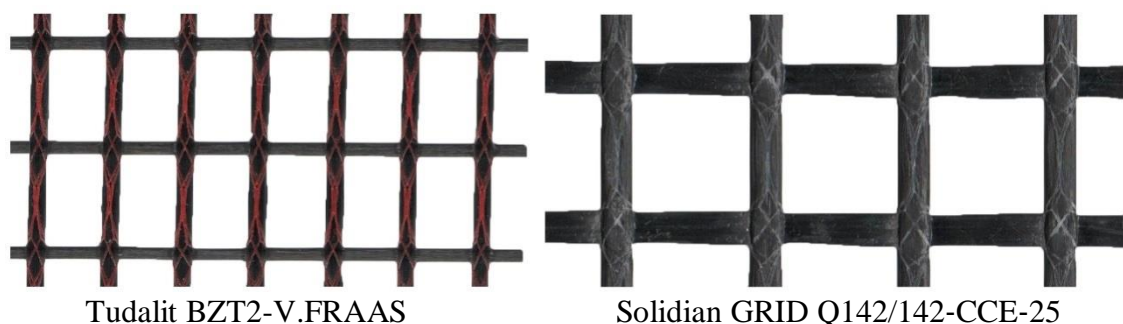


Рисунок 2 - Схемы расположения армирующих волокон

3.3. Геометрические параметры поперечного сечения колонн

Чтобы исследовать влияние различных геометрических форм поперечного сечения на эффективность железобетонного армирования, радиусы закругления углов были оценены от наименьшего в 25 мм, до круглой колонны диаметром 150 мм. Образцы для испытаний с радиусом закругления 62,5 мм служили неармированными контрольными элементами для испытаний. Рассмотренные варианты геометрии поперечного сечения представлены в графическом виде на рисунке 3.

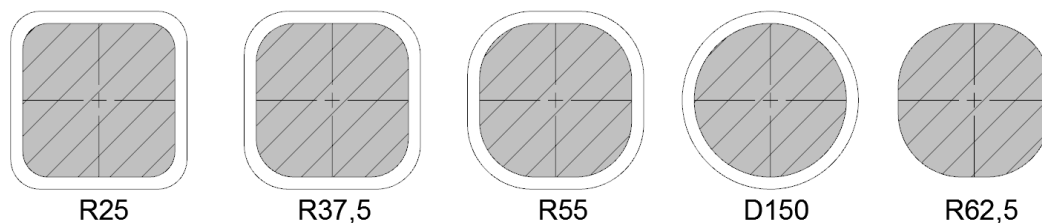


Рисунок 3 - Варианты геометрических форм поперечного сечения

3.4. Изготовление опытных образцов

Для изготовления сердечников несущих колонн использовалась опалубка с гипсовыми трафаретами с разным радиусом закругления по углам. Трафареты крепились с

помощью акрилового герметика. После изготовления сердечников колонн штукатурные трафареты удалялись и утилизировались. Далее из их середины этих колонн вырезались столбики высотой 35 см, которые затем шлифовали до зернистой структуры и подготавливали к армированию. Армирующие слои системы наносились методом ламинирования вручную. В то время как образцы для испытаний серии ZT-M были обработаны тремя слоями армирующего материала, то при проведении испытаний образцов типа SOL-P использовалось два слоя. Уменьшенное количество слоев во второй серии связано с использованием текстиля. Большие площади поперечного сечения ровинга и, как следствие, повышенная жесткость текстиля позволили связать лишь два слоя с постоянной толщиной слоя 15 мм. Поддержание равномерности толщины слоя в 5 мм обеспечена путем приклепления шаблонов к торцам элементов во время нанесения покрытия.

3.5. Проведение испытаний

Все испытания проводились со следящим управлением, чтобы можно было точно проанализировать процессы перераспределения усилий в армирующем слое при его разрушении. Испытываемые образцы получали предварительную нагрузку 20 кН. Данные измерительных приборов непрерывно контролировались и регистрировались. Для этого на противоположных сторонах были установлены индуктивные датчики перемещения и тензометрические датчики для измерения деформаций. Результаты документировались вплоть до снижения несущей способности, примерно, на 50%, так что можно было записать всю процедуру испытания и поведение испытываемых образцов.

4. Оценка полученных результатов

Увеличение несущей способности элементов было достигнуто со всеми исследованными вариантами геометрии первой серии испытательных образцов, усиленных системой армирования BZT-M (3 эффективных слоя толщиной в 15 мм). Диаграммы напряжения-деформации, представленные на рисунке 4, показывают четкое перераспределение нагрузки после разрушения сердечника на систему армирования, в результате чего на диаграмме наблюдалось увеличение угла наклона.

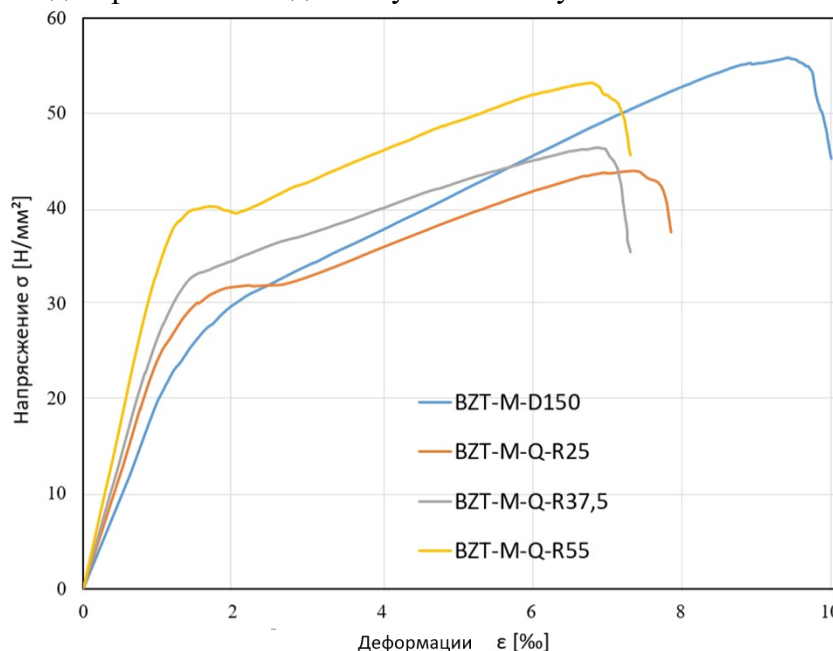


Рисунок 4 - Диаграммы состояния «напряжение-деформация» обеих систем армирования

Образцы для испытаний второй серии, усиленные системой SOL-P (2 эффективных слоя толщиной в 15 мм), незначительно изменяют несущую способность элементов. После разрушения сердечника слой усиления включается в силовое сопротивление, но только в

небольшой степени, так что прочность бетона сердечника на сжатие не превышает. Тем не менее, результаты испытаний для цилиндрических опытных образцов показали эффективность армирующего слоя, за счет которого было достигнуто среднее увеличение несущей способности по сравнению с неармированными контрольными образцами на 23%. Полученные результаты указывают на явную проблему склеивания внутри ровингов, поскольку, несмотря на большие площади поперечного сечения пряжи по сравнению с системой BZT-M, было достигнуто меньшее увеличение несущей способности.

По мере того, как площадь поперечного сечения ровинга увеличивается, доля сердцевинного волокна увеличивается квадратично, тогда как окружность и, следовательно, доля кромочного волокна увеличивается только линейно. Поскольку краевые волокна находятся в прямом контакте с бетонной матрицей, их адгезионная связь улучшается за счет полного или частичного соединения. С другой стороны, в сердцевинные волокна проникают продукты гидратации или вторичное покрытие лишь изредка, и они в основном могут активироваться силами трения. При увеличении содержания волокон в сердечнике качество композита по отношению к общей площади поперечного сечения ухудшается в процентном отношении.

Напряжения на границе раздела волокон-матриц значительно выше, чем на границе раздела волокон-волокон. Существует неравномерное нагружение волокон, которое, согласно результатам исследований *Ohno* и *Hannant* [32], иллюстрируется механической моделью, представленной на рисунке 5.

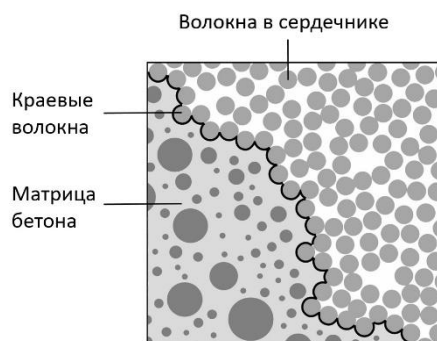


Рисунок 5 - Кривая расширения сердечника и краевых волокон согласно упрощенной механической модели *Ohno* и *Hannant*

5. Интерпретация результатов испытаний

На основе оценки полученных данных можно найти простую аналитическую связь для прогнозирования увеличения несущей способности испытываемых образцов, усиленных углеродистым бетоном. Для этой цели по результатам эксперимента были определены отношения давления связывания и прочности бетона в сердечнике по сравнению с отношениями прочности при сжатии к прочности бетона и перенесены на диаграмму. Такая формулировка известна из литературы и была выбрана на основе современных моделей проектирования армирования колонн текстильным бетоном.

Все существующие результаты испытаний были использованы для формулирования расчетной формулы для прогнозирования увеличения несущей способности за счет обвязки углеродистым бетоном.

Эмпирические константы формулы описываются уравнением линейной регрессии. Аналитическая зависимость полученных результатов испытаний (рисунок 6) имеет следующий вид:

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 3,28 \cdot \frac{f_{l,u}}{f_{c0}} + 0,92,$$

где f_{cc} – прочность обжатого бетона; $f_{l,u}$ – давление обжатия от слоя усиления; f_{c0} – прочность бетона на сжатие.

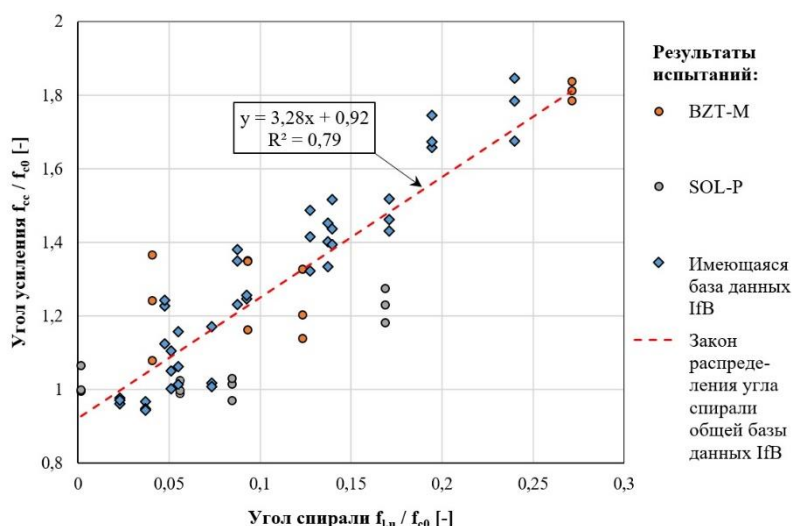


Рисунок 6 - Увеличение несущей способности колонны за счет армирования текстиль-бетоном

Приведенная формула действительна для соотношения $f_{I,u}/f_{c0} < 0,3$. Кроме того, формула действительна только для колонн с круглым и квадратным поперечным сечением. Чтобы использовать формулу для прямоугольных поперечных сечений, база данных должна быть расширена и перекалибрована путем дополнительных испытаний образцов с различными размерами поперечного сечения в направлениях по осям OX и OY.

6. Заключение

1. Выполнены экспериментальные исследования колонн квадратного поперечного сечения (при наличии скруглений в углах) и круглого поперечного сечения, усиленных углебетоном с использованием двух систем усиления: Tudalit BZT2-V.FRAAS и Solidian GRID Q142/142-CCE-25.
2. Установлено, что использование усиления сечений углебетоном может привести к росту несущей способности до 23% за счет поперечного обжатия ядра сечения.
3. На основании экспериментальных данных получена аналитическая зависимость для прочности железобетонных колонн квадратного поперечного сечения (при наличии скруглений в углах) и круглого поперечного сечения, усиленных углебетоном.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton). Deutsches Institut für Bautechnik (12.2016).
2. Käseberg S., Holschemacher K., Curbach M. Zum Tragverhalten CFK-umschnürter Stahlbetonstützen mit Kreisquerschnitt. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018). H. 7. S. 505-514.
3. Holschemacher K., Meßerer D., Heiden B. Test method for curvature-dependent tensile strength reduction of textile reinforced concrete (TRC). Proceedings of the 4th fib Symposium, Melbourne, Australia, 2018.
4. Meßerer D., Heiden B., Bielak J., Holschemacher K. Prüfverfahren zur Ermittlung des Krümmungseinflusses auf die Zugfestigkeit von Textilbeton. Bauingenieur 93 (2018). H. 11. Pp. 454-462.
5. Curbach M., Jesse F. Eigenschaften und Anwendung von Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau. Vol. 104 (2009). Nr. 1. S. 9-16.
6. Хольшемахер К., Либольдт М., Шладитц Ф., Титце М., Булгаков А.Г. Углебетон: от научных исследований до строительной практики // Сб. научн. тр. ПААСН. Т. 2. М.: Изд. АСВ, 2019, С. 580-591.
7. Scheerer S., Schladitz F., Curbach M. Textile reinforced Concrete – from the idea to a high performance material. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proc. of FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagneux: S.A.R.L.Rilem Publ. 2015. S. 15–33.
8. Curbach M., Ortlepp R. (Hrsg.): Sonderforschungsbereich 528 - Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung – Abschlussbericht (gekürzte Fassung), <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-86425>
9. Curbach M; Ortlepp R. (Hrsg.): Textilbeton in Theorie und Praxis – Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS6); Gemeinsames Abschlusskolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 (Dresden) und 532 (Aachen) Berlin, 19.9.2011 – 20.9.2011, <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-77684>

10. Hegger J.; Voss S.: Investigations on the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete. In: Engineering Structures, Vol. 30 (2008). Iss. 7. Pp. 2050-2056.
11. Hegger J.; Will N.; Bruckermann O. et al.: Load-bearing behaviour and simulation of textile reinforced concrete. In: Materials and Structures, Vol. 39 (2006). Iss. 8. pPp. 765–776.
12. Curbach M.; Offermann R.; Assmann U. (Hrsg.): Verstärken mit Textilbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau Spezial, Januar 2015.
13. May S.; Michler H.; Schladitz F. et al.: Lightweight ceiling system made of carbon reinforced concrete. In: Structural Concrete (2018) DOI: 10.1002/suco.201700224.
14. Schumann A.; Michler H.; Schladitz F. et al.: Parking slabs made of carbon reinforced concrete. In: Structural Concrete. (2017). DOI: 10.1002/suco.201700147.
15. C³ – Carbon Concrete Composite e.V.; TUDALIT e.V. (Hrsg.): Tagungsband der 9. Carbon- und Textilbetontage. Dresden, 2017.
16. Kulas C.: Allgemein bauaufsichtliche Zulassungen von Sandwichwänden und Modulbauten. In: TUDALIT Magazin, Heft 17, TUDALIT e.V. (Hrsg.), 2017, S. 20.
17. Von der Heid A.; Spelter A.: Allgemein bauaufsichtliche Zulassungen von Sandwichwänden und Fertigteilgaragen. In: TUDALIT Magazin, Heft 17, TUDALIT e.V. (Hrsg.), 2017, S. 21.
18. Michler H.: Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton – Rottachsteg Kempten im Allgäu. In: Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), S. 325–334.
19. Hegger J.; Goralski C.; Kulas C.: Schlanke Fußgängerbrücke aus Textilbeton, in: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011). S. 64–71.
20. Helbig T.; Unterer K.; Kulas C. et al.: Fuß- und Radwegbrücke aus Carbonbeton in Albstadt-Ebingen. In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016). S. 676–685.
21. Rizalla S. H.; Tadros G.: FRP for prestressing of concrete bridges in Canada. ACI Special Publication (2003) 215. S. 75–90.
22. Ushijima K.; Enomoto T.; Koso N.; Yamamoto Y.: Field deployment of carbon-fiber-reinforced polymer in bridge applications. PCI Journal 61 (2016) 5. S. 29–36.
23. Beckmann B.; Frenzel M.; Lorenz E.; Schladitz F.; Rempel S.: Biegetragverhalten von textilbetonverstärkten Platten. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) S1, S. 47–53 – DOI: 10.1002/best.201400117
24. Curbach M.; Ortlepp R.; Weiland S.; Hauptenbacher, B.: Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalentragwerks in Schweinfurt. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007). Heft 6. S. 353–361.
25. Hentschel M.; Schumann A.; Ulrich H.; Jentzsch S.: Sanierung der Hyparschale Magdeburg. Bautechnik, XX (2019) H. 1
26. Schladitz F.; Lorenz E.; Jesse F.; Curbach M.: Verstärkung einer denkmalgeschützten Tonnenschale mit Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009). Heft 7. S. 432–437.
27. Al-Jamous A.; Uhlig K.: Sanierung der historischen Betonbogenbrücke in Naila. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 27. Dresdner Brückenbausymposium. 13./14.3.2017, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dresden, 2017. S. 71–78.
28. Feix J.; Hansl M.: Pilotanwendungen von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 25. Dresdner Brückenbausymposium. 09./10.3.2015, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dresden. S. 99–110.
29. Egger M.; Feix J.: Textilbeton im Ingenieurbau, Innsbrucker Bautage 2017, Band 6, 23. Februar 2017 in Innsbruck. S. 88-108.
30. Weiland S.; Schladitz F.; Schütze E.; Timmers R.; Curbach M.: Rissinstandsetzung eines Zuckersilos. Bautechnik 90 (2013) H. 8, S. 498–504. DOI: 10.1002/bate.201300046
31. Erhard E.; Weiland S.; Lorenz E.; Schladitz F.; Beckmann B.; Curbach M.: Anwendungsbeispiele für Textilbetonverstärkung. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) S1, S. 74–82. DOI: 10.1002/best.201400124
32. Ohno S.; Hannant D.J.: Modelling the Stress-Strain Response of Continuous Fibre Reinforced Cement Composites. ACI Materials Journal 91 (1994), S. 306-312.

REFERENCES

1. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton). Deutsches Institut für Bautechnik (12.2016).
2. Käseberg S., Holschemacher K., Curbach M. Zum Tragverhalten CFK-umschnürter Stahlbetonstützen mit Kreisquerschnitt. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018). H. 7. S. 505-514.
3. Holschemacher K., Meßerer D., Heiden B. Test method for curvature-dependent tensile strength reduction of textile reinforced concrete (TRC). Proceedings of the 4th fib Symposium, Melbourne, Australia, 2018.
4. Meßerer D., Heiden B., Bielak J., Holschemacher K. Prüfverfahren zur Ermittlung des Krümmungseinflusses auf die Zugfestigkeit von Textilbeton. Bauingenieur 93 (2018). H. 11. Pp. 454-462.

5. Curbach M., Jesse F. Eigenschaften und Anwendung von Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau. Vol. 104 (2009). Nr. 1. S. 9-16.
6. Хольшемахер К., Либольдт М., Шладитц Ф., Титце М., Булгаков А.Г. Углебетон: от научных исследований до строительной практики // Сб. научн. тр. РААСН. Т. 2. М.: Изд. АСВ, 2019, С. 580-591.
7. Scheerer S., Schladitz F., Curbach M. Textile reinforced Concrete – from the idea to a high performance material. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proc. of FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagneux: S.A.R.L.Rilem Publ. 2015. S. 15–33.
8. Curbach M., Ortlepp R. (Hrsg.): Sonderforschungsbereich 528 - Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung – Abschlussbericht (gekürzte Fassung), <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-86425>
9. Curbach M.; Ortlepp R. (Hrsg.): Textilbeton in Theorie und Praxis – Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS6); Gemeinsames Abschlusskolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 (Dresden) und 532 (Aachen) Berlin, 19.9.2011 – 20.9.2011, <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-77684>
10. Hegger J.; Voss S.: Investigations on the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete. In: Engineering Structures, Vol. 30 (2008). Iss. 7. Pp. 2050-2056.
11. Hegger J.; Will N.; Bruckermann O. et al.: Load-bearing behaviour and simulation of textile reinforced concrete. In: Materials and Structures, Vol. 39 (2006). Iss. 8. pPp. 765–776.
12. Curbach M.; Offermann R.; Assmann U. (Hrsg.): Verstärken mit Textilbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau Spezial, Januar 2015.
13. May S.; Michler H.; Schladitz F. et al.: Lightweight ceiling system made of carbon reinforced concrete. In: Structural Concrete (2018) DOI: 10.1002/suco.201700224.
14. Schumann A.; Michler H.; Schladitz F. et al.: Parking slabs made of carbon reinforced concrete. In: Structural Concrete. (2017). DOI: 10.1002/suco.201700147.
15. C³ – Carbon Concrete Composite e.V.; TUDALIT e.V. (Hrsg.): Tagungsband der 9. Carbon- und Textilbetontage. Dresden, 2017.
16. Kulas C.: Allgemein bauaufsichtliche Zulassungen von Sandwichwänden und Modulbauten. In: TUDALIT Magazin, Heft 17, TUDALIT e.V. (Hrsg.), 2017, S. 20.
17. Von der Heid A.; Spelter A.: Allgemein bauaufsichtliche Zulassungen von Sandwichwänden und Fertigteilgaragen. In: TUDALIT Magazin, Heft 17, TUDALIT e.V. (Hrsg.), 2017, S. 21.
18. Michler H.: Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton – Rottachsteg Kempten im Allgäu. In: Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), S. 325–334.
19. Hegger J.; Goralski C.; Kulas C.: Schlanke Fußgängerbrücke aus Textilbeton, in: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011). S. 64–71.
20. Helbig T.; Unterer K.; Kulas C. et al.: Fuß- und Radwegbrücke aus Carbonbeton in Albstadt-Ebingen. In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016). S. 676–685.
21. Rizalla S. H.; Tadros G.: FRP for prestressing of concrete bridges in Canada. ACI Special Publication (2003) 215. S. 75–90.
22. Ushijima K.; Enomoto T.; Koso N.; Yamamoto Y.: Field deployment of carbon-fiber-reinforced polymer in bridge applications. PCI Journal 61 (2016) 5. S. 29–36.
23. Beckmann B.; Frenzel M.; Lorenz E.; Schladitz F.; Rempel S.: Biegetragverhalten von textilbetonverstärkten Platten. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) S1, S. 47–53 – DOI: 10.1002/best.201400117
24. Curbach M.; Ortlepp R.; Weiland S.: Hauptenbucher, B.: Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalentragwerks in Schweinfurt. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007). Heft 6. S. 353–361.
25. Hentschel M.; Schumann A.; Ulrich H.; Jentzsch S.: Sanierung der Hyparschale Magdeburg. Bautechnik, XX (2019) H. 1
26. Schladitz F.; Lorenz E.; Jesse F.; Curbach M.: Verstärkung einer denkmalgeschützten Tonnenschale mit Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009). Heft 7. S. 432–437.
27. Al-Jamous A.; Uhlig K.: Sanierung der historischen Betonbogenbrücke in Naila. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 27. Dresdner Brückenbausymposium. 13./14.3.2017, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dresden, 2017. S. 71–78.
28. Feix J.; Hansl M.: Pilotanwendungen von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 25. Dresdner Brückenbausymposium. 09./10.3.2015, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dresden. S. 99–110.
29. Egger M.; Feix J.: Textilbeton im Ingenieurbau, Innsbrucker Bautage 2017, Band 6, 23. Februar 2017 in Innsbruck. S. 88-108.
30. Weiland S.; Schladitz F.; Schütze E.; Timmers R.; Curbach M.: Rissinstandsetzung eines Zuckersilos. Bautechnik 90 (2013) H. 8, S. 498–504. DOI: 10.1002/bate.201300046
31. Erhard E.; Weiland S.; Lorenz E.; Schladitz F.; Beckmann B.; Curbach M.: Anwendungsbeispiele für Textilbetonverstärkung. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) S1, S. 74–82. DOI: 10.1002/best.201400124
32. Ohno S.; Hannant D.J.: Modelling the Stress-Strain Response of Continuous Fibre Reinforced Cement Composites. ACI Materials Journal 91 (1994), S. 306-312.

Информация об авторах:

Хольшемахер Клаус

Высшая школа техники, экономики и культуры, Лейпциг, Германия,
доктор технических наук, профессор, профессор факультета гражданского строительства.
E-mail: klaus.holschemacher@htwk-leipzig.de

Булгаков Алексей Григорьевич

Юго-Западный государственный университет, Курск, Россия,
доктор технических наук, профессор, профессор кафедры промышленного и гражданского строительства.
E-mail: agi.bulgakov@mail.ru

Полиенко Владислав

Высшая школа техники, экономики и культуры, Лейпциг, Германия,
аспирант факультета гражданского строительства.
E-mail: wladislaw.polienko@htwk-leipzig.de

Information about authors:

Holschemacher Klaus

Higher School of Technology, Economics and Culture, Leipzig, Germany,
doctor of technical sciences, professor, professor of the Faculty of Civil Engineering.
E-mail: klaus.holschemacher@htwk-leipzig.de

Bulgakov Alexey G.

Southwest State University, Kursk, Russia,
doctor of technical sciences, professor, professor of the Department of Industrial and Civil Engineering.
E-mail: agi.bulgakov@mail.ru

Polienko Vladislav

Higher School of Technology, Economics and Culture, Leipzig, Germany,
postgraduate student at the Faculty of Civil Engineering.
E-mail: wladislaw.polienko@htwk-leipzig.de

Б. МИТРОВИЧ¹

¹НИУ «Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ВЕРИФИКАЦИЯ МЕТОДИКИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА РЕДУКЦИИ ПРИ РАСЧЕТЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СИСТЕМ НА УСТОЙЧИВОСТЬ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ ОБРУШЕНИЮ

Аннотация. В работе представлена методика использования коэффициента редукции для обеспечения устойчивости монолитных железобетонных несущих конструкций к прогрессирующему обрушению.

В рамках проведенного верификационного исследования доказана корректность и обоснованность разработанного метода расчетного анализа устойчивости монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению.

Полученный и обоснованный в рамках выполненных исследований коэффициент редукции (K_1) представляет собой важнейшую деформационную характеристику особого предельного состояния монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений для аварийной расчетной ситуации, связанной с отказом локального конструктивного элемента.

Ключевые слова: несущие конструкции, напряженно-деформированное состояние, расчетный прогноз, расчетная модель, прогрессирующее обрушение.

B. MITROVIC¹

¹Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

VERIFICATION OF THE METHOD OF APPLICATION OF THE REDUCTION COEFFICIENT IN THE CALCULATION OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE SYSTEMS TO RESIST PROGRESSIVE COLLAPSE

Abstract. The paper presents a method of using the reduction factor to ensure the stability of monolithic reinforced concrete bearing structures to progressive collapse.

Within the framework of the verification study, the correctness and validity of the developed method for the computational analysis of monolithic reinforced concrete bearing systems of buildings and structures to resist progressive collapse were proved.

The reduction factor (K_1) obtained and justified in the framework of the research performed is the most important deformation characteristic of the special limiting state of monolithic reinforced concrete bearing systems of buildings and structures for an emergency design situation associated with the failure of a local structural element.

Keywords: load-carrying structures, stress-and-strain state, design prediction, calculation model, progressive collapse.

Введение

Оценка устойчивости несущей системы зданий при отказе отдельных несущих конструкций или при образовании локального дефекта в конструктивной системе является одной из важнейших задач при оценке уровня надежности несущей системы здания в целом. Государственным стандартом (ГОСТ 27751-2014) введено новое предельное состояние: «особые предельные состояния - состояния, возникающие при особых воздействиях и

ситуациях и превышение которых приводит к разрушению сооружений с катастрофическими последствиями».

Понятие особых воздействий детально рассматривается в СП 296.1325800.2017, в котором для расчета несущих конструкций устанавливает повышенные значения прочностных характеристик материалов, что обосновывается следующим: «...учет возможности работы арматуры за пределами текучести материала».

Известно, что работа несущих конструкций за пределами упругой фазы хорошо изучена и регламентируется нормами проектирования сейсмостойких зданий. Основой расчетов конструкций в пластической фазе являются величины «коэффициента допускаемых повреждений / поведения» (K_1) базируются, как правило, на характеристике пластичности конструкции (коэффициент пластичности μ).

Для наиболее распространенных видов несущих систем - многоэтажных и высотных зданий с несущими конструкциями из монолитного железобетона - предложен и обоснован метод защиты от прогрессирующего обрушения, основанный на устройстве этажей повышенной жесткости (аутригерные этажи). Наличие значений характеристики уровня допускаемых повреждений – коэффициента редукции (аналог коэффициента K_1 сейсмостойких конструкций) для режима прогрессирующего обрушения при отказе вертикальной несущей конструкции, позволит выполнять корректную оценку эффективности аутригерных этажей.

Одним из методов определения величины «коэффициента допускаемых повреждений/поведения» является анализ состояния несущих конструкций зданий, получивших повреждения при землетрясениях [1, 2]. Теоретические исследования по определению «коэффициента допускаемых повреждений / поведения» базируются, как правило, на характеристике пластичности конструкции (коэффициент пластичности μ), либо на параметре повреждаемости конструкции («индекс повреждаемости конструкции» D) – см. работы [3, 4].

Модели и методы

С целью обоснования возможности использования подходов, основанных на допускаемом объеме повреждений элементов несущей системы (в рамках решения задач устойчивости монолитных железобетонных зданий к прогрессирующему обрушению), в работе [5] проведены исследования механизмов разрушений основных конструктивных элементов монолитных железобетонных несущих систем в режиме прогрессирующего обрушения и обоснованы критериальные элементы и узлы для оценки предельных состояний в условиях отказа локальных элементов. Кроме того, выполнено обоснование критериев предельных состояний, корректно отражающих условия формирования допустимого объема повреждений в критериальных зонах несущих железобетонных систем в режиме отказа локальных элементов несущей системы.

На основании результатов обоснована необходимость использования деформационных критериев для дальнейших расчетных исследований НДС несущей системы в условиях отказа локальных конструкций.

Исследованиями установлено, что в качестве основного критерия для оценки НДС монолитных железобетонных конструкций для режима отказа вертикальной несущей конструкции может быть принята величина вертикальной деформации приопорного участка перекрытия при «отказе» вертикальной несущей конструкции, при которой формируются условия «разрушения» приопорной зоны перекрытия – величина предельного смещения.

Использование разработанного метода моделирования процесса структурных изменений конструктивных элементов монолитных железобетонных систем в режиме развития деградации конструкции в сравнении с нелинейным расчетом, учитывающим физическую нелинейность работы материала, дает хорошие результаты.

На основе анализа предельных смещений и соответствующих предельных относительных деформаций получены значения коэффициентов редукции (K_1) для различных величин пролетов и точек «отказов» конструкций монолитных железобетонных

зданий. В качестве консервативной величины коэффициента допускаемых повреждений принято значение: $K_I = 0.50$.

В условиях допускаемых нормами пластических деформаций в железобетонных элементах при «отказах» локальных конструкций и с учетом активного применения железобетонных аутригерных систем представляется вполне обоснованным применение разработанного и обоснованного метода использования коэффициента редукции для расчетного анализа устойчивости монолитной железобетонной несущей системы к прогрессирующему обрушению. Так как проведение физических экспериментов с отказом локальной конструкции в монолитной железобетонной несущей системе, включающей аутригерную конструкцию, связано с большими затратами, подобные эксперименты до настоящего времени не проводились.

В условиях отсутствия данных о физических экспериментах методика верификации разработанного метода расчетного анализа с применением коэффициента редукции может быть основана на сопоставлении результатов расчетов тестовых моделей, выполненных по методике, разработанной в рамках данного исследования, и по методике, использующей методы расчетного анализа железобетонных конструкций в физически нелинейной постановке с учетом динамических эффектов (нелинейный динамический анализ), но ранее верифицированной и признанной корректной – референсной методике. Процедура верификации сводится к сопоставлению величин вертикальных деформаций, полученных по результатам расчета железобетонных конструкций, армированных на основе редуцированных значений нагрузочных эффектов ($K_I < 1,0$) в референсной методике, с результатами предельных вертикальных деформаций, соответствующих состоянию «перед разрушением» приопорной зоны узла стыка перекрытия и колонны.

В качестве референсной методики используется методика, представленная в работе [6] вместе с результатами ее верификации. Методика [6] включена в состав вычислительного комплекса SCAD, что позволяет выполнить в рамках одного вычислительного комплекса как расчеты по методике, разработанной в рамках настоящего исследования, так и расчеты с применением нелинейного динамического анализа.

В рамках методики [6] используются конечные элементы плоской оболочки средней толщины [6,7] описываемые соотношениями теории Миндлина-Рейсснера (см. рисунок 1), а также двухузловой конечный элемент пространственной рамы, учитывающий деформации поперечного сдвига на основе теории С. П. Тимошенко [8] (см. рисунок 2).

В рамках методики [6] армирование оболочечных конечных элементов представлено в виде «размазанных» по плоскости арматурных стержней, образующих арматурные слои S_1, S_2, S_3, S_4 . Каждый арматурный слой состоит из стержней одного направления, одного и того же материала и поперечного сечения. Количество арматурных слоев не ограничено. В случае стержневого конечного элемента продольная арматура учитывается дискретно.

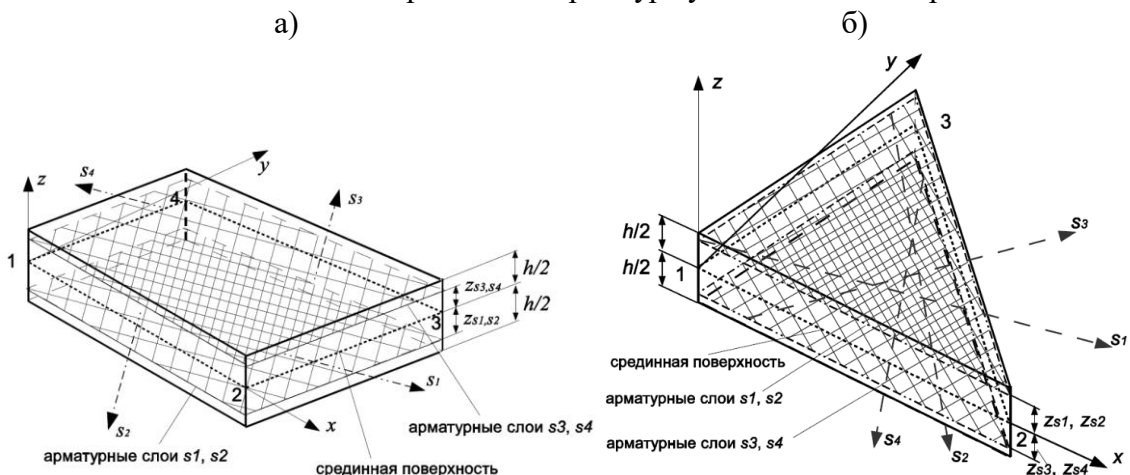


Рисунок 1 - Общая схема оболочечного конечного элемента: а) – четырехугольный, б) – трехугольный
 h – толщина конечного элемента, $ZS_1 - ZS_4$ – расстояние от соответствующего арматурного слоя до срединной поверхности.

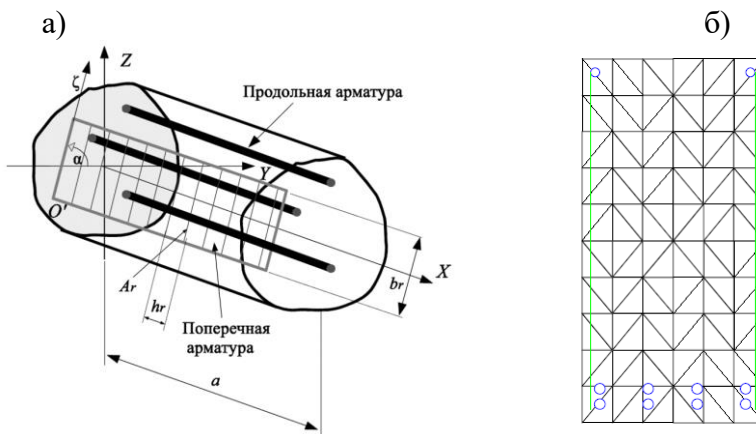


Рисунок 2 - Общая схема стержневого конечного элемента, учитывающего деформации поперечного сдвига на основе теории С. П. Тимошенко: а) – общая схема армирования сечения произвольной формы, б) – конечноэлементная схема поперечного сечения прямоугольной формы с дискретными арматурными элементами

Основные соотношения в конечных элементах по методике [6] основаны как на теории пластического течения, так и на деформационной теории пластичности. В рамках верификационных работ по референсной методике в работах [6,7] показано, что применение деформационной теории пластичности в случае нециклического нагружения приводит к результатам, более близким к результатам физических экспериментов, чем применение теории пластического течения, по крайней мере на рассмотренных тестовых задачах.

Традиционно в рамках физически нелинейного анализа используются базовые положения деформационной теории Н.И. Карпенко. С учетом использования деформационной теории пластичности в рамках методики [6] используется диаграмма $\sigma - \varepsilon$. (см. рисунок 3).

Значения напряжений и деформаций в точках С и U (соответственно σ_c , ε_c и σ_u , ε_u), а также начальный модуль деформаций бетона E однозначно определяют конфигурацию кривой $\sigma - \varepsilon$ в зоне сжатия. Здесь σ_c – предел прочности бетона на сжатие. В зоне растяжения используется трехлинейная диаграмма, причем ниспадающий участок моделирует деградацию бетона при появлении и развитии трещин. Здесь σ_t – предел прочности бетона на растяжение, $\varepsilon_t = \sigma_t/E$, параметр α' определяет остаточную прочность бетона на растяжение и обычно равен нулю, а параметр ξ определяет протяженность ниспадающей ветви и модуль разупрочнения бетона $E_t = -E/(\xi - 1)$.

Важной особенностью методики [6] является формулировка соотношений деформационной теории пластичности в терминах остаточных деформаций, позволяющая осуществлять переход из зоны сжатия в зону растяжения и наоборот.

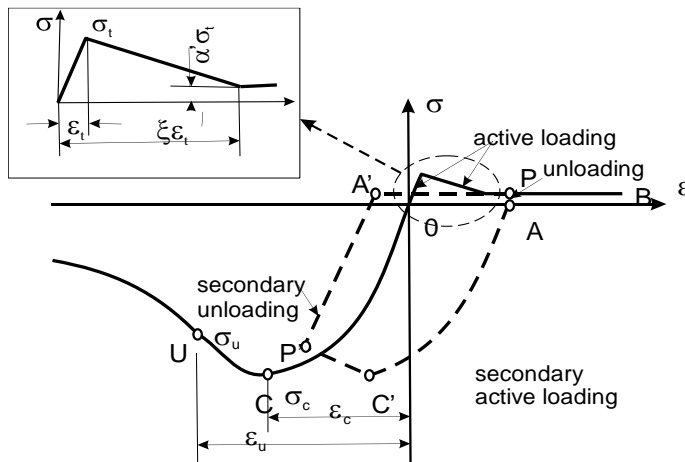


Рисунок 3 - Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ для бетона (приведен в авторской редакции)

В методике [6] для обеспечения вычислительной устойчивости метода учитывается жесткость арматуры не только на растяжение-сжатие, но и на поперечный сдвиг. Это позволяет избежать геометрической изменяемости или плохой обусловленности задачи в тех случаях, когда конечные элементы полностью находятся в зоне растяжения.

Поведение арматуры также описывается соотношениями деформационной теории пластичности, сформулированными в терминах остаточных деформаций, и принимается симметричная билинейная диаграмма $\sigma - \varepsilon$ с упрочнением $0,01E_s$, где E_s – модуль упругости для стали.

Анализ приведенных выше базовых положений методики [6] показывает, что указанная методика может быть принята в качестве референсной для процедуры верификации разработанного метода расчетного анализа с использованием коэффициента редукции.

Результаты исследования и их анализ

Процедура верификации разработанной методики состоит из нескольких этапов.

Этап 1. Разработка тестовой модели, включающей аутригерную конструкцию, для выполнения расчетного анализа устойчивости к прогрессирующему обрушению, определение базовых параметров армирования элементов тестовой модели при принятых параметрах нагружения (параметры армирования аутригерной конструкции определяются на этапе 2).

Этап 2. Выполнение расчета по разработанной методике с учетом динамических эффектов в двух вариантах. Модель вариант 1 – без учета коэффициента редукции ($K_1=1,0$). Модель вариант 2 – с учетом коэффициента редукции ($K_1=0,5$).

Динамические эффекты при «отказе» локальной конструкции учитываются в рамках прямого интегрирования уравнений движения.

По результатам расчетов этапа 2 определяются требуемые величины армирования аутригерных конструкций.

Этап 3. Выполнение расчета методом нелинейного динамического анализа по методике [6] тестовой модели с армированием основных элементов несущей системы по результатам этапа 1 и с армированием аутригерных конструкций по результатам расчета на этапе 2.

Динамические эффекты учитываются в рамках прямого интегрирования уравнений движения.

Результатом расчета этапа 3 являются значения вертикальных смещений (по оси Z) узла над «отказавшим» элементом.

Этап 4. Выполняется сравнительный анализ вертикальных смещений узла над «отказавшим» элементом, полученных на этапе 3, с величинами предельных вертикальных смещений узлов, соответствующими состоянию «перед разрушением» приопорного участка узла стыка колонны и перекрытия.

В рамках процедуры верификации рассматривается тестовая расчетная модель монолитной железобетонной несущей системы с безригельным узлом стыка колонны и перекрытия (см. рисунок 4).

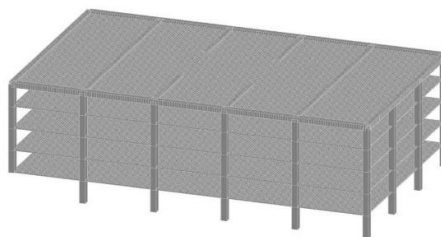


Рисунок 4 - Тестовая расчетная модель для верификации разработанного метода

Для верификации разработанной методики используется расчетная модель с «отказом» угловой колонны. В уровне покрытия в состав тестовой модели включены балки, выполняющие роль аутригерных конструкций.

Конструкции тестовой модели выполнены из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В30. Аутригерные балки имеют размеры 500х700 мм. Колонны приняты сечением 500х500 мм. Перекрытие принято толщиной 200 мм.

Продольное армирование основных вертикальных железобетонных элементов (колонн) выполнено отдельными стержнями из арматуры класса А500, поперечное армирование стержневых элементов из стержневой арматуры класса А500.

Армирование перекрытий и покрытия в расчетной модели принято в виде различных зон: приопорная зона (верхнее армирование – арматура А500 Ø10/200х200 мм + Ø20/200х200 мм; нижнее армирование – арматура А500 Ø10/200х200 мм); пролетная зона (верхнее армирование – арматура А500 Ø10/200х200 мм; нижнее армирование – арматура А500 Ø10/200х200 мм + Ø12/200х200 мм).

Параметры нагружения в тестовых задачах приняты:

- нагрузка от собственного веса железобетонных конструкций (определяется вычислительным комплексом автоматически);
- длительная нагрузка на перекрытие – 5,0 кПа.

По результатам расчета на этапе 2 определено армирование аутригерных конструкций (см. таблицу 1).

Таблица 1 – Расчетные величины армирования аутригерных конструкций

Вид модели	S_1 [см ²]	S_3 [см ²]	W_z [см ² /м]	W_y [см ² /м]
Модель вариант 1 ($K_I=0$)	50,83	4,69	35,08	26,46
Модель вариант 2 ($K_I=0,5$)	22,54	2,11	13,87	11,63

Для выполнения расчетов на этапе 3 (на основе результатов этапа 2) определены дискретные величины армирования аутригерных конструкций (см. таблицу 2).

Таблица 2 – Дискретные значения армирования аутригерных конструкций

Вид модели	S_1 [см ²]	S_3 [см ²]	W_z [см ² /м]	W_y [см ² /м]
Модель вариант 1 ($K_I=1,0$)	5d28 + 5d25 = 55,33	2d18 = 5,08	2d16/150+2d12/150 = 41,86	2d16/150 = 26,80
Модель вариант 2 ($K_I=0,5$)	5d25 = 24,54	2d16 = 4,02	2d12/150 = 15,06	2d12/150 = 15,06

По результатам расчета этапа 3 определены значения смещения опоры над отказавшей колонной Δ_z во времени – Рисунок 5 (модель вариант 1 - $K_I=1,0$), (модель вариант 2 - $K_I=0,5$).

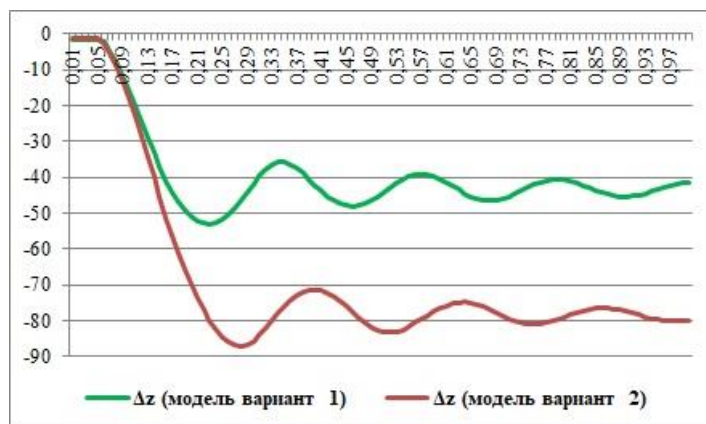


Рисунок 5 - График смещения узла над «отказавшим» элементом по нелинейного динамического анализа (этап 3) для модели вариант 1 ($K_I=1,0$) и модели вариант 2 ($K_I=0,5$)

По вертикальной оси – значения смещений (мм), по горизонтальной оси – время (сек).

По результатам расчетов на этапе 3 (на основе нелинейного динамического анализа по методике [6]) получены значения максимальных вертикальных смещений узла над «отказавшим» элементом для расчетного случая «отказа» угловой колонны. Сопоставление графиков демонстрирует существенное влияние уровня армирования аутиггерной конструкции на величины вертикальных деформаций конструкций узла над «отказавшим» элементом:

- для варианта 1 ($K_1=1,0$) $\Delta_z = -53,06$ мм;
- для варианта 2 ($K_1=0,5$) $\Delta_z = -87,0$ мм

Для выполнения верификационной процедуры рассматриваются результаты по варианту 2 ($K_1=0,5$) $\Delta_z = -87,0$ мм. Эта величина вертикального смещения сравнивается с предельной величиной, которая соответствует состоянию «перед разрушением» приопорного участка перекрытия и которая рассматривается в качестве основного деформационного критерия для оценки НДС монолитных железобетонных конструкций для режима отказа вертикального несущего элемента – для расчетного случая «отказа» угловой колонны [Δ_z]=77,62 мм.

Данное значение вычислено с учетом принятых ограничений на предельную величину относительных деформаций (0,85 от предельной величины смещения, соответствующего разрушению приопорной зоны перекрытия [9]), обеспечивающих сохранность поврежденной конструкции и, следовательно, устойчивость к прогрессирующему обрушению.

Величина вертикального смещения при армировании аутиггерных конструкций, полученных с использованием коэффициента редукции $K_1=0,5$, составляет 112,1% от предельно допустимой величины вертикального смещения [Δ_z].

По результатам расчета на этапе 4 показано, что армирование аутиггерных конструкций, полученное с применением коэффициента редукции к нагрузочным эффектам ($K_1=0,5$), обеспечивают величины деформаций железобетонных несущих конструкций над «отказавшим» элементом, близкие к величинам предельно допускаемых значений (отклонение составляет +12,1%), определенных по критерию неразрушения приопорного участка монолитного железобетонного перекрытия.

Выводы

1. В качестве основного критерия для оценки НДС монолитных железобетонных конструкций для режима отказа вертикальной несущей конструкции принята величина относительной деформации, соответствующая образованию зоны «разрушения» приопорного участка перекрытия при действии поперечных сил.
2. Принятые деформационные критерии особого предельного состояния корректно отражают условия формирования допустимого объема повреждений элементов несущих железобетонных систем при прогрессирующем обрушении.
3. В рамках проведенного верификационного исследования доказана корректность и обоснованность разработанного метода расчетного анализа устойчивости монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению, в основе которого лежат деформационные критерии. Полученный и обоснованный в рамках выполненного исследования коэффициент редукции (K_1) представляет собой важнейшую деформационную характеристику особого предельного состояния монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений для аварийной расчетной ситуации, связанной с отказом локального конструктивного элемента. Величина коэффициента допускаемых повреждений $K_1 = 0,50$ может быть рекомендована к применению в расчетном анализе устойчивости монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Газлийское землетрясение 1984 г.: анализ поведения зданий и инженерных сооружений / отв. ред. А.И. Мартемьянов, Д.А. Алексеенков, Л.Ш. Килимник. М: Наука, 1988. 118 с.
2. Андреев О.О., Ойзерман В.И. Уроки землетрясения. Общие выводы // Карпатское землетрясение 1986 г. / под ред. А.В. Друмя, Н.В. Шебалина, Н.Н. Складнева, С.С. Графова, В.И. Ойзермана. Кишинев, 1990. С. 323–325.
3. Nadim F. The Bam Earthquake of 26 December 2003 / F. Nadim, M. Moghtaderi Za-deh // Bulletin of Earthquake Engineering 2: 2004. Pp. 119–153. Kluwer Academic Publishers, Printed in the Netherlands.
4. Rahai A., Nemati S. Concrete Structures, Evaluation of Behavior and Strengthening Method, 2003. 362 p.
5. Кабанцев О.В., Митрович Б. К выбору характеристик предельных состояний монолитных железобетонных несущих систем для режима прогрессирующего обрушения // Технология текстильной промышленности. 2018. № 6 (378). С. 234–241.
6. Фиалко С.Ю. Применение метода конечных элементов к анализу прочности и несущей способности тонкостенных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности // Издательство Ассоциации строительных вузов. Москва, 2018. 191 с.
7. Fialko S.. “Quadrilateral finite element for analysis of reinforced concrete floor slabs and foundation plates” // Applied Mechanics and Materials. 2015. 725-726. pp. 820–835.
8. Fialko S., Karpilovskiy V. “Spatial thin-walled reinforced concrete structures taking into account physical nonlinearity in SCAD software. Rod finite element”, Proceedings of 13th International Conference MODERN BUILDING MATERIALS, STRUCTURES AND TECHNIQUES. 16–17 May 2019. Vilnius, Lithuania eISSN 2029-9915. Vilnius Gediminas Technical University, eISBN 978-609-476-197-3, pp. 728 – 735.
9. Никифоровский В.Н., Шемякин. Е.И. Динамическое разрушение твердых тел. Новосибирск.: Наука, 1979. 271 с.

REFERENCES

1. Gazlijskoe zemletriasenie 1984 g.: analiz povedeniia zdaniy i inzhenernykh sooruzhenij [Gazli earthquake of 1984: analysis of the behavior of buildings and engineering structures] / отв. red. A.I. Martem'ianov, D.A. Alekseenkov, L.SH. Kilimnik. M: Nauka, 1988. 118 p.
2. Andreev O.O., Ojzerman V.I. Uroki zemletriaseniia. Obshchie vyvody [Earthquake lessons. General conclusions]. // Karpatskoe zemletriasenie 1986 g. / pod red. A.V. Drumia, N.V. Shebalina, N.N. Skladneva, S.S Grafova, V.I. Oizermana. Kishinev, 1990. pp. 323–325.
3. Nadim F. The Bam Earthquake of 26 December 2003 / F. Nadim, M. Moghtaderi Za-deh // Bulletin of Earthquake Engineering 2: 2004. Pp. 119–153. Kluwer Academic Publishers, Printed in the Netherlands.
4. Rahai A., Nemati S. Concrete Structures, Evaluation of Behavior and Strengthening Method, 2003. 362 p.
5. Kabantsev O.V., Mitrovic B. K vyboru kharakteristik predel'nykh sostoianij monolitnykh zhelezobetonnykh nesushchikh sistem dlia rezhima progressivushchego obrusheniia [Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse] // Tekhnologiiia tekstil'noj promyshlennosti. 2018. № 6 (378). Pp. 234–241.
6. Fialko S.IU. Primenenie metoda konechnykh elementov k analizu prochnosti i nesushchej sposobnosti tonkostennykh zhelezobetonnykh konstruksij s ucheto fizicheskoy nelinejnosti [Application of the finite element method to the analysis of strength and bearing capacity of thin-walled reinforced concrete structures taking into account physical nonlinearity] // Izdatel'stvo Assotsiatsii stroitel'nykh vuzov. Moskva, 2018. 191 p.
7. Fialko S. “Quadrilateral finite element for analysis of reinforced concrete floor slabs and foundation plates” // Applied Mechanics and Materials. 2015. 725-726. pp. 820–835.
8. Fialko S., Karpilovskiy V. “Spatial thin-walled reinforced concrete structures taking into account physical nonlinearity in SCAD software. Rod finite element”, Proceedings of 13th International Conference MODERN BUILDING MATERIALS, STRUCTURES AND TECHNIQUES, 16–17 May 2019, Vilnius, Lithuania eISSN 2029-9915. Vilnius Gediminas Technical University, eISBN 978-609-476-197-3, pp. 728 – 735.
9. Nikiforovskij V.N., Shemiakin E.I. Dinamicheskoe razrushenie tverdykh tel [Dynamic destruction of solids]. Novosibirsk.: Nauka, 1979. 271 p.

Информация об авторе:

Митрович Божидар

НИУ «Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия,
аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: bozidarm@bk.ru

Information about author:

Mitrovic Bozidar

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
post-graduate student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: bozidarm@bk.ru

N.V. FEDOROVA¹, S.YU. SAVIN¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia

PROGRESSIVE COLLAPSE RESISTANCE OF FACILITIES EXPERIENCED TO LOCALIZED STRUCTURAL DAMAGE - AN ANALYTICAL REVIEW

Abstract. During the entire life cycle, the facilities are experienced to force and environmental actions of various nature and intensity. In some cases, such influences can lead to a loss of the bearing capacity of the structural elements of a building, which in turn can lead to a disproportionate failure of the entire structural system. Such phenomenon was called progressive collapse. Major accidents at facilities, such as the collapse of a section of the Ronan Point high-rise residential building (London, 1968), the Sampoong department store (Seoul, 1995), the Transvaal Park pavement (Moscow, 2004), the World Trade Center (New York, 2011) and others, clearly demonstrated the urgency of this problem. In this regard, the regulatory documents of the USA, Great Britain, EU, China, Australia, Russia and other countries established requirements for the need to calculate structural systems of buildings for resist to progressive collapse after sudden localized structural damage. However, the steady increase in the number of new publications on the problem of progressive collapse observed in the world scientific literature indicates that the results of such studies do not yet provide exhaustive answers to all questions related to this phenomenon. In this regard, the proposed review article is aimed at systematizing, generalizing and analyzing new research results on resistance to progressive collapse of facilities, identifying new trends and proposing new research directions and tasks to improve the level of structural safety of design solutions for buildings and structures. In order to achieve this goal, the following aspects were considered: the nature of the impacts leading to progressive collapse; features of modeling the progressive collapse of structural systems of buildings and structures; mechanisms of resistance to progressive collapse and criteria for evaluation of a progressive collapse resistance.

Particular attention in the scientific review is paid to the analysis of works related to a new direction of research in the area under consideration, associated with the assessment of the bearing capacity of eccentrically compressed elements of structural systems, the effect on their resistance to progressive collapse of the parameters of the loading mode, degradation of material properties and the topology of the structural system.

The significance of the proposed scientific review is that, along with the well-known and new results presented in the English-language scientific literature, it summarizes and analyzes the original approaches, methods and research results published in Russian-language scientific publications, primarily included in the RSCI Web of Science.

Keywords: analytical review, structural safety, progressive collapse, progressive collapse resistance, ultimate limit state, buckling failure, shear failure, flexural failure

Н.В. ФЕДОРОВА¹, С.Ю. САВИН¹¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

АНАЛИЗ ОСОБЕННОСТЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ ОБРУШЕНИЮ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ ВНЕЗАПНЫХ СТРУКТУРНЫХ ПЕРЕСТРОЙКАХ: АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Аннотация. В течение всего срока службы конструкции зданий и сооружений подвержены силовым и средовым воздействиям различной природы и интенсивности. В отдельных случаях такие воздействия могут приводить к потере несущей способности конструктивных элементов здания, что в свою очередь может привести к непропорциональному отказу всей конструктивной системы – ее прогрессирующему обрушению. Крупные аварии, произошедшие на объектах капитального строительства, такие как обрушение секции многоэтажного жилого здания Ронан Пойнт (Лондон, 1968), торгового центра Сампун (Сеул, 1995), покрытия Трансвааль-Парка (Москва, 2004), здания ВТЦ (Нью Йорк, 2011) и др., наглядно продемонстрировали актуальность этой проблемы. В связи с этим в нормативных документах США, Великобритании, ЕС, Китая, Австралии, России и других стран были установлены требования о необходимости расчета конструктивных систем зданий на прогрессирующее обрушение при внезапных структурных перестройках, вызванных удалением одного из несущих элементов. Однако наблюдаемый в мировой научной литературе устойчивый рост числа новых публикаций по проблеме прогрессирующего обрушения указывает на то, что результаты таких исследований пока не дают исчерпывающих ответов на все вопросы, связанные с этим явлением. В этой связи предлагаемая обзорная статья направлена на систематизацию, обобщение и анализ новых результатов исследований по вопросам сопротивления прогрессирующему обрушению конструктивных систем зданий и сооружений, выявление новых тенденций и предложение новых направлений и задач исследований для повышения уровня конструктивной безопасности проектных решений зданий и сооружений. Для достижения указанной цели рассмотрены: природа воздействий, приводящих к прогрессирующему обрушению; особенности моделирования прогрессирующего обрушения конструктивных систем зданий и сооружений; механизмы сопротивления прогрессирующему обрушению и критерии особого предельного состояния.

Особое внимание в научном обзоре уделено анализу работ, относящихся к новому направлению исследований в рассматриваемой области, связанному с оценкой несущей способности сжатых и сжато изогнутых элементов конструктивных систем, влияния на их сопротивление прогрессирующему обрушению параметров режима нагружения, деградации свойств материалов и топологии конструктивной системы.

Значимость предлагаемого научного обзора состоит в том, что в нем наряду с известными и новыми результатами, представленными в англоязычной научной литературе, обобщены и проанализированы оригинальные подходы, методики и результаты исследований, опубликованные в русскоязычных научных изданиях, прежде всего входящих в RSCI Web of Science.

Ключевые слова: конструктивная безопасность, конструктивная система, прогрессирующее обрушение, особое предельное состояние, механизмы сопротивления разрушению, критерии особого предельного состояния

1 Introduction

It is believed that since the partial collapse of the Ronan Point building on May 16, 1968 in London [1], which occurred as a result of a gas explosion on the 18th floor of this 25-story building, scientists and design engineers have paid closer attention to the problem of ensuring the safety of supporting systems buildings and structures under accidental impacts caused by emergencies of various nature. An additional impetus to the development of this relatively new direction in the field of theory of structures and structural analysis was given by a series of collapses of buildings caused by terrorist attacks [2], [3]. Thus, most of the victims of the terrorist attacks on the buildings of Alfred Murray in Oklahoma City (USA) in 1995, residential buildings in Moscow on September 8 and 13, 1999 were caused by the collapse of parts of the buildings that followed powerful explosions, and not a direct result of the blast wave. Fires following the collision of aircraft with the South and North Towers of the World Trade Center in New York on September 11, 2001 [4] led to the complete collapse of these structures and thousands of lives. These collapse cases clearly demonstrated that an emergency failure can be implemented for any element of the supporting system.

Subsequent studies of the problem of progressive collapse showed that the nature of the failure of a structural element of a building or structure can vary from a relatively mild scenario of failure associated with bending, for example, in mechanical collisions of vehicles moving at low

speeds, to a shear [5], characterized by the absence of significant deflections of the structure immediately before destruction and the transfer of the reaction from the destroyed element to the remaining part of the bearing system for a period of time, calculated from tenths to hundredths of a second. Analysis of experimental and numerical studies [5–8], modeling such a character of the initial local destruction of the bearing element of the structural system of a building, makes it possible to ascertain the emergence of additional inertial forces in the elements of the frames of buildings and structures. Due to a wide range of impacts that differ both in their physical nature and in the intensity and likelihood of occurrence during the life of the structure, the enumeration of design situations covering all the assumed cases is ineffective. Therefore, to substantiate constructive measures to protect against progressive collapse, most researchers, and subsequently in the regulatory documents of many countries [2,9–11], [12], adopted a situational approach to modeling the design situation. In this case, the most unfavorable scenario is considered as a scenario for the development of an emergency, leading to the emergence of additional dynamic additional loading. Despite the currently emerging dominance of the situational approach to modeling emergency design situations for analyzing the stability of bearing systems of buildings and structures to progressive collapse, it is an important scientific and technical task to analyze the mechanisms of initial local destruction and the corresponding modes of deformation of structural systems to formulate sound recommendations for modeling the effects in the secondary design diagrams of structures that are formed after the initial local destruction.

The authors of the reviews of studies of progressive collapse presented in the scientific literature, as a rule, focus on the mechanisms of destruction of elements of the secondary design scheme [13–15], analysis of experimental and numerical studies of the problem of progressive collapse, while taking a situational approach as a postulate. However, the list of loads and actions adopted in the current regulatory documents of various countries, which are used for the design justification of protection against progressive collapse, has some differences. For example, in UFC 4-023-03, a non-linear static analysis for floors above a removed structural member takes a load:

$$G_N = \Omega_N (1.2D + (0.5L \text{ or } 0.2S)),$$

where Ω_N is a normative dynamic amplification factor, D is a death load; L is a live load; S is a snow load.

In a numerical study by Byfield and Paramasivam [16] of the explosion-induced collapse of the supporting system of the federal building by Alfred Murray (Oklahoma City, USA, 1995), the convergence of the simulation results with the real picture of destruction was achieved with a combination of loads:

$$G = 1.05D + 0.25L.$$

In Building Code of Russian Federation SP 385.1325800.2018, as in UFC 4-023-03, a combination of constant and long-term loads is accepted:

$$C_s = P_d + P_l + P_s,$$

where P_d is death load, P_l is live long-term load, P_s is a load associated with the dynamic effect in the load-bearing system under the sudden removal of the load-bearing member. All loads, including death ones, are taken according to their nominal value.

In the Eurocode EN 1991-1-7, the issue of normalization of loads for the calculation of disproportionate destruction is included in national annexes, however, in contrast to the above-mentioned regulatory documents, recommendations are given for assessing the risk of emergencies.

Analysis of these documents also indicates differences in approaches to accounting for the dynamic effects of removing an element. UFC 4-023-03 unambiguously adopted the dynamic nature of the removal of an element, while with a static method of calculating an accident in the form of a failure of a bearing element for elastically deformable systems, the dynamic factor is taken equal to 2 for all loads applied to the floors above the removed element. And for systems that allow the development of plastic deformations, it accepts with a reduction factor that takes into account the features of the structural system. In the Building Codes of Russian Federation for reconstructed buildings built before the entry into force of SP 385.1325800.2018, in order to ensure

the requirements of protection against progressive collapse, it is allowed to perform calculations for a statically applied impact, and for newly erected buildings, a “slow” quasi-static or sudden dynamic scenario of the transfer of forces can be considered. from the item to be removed. However, the document lacks criteria for differentiating these design situations for specific types of buildings and structures. Although this aspect is not reflected in the main text of Eurocode EN 1991-1-7, as noted by Paolo Formichi [17], it is common practice to apply a dynamic amplification factor of 2 for structures above the localized failure zone.

An analysis of regulatory documents and review and analytical scientific articles on the issue of progressive collapse shows that in order to answer the questions related to taking into account the initial local destruction in the supporting system of a building or structure, it is necessary to return to considering the possible causes of such local destruction. In this direction, one can note the informative report of Ellingwood B.R. et al. [18] and an article by Kiakojoury et al. [3], in which one of the sections is devoted to a brief analysis of the impacts that cause the progressive destruction of the load-bearing systems of buildings. As such, Kiakojoury et al. following Ellingwood B.R. et al. emit explosions, fires, shock and seismic effects, as well as combinations of these and other factors. However, Kiakojoury et al. as well as in the above-considered analytical reviews, the quantitative and qualitative parameters of such impacts are not highlighted, their assessment is not given in terms of the impact on the propagation of damage in the bearing system and the nature of such damage.

In addition, since the publication of the review articles discussed above, such as [13–15], new publications have been published on the issue of progressive collapse, and a number of non-English-language research articles of the past (primarily those belonging to authors from the CIS countries) have remained outside the border consideration of these works. Therefore, this analytical review is intended to fill this gap.

2. The nature of the impacts leading to progressive collapse. Loading modes

2.1. Explosions

The collapse of part of the Ronan Point building due to a natural gas explosion on May 16, 1968 in London [1], served as a trigger for a more intensive study of the phenomena associated with the progressive destruction of the bearing systems of buildings and structures in order to reduce the possible damage from some initial local destruction in constructive system.

At present, many researchers [3–5, 13, 19] consider explosions as one of the main threats to the occurrence of initial local destruction, since it is precisely with such influences that the mechanism of initial shear destruction is possible [5], characterized by a rapid transfer of forces from the destroyed element on the preserved structures and the emergence of significant forces of inertia.

Explosive effects are extremely diverse. These include explosions of natural gas in residential premises and inside industrial buildings and structures, terrorist attacks. In the listed cases, the loading mode and the load application pattern will differ. In the scientific literature, as a rule, a distinction is made between nearby explosions and those remote from the structure. For the unification and convenience of modeling explosive effects on building structures, a parameter of the scaled distance z ($\text{m/kg}^{1/3}$) is introduced, which takes into account the distance to the explosive device, its mass and makes it possible to assess the resistance of structures to explosive effects, based on the equivalent pressure of the blast wave on the building structure. In most studies carried out in recent years [20–24], this parameter varied from 0.4 to 6 $\text{m/kg}^{1/3}$. This range of values is consistent with the cases of real explosions leading to the progressive collapse of buildings and structures. Thus, in the 1995 terrorist attack on the federal building of Alfred Murray, as noted by Tagel-Din, H., & Rahman, NA [25], an explosive device weighing about 4000 pounds (about 1814 kg) was detonated at a distance of 14 feet (about 4.27 m) from the entrance group of the building ($z = 0.35 \text{ m/kg}^{1/3}$) led to the fragmentation of the column of the first floor nearest to the epicenter of the explosion in 0.3-0.4 seconds from the moment of detonation, as well as damage to

the adjacent girders and columns leaving on the facade of the building (figure 1, a - b). This provoked, after 1.5 seconds, a complete collapse of the girder over the destroyed column and the formation of plastic hinges in the girders of the overlying floors above the removed load-bearing element. The complete collapse of the supporting system of the building occurred after 4.5 seconds.

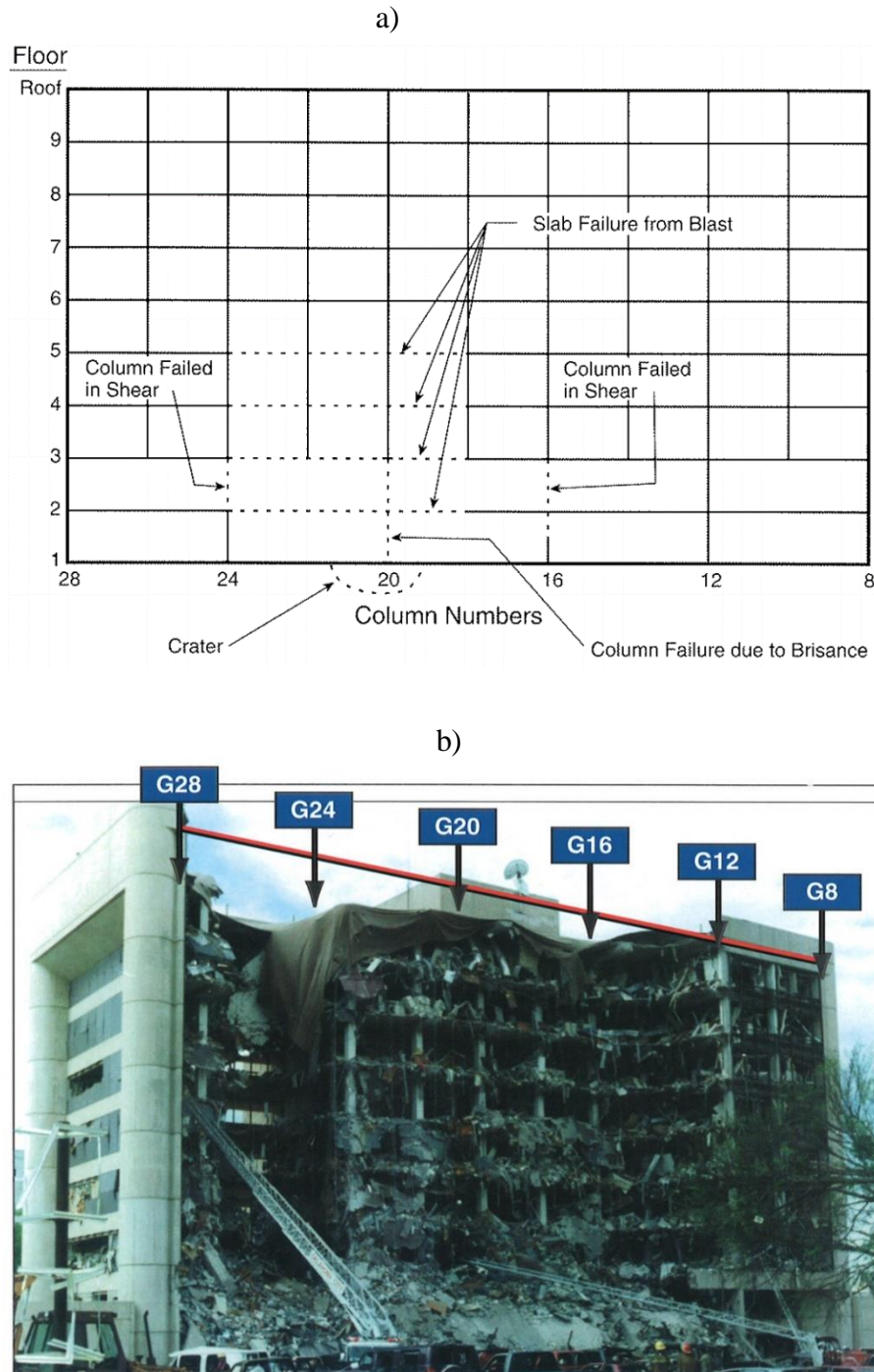


Figure 1 - A picture of the collapse of a building by Alfred Murray, Oklahoma City, USA, 1995 [27]: diagram of the destruction of the structural structures of the building caused by the blast wave - a view from the side of the northern facade (a) general view of the eastern and northern facades of the building after the collapse (b)

Yan J et. al [20] found that at close detonation of an explosive device ($z = 0.4 - 0.54 \text{ m/kg}^{1/3}$), brittle shear fracture was observed for CFRP columns. The destruction of the models under consideration occurred depending on the percentage of reinforcement CFRP 10 - 25 ms after the contact of the blast wave with the structure. Similar results were obtained by Hu et. al. [21], who

established that the zone strengthening of a column using CFRP does not prevent its brittle fracture at the considered intensity of the blast wave. In studies by C. Zhang, Abedini, and Mehrmashhadi [23], the destruction of an element exposed to the action of a blast wave from a close detonation of an explosive device was 0.08-0.1 seconds.

For an H-section steel column, Momeni et al. [24] found that the greatest deflection was achieved in 0.004 seconds from the moment the explosion pressure was applied to the structure.

Lim K. et al. [26], having numerically investigated the resistance of a monolithic joint between a reinforced concrete floor slab and a column at a scaled distance of $0.1 \text{ m/kg}^{1/3}$ to the epicenter of the explosion, they came to the conclusion that the explosion has a greater effect on the floor slab than on the column. Even with small rotations of the slab sections in the zone of abutment to the column, significant damage was observed, which indicated the fragile nature of the destruction.

According to Kiakoouri et al. [3] the situational approach adopted in the current standards, consisting in the exclusion of one of the load-bearing elements of the system from the design scheme, is poorly suited to the analysis of resistance to progressive collapse under explosive effects, since in real explosions (see, for example, [25]), as a rule, it turns out damaged more than one load-bearing element

2.2. Mechanical collisions

Primary local failures in the bearing systems of buildings and structures from mechanical collisions are associated, as a rule, with transverse impacts of vehicles crashing into the bearing structures located along the outer contour of the building or structure. The most susceptible to such initial damage are the supports of bridges and transport overpasses, less often the columns and pylons of the extreme rows or the outer walls of civil buildings located near sections of roads with heavy traffic. Referring to the 1970s research by Leyendecker and Burnett, Ellingwood B.R. et al. [18] indicate that the probability of such an impact on the structure during the year is 6×10^{-4} . Collisions of cars with curb weight from 2203 kg [28] to 8000 kg [29], moving at speeds from 40 to 120 km / h, with parts of structures are considered as scenarios of impacts for this type of emergency situations in the scientific literature.

Influence of the column structure (flexibility; cross-sectional shape; the presence of fiber for reinforced concrete structures), as well as the impact parameters (the height at which the collision occurs; the angle at which the transverse impact occurs; the vehicle speed; the forces in the column before the collision) on the nature of deformation and destruction load-bearing element in transverse impact was investigated by Gholipour, Zhang, and Mousavi [30,31], NH Yi et al. [29], Abdelkarim and El Gawady [32], Wu, Jin, and Du [33], R. W. Li, Zhou, and Wu [34], [28], C. Demrtino et al. [35], Radchenko P.A., Batuev S.P., Plevkov V.S., Radchenko A.V. [36,37], Belov N.N., Dzyuba P.V., Kabantsev O.V., Kopanitsa D.G., Yugov A.A., Yugov N.T. [38], Afanasyeva S.A., Belov N.N., Kopanitsa D.G., Yugov N.T., Yugov A.A. [39] and others. Since testing of full-scale structures under the considered type of impact seems to be an extremely expensive and difficult to implement measure, most of the above studies were carried out by modeling an emergency situation using FEM, mainly using LS Dyna. At the same time, the numerical models were verified on the basis of comparison with the data of tests of scale models of columns for transverse impact. Such experimental studies were carried out mainly according to two methods: with a vertical free fall of a load on a column set in a horizontal position and pre-compressed using jacks or external prestressed steel rods [40] or when a pendulum load hits a vertically installed and loaded column structure [34].

The results of the studies considered show that in collisions of vehicles with columns of buildings and structures, the probability of their destruction according to the shear scenario increases significantly as the speed and mass of the vehicle increase. In experimental studies of column models under impacts with pendulum loads performed by R. W. Li, Zhou, and Wu [34], a change in the longitudinal force in the column under transverse impact was observed. The authors

also draw attention to the not entirely correct reproduction of the dynamic effect of the gravitational load on a column when simulating a lateral impact using freely falling weights. Numerical simulation results obtained by Soheli K. et al. [28] show that the deflections of the column upon lateral impact from a vehicle moving at a speed of 40 km / h reach their maximum in the interval from 20 to 30 ms from the moment of the beginning of mechanical contact. The authors of the studies [20] note that with an increase in the value of the longitudinal force in the column in relation to its limiting value, it led to an increase in the bearing capacity of the columns under transverse mechanical impact, however, as noted [31], in this case, the fragile fracture mechanism became more probable. for reducing the range of plastic work of the material.

Yankelevsky et al. [41] considered as a design emergency a mechanical collision when a floor slab falls, caused by the exhaustion of the punching shear capacity, onto the underlying floor. The aim of the study was to establish the numerical values of the impact parameters (the height of the fall, the weight of the falling floor, the size of the overhangs of the floor slab), which determine the development of progressive collapse or the decay of the fracture process after the first mechanical collision. Based on the results of the performed numerical simulation in ANSYS, it was found that at a ceiling fall height of 12 m, a local failure of the column was observed directly under the floor exposed to mechanical shock, which was estimated by the authors of [41] as a local buckling loss. This led to the complete collapse of the entire load-bearing system of the building, and not only to the destruction of floors in the area of direct mechanical collision.

Performed by a group of researchers Radchenko P.A., Batuev S.P., Plevkov V.S., Radchenko A.V. [37] numerical modeling of the resistance to destruction of the structure of the protective dome of a nuclear power plant when a Boeing 747-400 plane crashes showed that structural measures alone cannot provide effective protection of the structure's load-bearing system under the type of impact under consideration.

2.3. Errors in design and construction

According to the estimates given in the work of Ellingwood B.R. et al. [18] the majority of cases (more than 80%) of collapse of the bearing systems of buildings and structures, as well as the cost of repair and restoration after damage, are associated with errors and violations made during the design, production of work or subsequent operation. Examples of such collapses include the collapse of the Sampoong shopping center (1995, Seoul, Republic of Korea), caused by both ambiguous design decisions (reduction of the cross-sections of several columns, an increase in the thickness of the floor slab compared to the original design), and disruptions in operation (exceeding the load by overlapping due to a change in the functional purpose of the premises led to the formation of cracks). Errors in design, as a result of which the required load-bearing capacity of the structures was not provided, also led in 1981 to the complete collapse of the 5-storey building of Harbor Cay Condominium, USA [42].

Analysis of the causes of destruction of wooden elements of load-bearing systems of buildings and structures, carried out by Eva Frühwald Hansson [43], shows that most often the failure of structures is caused by mistakes made at the stage of elaboration of structural schemes of structures, as well as during the subsequent calculation justification of the adopted design solutions: 34 % of cases out of 295 considered emergency situations. At the same time, the causes of failures characteristic of steel and reinforced concrete structures associated with violation of the work technology (25% [44] and 40% [45], respectively, for steel and reinforced concrete structures), for wooden structures accounted for a significantly smaller share in the total number of failures - 14% [43]. Johannes AJ Huber, Mats Ekevad, Ulf Arne Girhammar & Sven Berg [46], having performed a comparative analysis of the mechanisms of resistance to destruction of steel, reinforced concrete and wooden structures, came to the conclusion that the peculiarities of wood do not allow to fully apply the same approaches to the calculation. on progressive collapse, as for other structural materials.

According to the research data of Dietsch P, Winter S [47], Blaß HJ, Frese M [45], the distribution of failures by types of load-bearing structures was as follows: beams (55% [47] and 72% [45], respectively), wooden and metal elements, timber trusses (19% [47] and 5% [45], respectively), frames (19% [47] and 10% [45], respectively), columns (2% [47] and 6% [45], respectively).

Belostotsky A.M. and Pavlov A.S. [48] based on the results of detailed numerical modeling of the entire load-bearing system and individual load-bearing elements and their interfaces for the sports and recreation complex "Transvaal-Park" (Moscow), which collapsed on February 14, 2004, showed that the accident was caused by mistakes made in the design : incorrect consideration of the conditions for coupling the column with the pavement structure and the local buckling of the column, which was revealed in the detailed modeling of the column's operation under load using the shell FE model (figure 2 a-b).

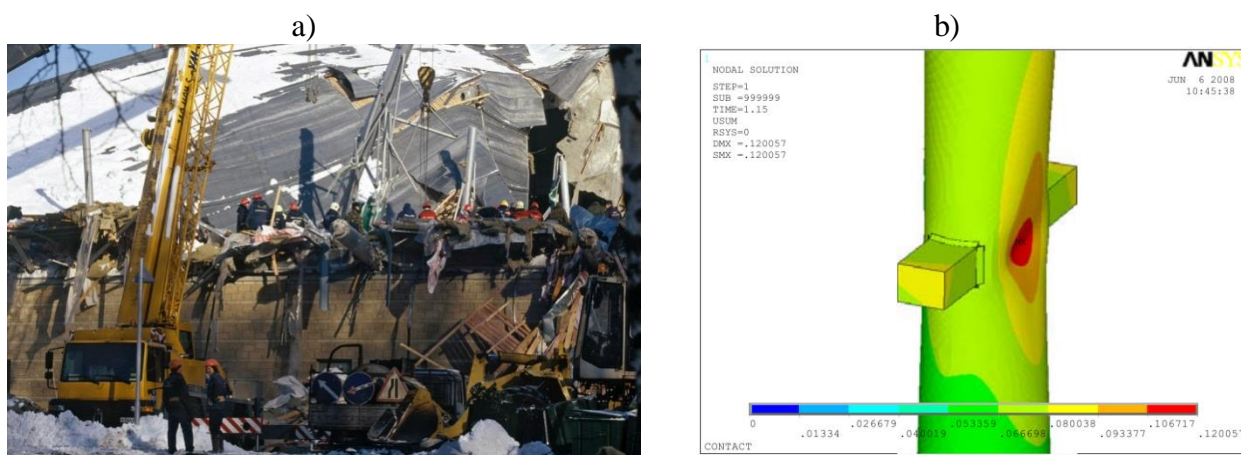


Figure 2 - Collapse of the sports and recreation complex "Transvaal-Park":
General view (a); local buckling of the column (FEA result), which became one of the causes of collapse [48] (b)

The reasons for such collapses as Skyline Plaza, USA, 1971 and Ice-hockey stadium in Humpolec, Czech Republic, 2004 were mistakes made during the work [42]: in the first case - premature removal of the formwork, in the second - connections from the plane were not established.

The indicated errors and irregularities in the design, production of work and operation are difficult to quantify and, unfortunately, in most cases cannot be taken into account by design standards. To reduce the risk of such errors, a high qualification of a design engineer is required to design the bearing systems of buildings and structures, performers at the construction site who perform construction work, and persons responsible for the operation of buildings and structures.

2.4. Degradation of material properties

Analysis of emergency situations with capital construction facilities [3,13,49] that have occurred in recent decades, such as the collapse of the Hotel New World (1986, Singapore), the Sampun shopping center (1995, Seoul, Republic of Korea), the collapse of the Basmany market (2006, Moscow, Russia), eight-story Rana Plaza building (2013, Savar, Bangladesh), Maxima shopping center (2013, Zolitude, Latvia), Synagogue Church Of All Nations building (2014, Lagos state, Nigeria), Xinja Express Hotel (2020, Quanzhou, Fujian Province, China) and others, shows that the destruction of reinforced concrete structures of load-bearing systems of buildings and structures in many cases occurs after several years, and in some cases - decades from the date of completion of their construction and commissioning. The collapse of the buildings in use poses the greatest danger, since it leads to catastrophic consequences: a large number of human casualties and significant material damage. With regard to reinforced concrete frames of buildings and structures of normal and increased levels of responsibility [50] to reduce the risk of collapse after the sudden

removal of one of the elements of the bearing system due to the impact of an unknown nature within the framework of the situational approach adopted in the regulatory documents [2, 51], at the stage of calculation justification adopted design solutions for protection against progressive fracture, it is necessary to take into account not only the physical nonlinearity of materials and the geometric nonlinearity of elements during their short-term loading, but also creep deformation, environmental or mechanical damage [52] accumulated during operation. The listed factors of the force and environmental resistance of reinforced concrete lead to a change in the rigidity of the elements of the bearing system and, as a consequence, to the redistribution of efforts in them, i.e., changes in the design scheme of the structure [53].

According to V.M. Bondarenko [54], the most important component in solving the problem of the structural safety of buildings and structures is to take into account their operational wear and tear. Evolutionary accumulation of damage (for example, corrosive wear) can ultimately also lead to the sudden brittle destruction of individual bonds or elements and the subsequent local or avalanche-like collapse of the structural system.

Thus, the collapse of the roof of the Basmanny market in Moscow on February 23, 2006 was the result of unsatisfactory operation, which led to waterlogging of the material of the reinforced concrete shell of the coating and corrosive wear of the cables supporting it. It was the break of one of the cables that served as the initial local destruction, which led to the collapse of the entire coating [55].

To take into account long-term processes of corrosion damage to structural elements in contact with an aggressive medium, in our opinion, it is convenient to use a phenomenological model of the environmental resistance of concrete, for example, proposed by V.M. Bondarenko [56].

The analysis of the force resistance of loaded and at the same time corrosively damaged reinforced concrete frame-bar structural systems with sudden structural changes in them from the accumulation of corrosion damage is given in the work of N.V. Klyueva, N.O. Prasolov and V.I. Kolchunov [57]. It is shown that the evolutionary accumulation of corrosion damage in the connections of the frame-rod system leads to a sudden destruction of the strut due to the loss of stability from a change in its free length. Subsequent numerical [58–60] and experimental [61, 62] studies of deformation show a significant effect of corrosion processes on the parameters of deformability of structural materials under special influences caused by the sudden removal of one of its elements from the bearing system of a building or structure.

As the experience of accidents shows, such as, for example, the collapse of the World Trade Center in New York [4], a decrease in the parameters of strength and deformability of materials of load-bearing structures of buildings and structures can also occur for a short time, calculated in minutes, from high-temperature effects caused by fires.

In the studies of A.G. Tamrazyan. and Avetisyan L.A. [63, 64] it was shown that fire effects affect the parameters of strength and deformability of structures, causing a decrease in their bearing capacity, as well as a change in the dynamic parameters of the supporting system as a whole, which can cause its progressive collapse.

Fedorov V.S. and Levitsky V.E. [65] found that the ultimate thermal-force resistance of a reinforced concrete beam depends on the stiffness of the fastenings from displacements and turns in the support nodes. Due to the implementation of adaptation mechanisms, higher levels of fire resistance of structures can be achieved. The same authors proposed a phenomenological model of the thermal-force resistance of reinforced concrete [66], which allows describing the behavior of structures under high-temperature heating modes. The possibility of loss of stability of eccentrically compressed elements under the considered type of impacts due to a decrease in the parameters of strength and deformability is noted [67].

2.5. Influence of the nature of the impact on the deformation mode and the nature of destruction

The analysis of the results of the study of the influence of the impact parameters on the nature of deformation and destruction of the bearing elements of structural systems of buildings and structures considered above in this section of this article allows us to draw the following conclusions:

- for buildings and structures not only of increased, but also of a normal level of responsibility (the classification is adopted according to [50]), the possibility of high-impulse impacts on individual structural elements or their groups cannot be excluded. An example of this is the collapse of a significant part of the Alfred Murray building (Oklahoma City, USA, 1995) after the terrorist attack.

- high-impulse impacts caused by detonation of powerful explosive devices located close to the load-bearing structures, as well as collisions with load-bearing structures of vehicles moving at high speeds, can lead to a sudden loss of load-bearing capacity of the elements of load-bearing systems of buildings and structures exposed to such effects in a fraction of a second.

- when modeling the resistance to progressive collapse, one should also take into account the possibility of reducing the bearing capacity of structures due to the action of blast waves, as well as factors of prolonged loading (creep in concrete, corrosion damage to concrete and steel), high-temperature effects. An example of this is the collapse of the WTC towers in New York on September 11, 2001, which was largely the result of fires caused by aircraft collisions with structures, rather than the collisions themselves.

- the sudden nature of the removal of one of the elements of the bearing system is equivalent to impact and requires taking into account the dynamic effects arising in the structural system of the building under such impacts.

Experimental data on the dynamic resistance of structural materials under dynamic loading made it possible to introduce the coefficients of dynamic hardening of materials into design and research practice. In the studies carried out by G.A. Geniev [68], Yu.M. Bazhenov [69], Nam et al. [70], Malvar L.J. [71] and others show stress-strain state diagrams for concrete and steel depending on the strain rates. These data show a significant change in the strength and deformability parameters of the materials under consideration under high-speed loading, which

However, a number of studies performed on the deformation and destruction of concrete under static-dynamic loading conditions [72, 73] have revealed quantitative and qualitative differences in the resistance of elastically brittle plastic materials, such as concrete, to fracture depending on the loading mode.

In emergency situations associated with a sudden loss of the bearing capacity of one of the elements of the building's structural system, there is a dynamic reloading of the surviving structures, in which at the time of the emergency there are forces from the operating load. In this regard, Kolchunov V.I., Kolchunov V.I. and Fedorova N.V. [74] propose to use static-dynamic deformation diagrams (figure 3) instead of standard diagrams for single loading.

In studies [75, 76], it is noted that the formation of cracks in elastic-brittle-plastic materials is of a dynamic nature and should also be taken into account when analyzing the resistance of elements of bearing systems of buildings and structures to progressive collapse under special influences.

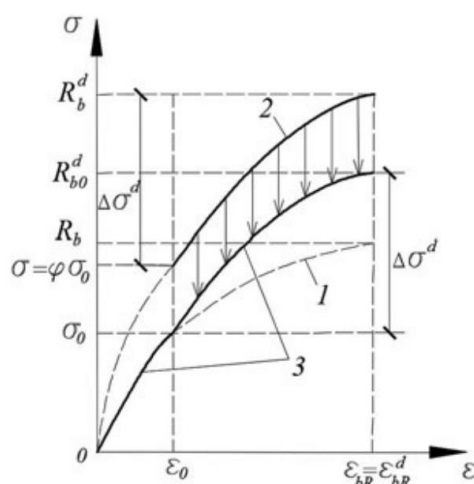


Figure 3 - Schematic diagram of the deformation of reinforced concrete under static-dynamic loading mode caused by a special emergency action [74]:
 1 - single short-term (quasi-static) loading; 2 - single dynamic (impulse) loading; 3 - static-dynamic loading

3. Progressive collapse simulation

3.1. Experimental studies of progressive collapse

3.1.1. Testing of buildings and structures to be demolished

In recent years, in order to study the mechanisms of resistance of the bearing systems of buildings to progressive collapse with the instantaneous removal of one of the columns, a large number of numerical and experimental studies have been carried out. Below we will dwell in more detail on some of the most characteristic models of experimental reinforced concrete structures that were used for full-scale tests, test methods, as well as the main results obtained during their conduct.

A separate group consists of studies carried out on the reinforced concrete frames of real buildings to be demolished, for example, studies of the progressive collapse resistance of a hotel structure in San Diego carried out by Sasani et al. [77]. The initial destruction (the corner column and the column of the extreme row at the end of the building) was created by detonating explosive devices installed in the holes previously drilled in the columns. Analysis of the displacement diagram of the node above the removed column shows that at the initial moment of time, measured in milliseconds, it moved slightly upward (tenths of a millimeter), which was caused by an explosion. Then, in a time of 0.079 seconds, the node moved downward by 5.7 mm (the first peak in the time-displacement diagram, $t = T / 4$). The maximum displacement of the node downward by 6.2 mm was achieved after 0.29 seconds ($t = 13T / 4$) and after 0.6 seconds from the beginning of the impact, having completed 4 full vibrations, the carrying system stabilized, while the displacement of the node under consideration was 6.1 mm.

Song and Sezen [78] investigated the progressive collapse resistance of a steel-framed civil building to be demolished by successively removing columns in different parts of the building (4 columns were removed in total). It is shown that for the steel 4-storey frame under consideration, the structural elements most susceptible to destruction are the columns above the remote bearing element, primarily on the upper floors of the building. This is due to the smaller dimensions of the cross-sections of the columns of the upper floors, as well as to the increase due to the structural rearrangement of the bending moments acting in them.

Undoubtedly, the studies of the resistance to progressive collapse of the bearing systems of buildings considered in this section, carried out during their demolition, are of the greatest value, however, for obvious reasons, they are extremely few, difficult to implement and, as a rule, cover design solutions that are already outdated and not used in modern construction practice. In this regard, they do not allow the collection of a sufficient amount of statistical data.

3.1.2. Scale model testing

Another approach to the experimental study of the mechanisms of resistance to progressive collapse is to test 2 or 3-storey flat or spatial 2-span, 3-span (less often with a larger number of spans) scale models of building frames. The validity of the choice of these parameters of scale models is consistent with the results of M. Botez, L. Bredean, A.M. Ioani [79] nonlinear dynamic analysis of a three-storey reinforced concrete building frame for instant removal of a column using three design options: for the entire building frame, for two spans, and for one span. The numerical calculations performed by them showed that to assess the forces and displacements in the building frame for the type of beyond design impact under consideration, it is sufficient to limit ourselves to considering a fragment of the frame bounded by two spans adjacent on each side to the zone of local destruction. This experimental approach is presented by Yi WJ, He QF, Xiao Y, Kunnath S [80], Wang, Zhang, Zhao and Chen [15], Anil Özgür and Altin Sinan [81], Shan Sidi, Li Shuang, Xu Shiyu, Xie Lili [82], Zheng Yongkang, Xiong Jingang, Wu Zhaoqiang, He Yinong [83], Li Shuang, Shan Sidi, Zhai Changhai, Xie Lili [84], Fedorova NV, Ngoc Vu Tuyen [85], Kolchunov V.I., Prasolov N.O., Kozharinova L.V. [86], Fedorova N.V., Korenkov P.A. [8] and [87]. The listed works can be conditionally divided into two groups depending on the method of modeling the removal of the column: quasi-static using hydraulic jacks and dynamic using gravitational loading devices [8,85,86]. Among the most characteristic works of the first group is the work of Wang, Zhang, Zhao and Chen [15], in which a study was made of the resistance to

disproportionate failure of elements of a model of a fragment of a reinforced concrete frame of a building, made on a scale of 1: 3, when the corner column was removed (figure 4, a). The experimental space frame was under the influence of a constant load evenly distributed over the floor surface. A concentrated load was transferred to the column of the second floor, created by a hydraulic jack (figure 4, b) at a controlled piston movement speed of 2 mm / min. Beyond design basis impact was modeled by removing a movable steel post installed in place of the corner column of the first floor.

As a result of the tests carried out by Wang, Zhang, Zhao and Chen, it was revealed that the redistribution of force flows mainly covers structural elements directly adjacent to the zone of local destruction, and a positive effect of the arched effect on the resistance of the frame to progressive collapse was established.

In the works of Fedorova N. V., Ngoc Vu Tuyen [85], Fedorova N.V. and Korenkov P.A. [8] provides a detailed description of the methodology for conducting an experimental study of the deformation of scale models of flat reinforced concrete frames with an instantaneous removal of the load-bearing element. Figure 5 shows a diagram of a stand prepared for testing a two-span three-story frame for instant removal of the middle row column.

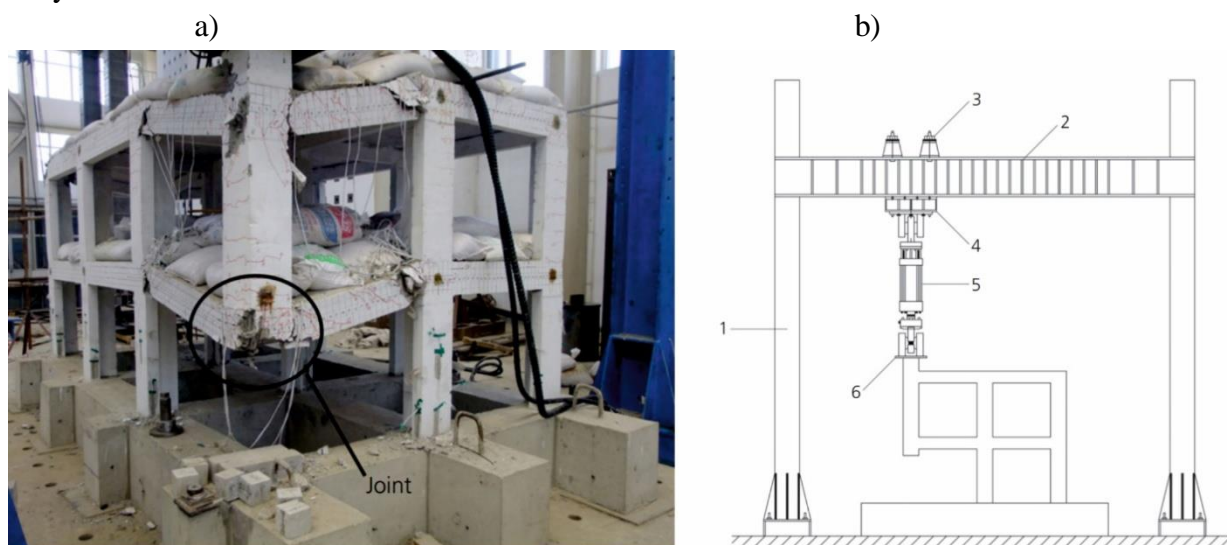


Figure 4 - General view of destruction (a) and test stand diagram (b) [15]:
 1 - column, 2 - beam, 3, 4 - cross beams, 5 - hydraulic jack, 6 - distribution steel plate



Figure 5 - General view of the test bench when testing frames N.V. Fedorova and Korenkov P.A. [8]

The considered approach to experimental research makes it possible to model with sufficient accuracy the process of redistribution of power flows in the building frame, to reveal the features of the implementation of resistance mechanisms to progressive collapse, depending on the design features of the structural system, and not only its individual nodes in the zone of local destruction. In the considered experimental studies, in which hydraulic loading devices were used, it is possible to test models close in their geometrical dimensions to real structures, however, the possibility of taking into account the inertia forces arising in the instant scenario of the column removal was practically excluded. The use of a gravitational-lever loading system made it possible to simulate the dynamic effects in the tested models associated with the occurrence of inertial forces, but imposed restrictions on the dimensions of the experimental structures.

3.1.3. Testing of substructures and fragments of structural systems

The most common way to experimentally study the mechanisms of resistance to disproportionate failure and the nature of the work of structural elements during the redistribution of power flows is to conduct quasi-static tests on individual substructures, separated by the decomposition method from the building frame. Such studies include, for example, works by Yu Jun and Tan Kang Hai [88], Kang Shao-Bo, Tan Kang Hai and Yang En-Hua [89], Forquin Pascal and Chen Wen [90], Han Qinghua, Li Xinxia, Liu Mingjie and Spencer Billie F. [91], et al. [92–95]. Figure 6 shows a typical for this method of full-scale tests a scheme of a stand with a substructure in the form of a two-span girder used by Shao-Bo Kang, Kang Hai Tan, En-Hua Yang [89] to study the mechanisms of resistance to progressive collapse. In this approach, a hydraulic jack is used to simulate the removal of the middle row column, which transfers the force to the substructure at a controlled speed of movement of the moving part of the loading device. The resistance to rotation of the end sections of the girder adjacent to the columns is modeled using damping devices. Shao-Bo Kang, Kang Hai Tan, En-Hua Yang [89] established a sequential change of the arched resistance mechanism to the cable-stayed mechanism as the crossbar-column interface unit of the middle row moved under the action of the loading device.

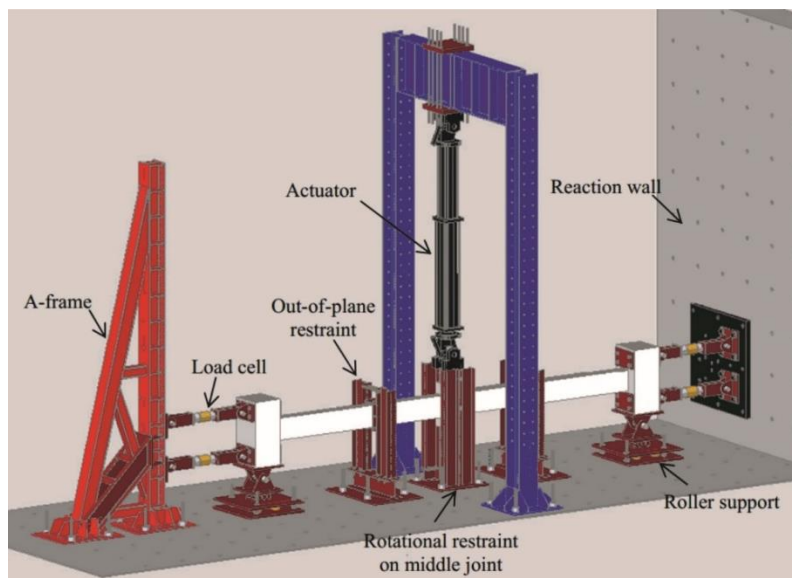


Figure 6 - Schematic of a prefabricated substructure test performed by Shao-Bo Kang, Kang Hai Tan, En-Hua Yang [89]

The approach described above makes it possible to simplify the design of the experimental model. The structural members most sensitive to abnormal impacts are usually well predictable and accessible for observation, they can be investigated in detail using a relatively small number of measuring instruments. However, with this approach, an additional complexity arises associated with modeling the nonlinear response of the entire structural system to the beyond design basis. To solve this problem, a number of researchers, such as, for example, performed by Shao-Bo Kang,

Kang Hai Tan, En-Hua Yang [89], have resorted to the use of damping devices. However, even in this case, questions remain about the correspondence between the operation of dampers and the physical and structural nonlinearity observed during the deformation of real structures. In turn, modeling the beyond design basis impact of hydraulic loading devices does not allow to recreate in the experimental model the dynamic effects [5] associated with the occurrence of inertial forces, as well as to study the features of the dynamic deformation of reinforcing bars and a concrete matrix of preloaded reinforced concrete elements.

3.1.4. Assessment of the experimental research methods relevance

After analyzing the most typical experimental research methods, it is pertinent to note that almost all the works considered above are related to the study of the mechanisms of resistance to the progressive collapse of bending and compressive-bending girders, as well as stretched and eccentrically stretched columns of reinforced concrete frames of buildings. However, separate numerical and analytical studies of the deformation of steel frames of buildings carried out by Pantidis P. and Gerasimidis S. [96,97], as well as the fragments of reinforced concrete frame and frame-braced frames identified by the decomposition method [58,98,99] indicate that secondary fractures in such structural systems under a number of conditions (high flexibility in an undeformed state or the presence of corrosion damage) can be associated with the loss of stability of compressed-bent elements.

Executed by V.I. Kolchunov, N.O. Prasolov. and Kozharinova L.The. [86] experimental studies on the model of a single-storey frame (figure 7) made it possible to establish the features of deformation and loss of stability of elements with a sudden change in the calculated length of one of the frame struts due to disconnection of the connection or the formation of a plastic hinge in the junction with the crossbar. However, this design of the experimental frame did not fully allow simulating the emergence of inertial forces and additional dynamic loading of the remaining structural elements, which was observed in later experiments on models of three-story frames [8, 85].



Figure 7 - General view of testing scale models of flat reinforced concrete frames of building frames [86]

Full-scale tests of models of reinforced concrete frames or substructures in order to study the process of loss of stability of their elements under a static-dynamic loading regime, typical for the case of a sudden removal of the load-bearing element of the system, apparently have not been carried out so far. The results of buckling tests presented in the scientific literature refer to individual specimens made of concrete or reinforced concrete [100–102], as a rule, under static loading conditions, studies of static-dynamic deformation of specimens are extremely few [73]. As for the tests of frame models, they were carried out mainly in a static setting and on metal structures

[103, 104]. However, as applied to structures made of reinforced concrete, it is necessary to take into account a number of additional features, including resistance to resistance under the action of tensile and compressive stresses, the fragile nature of the destruction of the concrete matrix, significant nonlinearity and the presence of residual deformations already at the initial stages of loading. All these factors are reflected in the nature of the dissipation of the deformation energy under dynamic influences.

Summarizing the results of the analysis of publications presented in the scientific literature with the data of experimental studies, the following conclusions can be drawn:

- The largest number of experimental studies was carried out for large-scale or full-scale models of substructures including a two-span continuous girder and its joints with columns. This test method allows one to concentrate on a detailed study of the deformation of individual structures, but excludes the possibility of taking into account the nonlinear nature of the deformation of nodes as elements of a whole structural system.
- Testing of large-scale flat and spatial models of frameworks allow taking into account the influence of structural elements adjacent to the zone of local destruction. However, they give an order of magnitude larger amount of data, which complicates the analysis.
- In experimental modeling of structural member removal, a quasi-static approach prevails, in which the load is transferred directly to the model above the removed structure using hydraulic jacks. This approach does not allow one to accurately simulate the emergence of inertial forces and the resulting dynamic effect.
- Studies using dynamic loading of frame models with gravitational loading devices are relatively few and currently cover a small number of variants of structural systems.
- Experimental studies of scenarios of resistance to disproportionate failure associated with the loss of stability of compressed-bending elements of reinforced concrete structural systems are practically absent.

3.2. Methods for numerical modeling of progressive collapse

3.2.1. Nonlinear static analysis

Since most of the structural materials used in construction allow plastic deformation, the calculation in the linear formulation does not allow taking into account the changes in the design scheme of the structure in the process of loading and deformation, noted in [53]. The non-linear static method for calculating the resistance of the bearing systems of buildings and structures to progressive collapse is based on the representation of the dynamic effect acting in a system with a discarded connection, its static equivalent. The validity of using the static calculation method is confirmed by the studies of Marchand Kirk, McKay Aldo, Stevens David J. [105]. At the same time, in the scientific literature, two main approaches to modeling the dynamic effect of loading can be distinguished. According to the first one presented in the UFC and the works of V.O. Almazov. [106], the dynamic effects are taken into account by multiplying the values of the loads applied to the floors and covering over the removed element by the dynamic factors (figure 8).

In the studies of G.A. Geniyev [107,108], Weng J. et al. [109], Yan J. et al. [20] and others to simulate the dynamic effect, a model of a system with one degree of freedom is used, in which the entire dynamic effect "condenses" in the form of a generalized effort in a node above a discarded connection (element). A comparative analysis performed for a scale model of a two-story reinforced concrete frame using the described approach showed good convergence with the direct dynamic calculation method [110].

According to the approach proposed by G.A. Geniyev [107, 108], the determination of the deformed state of the building frame under a special emergency impact is carried out by a quasi-static method. In this case, the stiffness and coordinates of the sections (nodal points) are assigned to the bar elements of the design model in accordance with the results of the deformation calculation according to the primary design scheme of the second level, and instead of the load acting at the stage of normal operation, only the generalized force is applied at the place of the

discarded connection, which is determined from taking into account the forces acting in the removed element of the structural system at the stage of normal operation and taken with the opposite sign (figure 9), according to the condition of constancy of the total specific energy of deformation of the structural element:

$$\begin{aligned}\Phi(\varepsilon_{n-1}^d) - \Phi(\varepsilon_n^s) &= \sigma_{n-1}^s(\varepsilon_{n-1}^d - \varepsilon_n^s), \\ \sigma_{n-1}^d &= 2\sigma_{n-1}^s - \sigma_n^s, \\ N_{n-1}^d &= 2N_{n-1}^s - N_n^s,\end{aligned}$$

where σ_{n-1}^d , σ_{n-1}^s , σ_n^s , ε_{n-1}^d , ε_{n-1}^s , ε_n^s are respectively, stresses and strains in the $n-1$ system (with the removed member) under dynamic (d) and static (s) loading and in the n -system under static loading; $\Phi(\varepsilon_{n-1}^d)$, $\Phi(\varepsilon_n^s)$ are respectively, the potential energy of deformation under dynamic and static loading in systems $n-1$ and n .

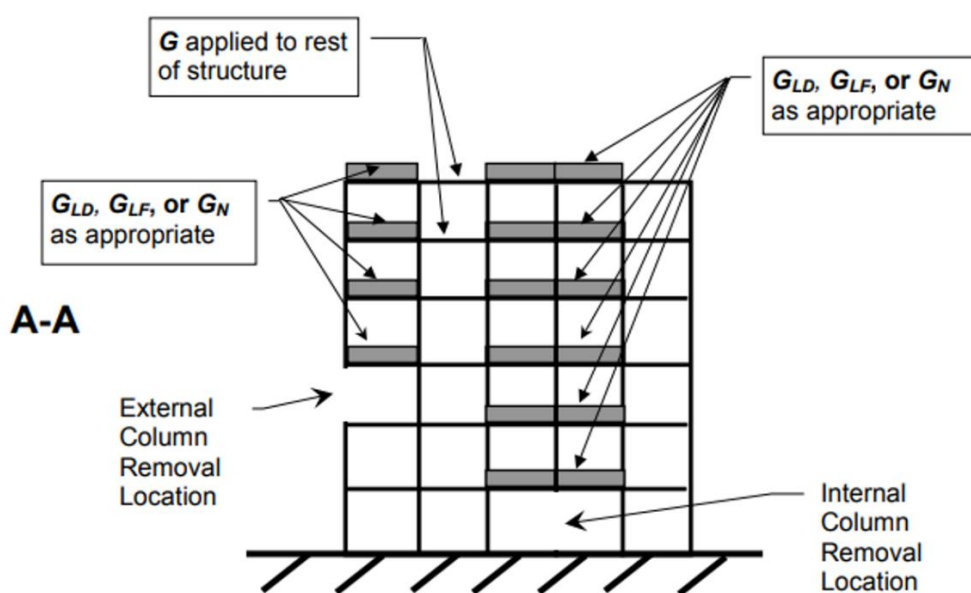


Figure 8 - Loads and Load Locations for External and Internal Column Removal for Linear and Nonlinear Static Models (Left Side Demonstrates External Column Removal; Right Side Shows Internal Column Removal) [2]

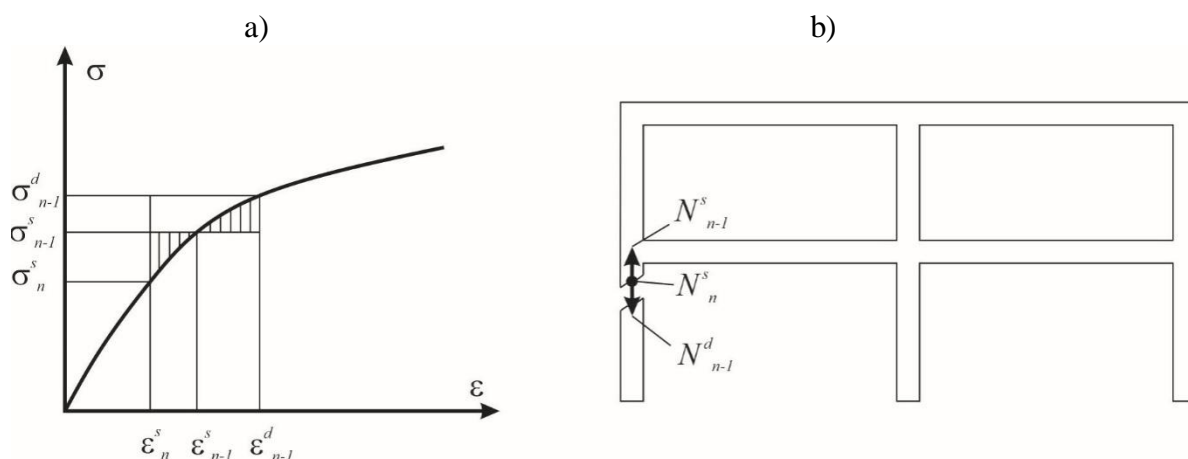


Figure 9 - To the definition of the generalized force at the place of the discarded connection (structural element): a) diagram of concrete work under uniaxial compression; b) generalized force in place of the removed column of the building frame

Despite the relative simplicity of the implementation of nonlinear static analysis on modern computers, this approach significantly complicates the procedure for finding optimal structural solutions to ensure the structural safety of a structure in the event of a sudden failure of one of its

load-bearing elements. In this regard, at the initial stages of the search for preliminary design solutions, highly linearized methods have been developed in recent years (see, for example, [111]), which make it possible, based on a combination of iterative procedures and the introduction of a "defining" load, including a combination of loads according to SP 385.1325800. 2018, to perform not only verification of the decisions made, but also imply some design calculations related to the selection of the parameters of sections of structural elements.

3.2.2. Nonlinear dynamic analysis

Nonlinear dynamic analysis is the most complex method for modeling the resistance of load-bearing structures of buildings and structures to progressive collapse, however, it provides the most detailed and accurate information about the deformation and destruction of building frame elements under special influences. This method is based on direct integration of the equations of motion [112].

Nonlinear dynamic analysis uses nonlinear material deformation diagrams that take into account the effects of residual plastic deformations (hysteresis). This approach makes it possible to most correctly take into account the hardening of the material or the decrease in adhesion over the contact surface of composite and composite structures, which, as a rule, cannot be correctly taken into account when solving in the frequency domain.

However, when using the described approach in combination with the standard implementation of the finite element method (FEM), it does not allow obtaining correct results of calculating deformation at an out-of-limit stage for structures made of brittle materials and composite structures, which are characterized by a discrete change in the stiffness parameters in narrowly localized areas (for example, the process cracking in concrete). In this regard, in recent years, discrete-continuous methods have been actively developed and introduced, in particular the Applied Element Method (AEM) [113], in which the connection between the elements is modeled using elastic-compliant springs that simulate the work in compression - tension and shear. Comparison of the AEM calculation results with the standard FEM implementation and experimental data indicates the preference of using the discrete-continuous approach (AEM) when modeling physically and structurally nonlinear bearing systems of buildings and structures under special influences [3].

3.2.3. Modeling of 2D stressed joints of load-bearing structures

When analyzing the mechanisms of resistance of reinforced concrete frame-tie frames of buildings and structures to progressive collapse, taking into account the possibility of local destruction in them in any section of the bearing system, researchers and design engineers mainly use spatial rod, plate or plate-rod finite element (FE) models [5,6,15,58,114-117] or similar models of the Applied Element Method [118,119]. For a more detailed analysis of the features of deformation and destruction of nodal joints, substructures and fragments of frames of buildings and structures under special influences caused by structural rearrangements of their bearing systems due to the sudden removal of one of the elements, using the decomposition method, such elements are separated from the spatial core design model of the entire structure, and then perform a computational analysis of their models built from volumetric finite elements [85,95,120,121].

The results of such numerical modeling, in combination with the data of experimental studies, demonstrated the need to take into account the peculiarities of the operation of nodal connections of load-bearing structures, such as girder-column, slab-column, etc., to ensure overall resistance to the progressive collapse of the load-bearing systems of buildings and structures. In the listed types of nodal connections and in sections of rod structures (girders, columns), directly adjacent to such nodes, a complex biaxial or volumetric stress state is realized, which requires taking into account additional components of stresses and deformations. In this regard, for a more rigorous analysis of the stress-strain state of the supporting structures of buildings and structures during design emergencies associated with the occurrence of initial local destruction, it is advisable

to resort to the combined use of the two approaches listed above - combining spatial rod models with models of nodal connections from volumetric finite elements or simplified semi-empirical models.

The combination of such approaches, taking into account the variation of scenarios of emergency design situations, leads to a high laboriousness of solving the problem under consideration. In this regard, high requirements are imposed on the qualifications of the designer-constructor, who, on the one hand, must be able to make the correct choice of the most unfavorable scenarios of emergency design situations from the point of view of the power work of the supporting system of the building, and on the other hand, exclude minor variants of initial local destruction, obviously not posing a threat to the structural safety of the structure. However, even in this case, due to the presence of a human factor, one of the scenarios of an emergency design situation can slip out of sight, which can subsequently be realized during the life cycle of the structure. Therefore, to reduce the complexity of computations when enumerating a large number of possible variants of initial local fractures, computational models can be used, which, by analogy with the method of applied elements, would consist of rod elements of columns and girders interconnected by elastically compliant bonds, the parameters of which would be refined by solving a plane or volumetric (depending on the design of the node) problems of the nonlinear theory of elasticity of an anisotropic body. Analysis of the calculated models of the girder-column interface nodes presented in the scientific literature shows that most of them are based on a simplified representation of a complexly stressed element by replacing stresses with generalized forces. Thus, highlighting two characteristic resistance mechanisms, truss and compressed inclined strip, Shyh-Jiann Hwang and Hung-Jen Lee [122] evaluate the possibility of their implementation separately. A similar approach to the analysis of the work of the girder and column interface units, which are somewhat different in their design, can be found in the works of other authors [88,123,124]. In works [125–127], the work of a flat joint element is modeled using elastic ties (springs). The introduction of such elastic-yielding bonds between elements into the computational model allowed De-Cheng Feng and Ning Chao-Lie [127] to achieve better quantitative and qualitative convergence with experimental data than when using traditional rod models of the finite element method with rigid nodal joints. However, this approach does not allow to fully assess the resistance of the nodal connection itself.

In the study of a 2D fragment of a multi-storey building frame, N.V. Fedorova, N.T. and Yakovenko I.A. [128] to assess the special limiting state of a girder-column nodal connection, a shell FE model was used, in which two characteristic elements were identified and their strength was analyzed using the deformation theory of plasticity of reinforced concrete by G.A. Geniyev [68]. However, the use of strength conditions according to this theory in combination with the use of shell FE models of frame fragments, subject to variations in a large number of emergency design scenarios, which must be analyzed, following the requirements of the code of rules SP 385.1325800.2018 "Protection of buildings and structures against progressive collapse", according to which local destruction can occur anywhere in the building, leads to the solution of an extremely time-consuming task. At the same time, it seems that the approach used in [128] to assess the strength is quite effective and can be used to construct a universal computational model of a special element that simulates a junction of vertical and horizontal load-bearing structures. Such an element could be integrated into spatial bar and plate-bar FE computational models to improve their accuracy.

Summarizing the results of the above brief analysis of studies on modeling the operation of load-bearing systems of buildings and structures, taking into account the peculiarities of deformation and destruction of the junction points of vertical and horizontal load-bearing structures, it can be concluded that there are apparently no universal design models that could be used to assess the resistance to progressive collapse of such joints during their dynamic loading, which occurs as a result of the sudden destruction of one of the load-bearing elements of the structural system. In this

regard, the purpose of this study is to fill this gap - to build a computational model that could be implemented in the form of a special finite element of the interface node and integrated into the standard procedure of finite element analysis to improve the accuracy of its results when assessing the special limiting state of such complexly stressed elements of supporting structures.

3.2.4. Consideration of the contact interaction of elements of composite structures

It should also be noted that when modeling the elements of bearing systems of buildings and structures, design designers usually use rod or plate analogies, which, as a rule, imply absolutely rigid adhesion of reinforcement to concrete, which does not fully reflect the nature of their actual joint work. in areas with a high stress gradient, for example, at the junctions of a column with a girder [129].

Experimental studies of the adhesion of reinforcement to concrete carried out by various authors [59, 129–131] have shown that adhesion is influenced by a number of factors: concrete resistance to axial tension, the type of reinforcement surface and its diameter, the presence or absence of prestressing, etc. In studies [131, 132] with dynamic loading of a reinforced concrete element, an increase in the adhesion resistance of reinforcement to concrete was observed by more than 1.3 times at a loading rate of $1 \text{ N} / (\text{mm}^2 \cdot \text{ms})$ compared to monotonic quasi-static loading. At the same time, in reinforced concrete elements subject to long-term action of force and environmental factors, adhesion can decrease over time due to a change in the stress-strain state of the elements, strength and deformation characteristics of the concrete matrix [133, 134].

The analysis of scientific publications on modeling the adhesion of reinforcement to concrete in bent and eccentrically compressed elements of reinforced concrete structures made it possible to identify two main directions for solving deformation problems and problems of stability. The first area deals with performing finite element analysis using models consisting of 3D concrete elements and 2D rebar elements. In this case, the interaction of concrete and reinforcement is set through special elements of elastic ties of zero length. To take into account the increased deformability in areas with cracks, shear force transfer coefficients for open and closed cracks are set. The values of these coefficients vary from 0 (in the absence of adhesion at all) to 1 (in the absence of displacements in the nodes). The described finite element models are mainly used to clarify the fracture mechanisms and parameters of the contact interaction of reinforcement with concrete: shear force transfer coefficients for open and closed cracks; coefficients that take into account corrosion damage to steel reinforcement, etc. The objects of modeling in this case, as a rule, are the junctions of girders and columns (see, for example, [124,129,130,135,136]), individual structural elements [133,137] or typical substructures [125]. The advantage of the considered approach is the ability to achieve high convergence of the results of numerical simulation with experimental data. However, the application of this approach to the computational analysis of the entire structure seems to be an extremely laborious task, examples of the solution of which, apparently, are absent in the scientific literature.

The second approach to taking into account the effect of shears on the deformation of structural elements is based on the theory of rods by Engesser [138], Harings [139, 140], and A.R. Rzhanitsyn [141]. In [138–140], the influence of shear stiffness and transverse forces on the nature of the deformation of sections and the loss of stability of compressed bar elements was investigated. In [141], on the basis of a bar analogy, a general solution to the problem of the deformed state of a composite bar with branches made of nonlinear elastic material, connected by structural ties in the form of lattices of braces or strips, is presented. The considered solutions, built on the basis of a bar analogy, are less laborious than 3D finite element analysis, however, the author of this study did not identify the solution to the problem of accounting for the adhesion of reinforcing bars and concrete under eccentric compression of dynamically loaded reinforced concrete elements of building frames in the scientific literature.

4. Mechanisms of resistance to progressive collapse and criteria for a special limit state

4.1. Analysis of resistance mechanisms of structural systems and their elements to progressive collapse

In the survey and analytical work [3], several mechanisms of progressive destruction of the bearing systems of buildings and structures after the appearance of the initial local destruction (figure 10, a) were identified: “zipper-type” (figure 10, b), pancake-type (figure 10, c), dominoes (figure 10, d) and their combination.

However, the implementation of any of the listed mechanisms of propagation of destruction in many cases is preceded by the destruction of structures above the remote element (link). Since in the regulatory documents [2,12] the propagation of the chain of failures of load-bearing elements outside the local destruction zone is considered unacceptable, a significant number of studies of the mechanisms of resistance to progressive collapse presented in the scientific literature are concentrated on the analysis of deformation and destruction of substructures limited by 1-2 spans and 1 -2 floors above the remote structure (brace).

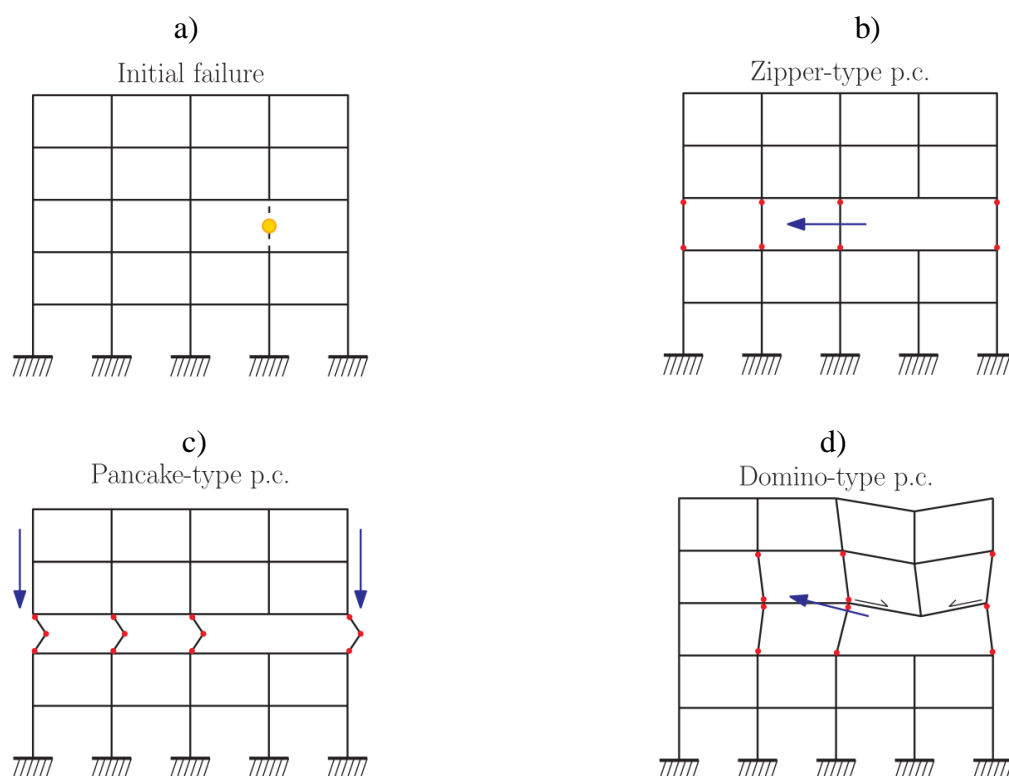


Figure 10 - The most common mechanisms of progressive collapse of the frames of buildings and structures [3]: initial failure (a); zipper-type (b), pancake-type (c), domino-type (d)

Adam et al. and Qiao, Yang, and Zhang [13,142] identify three main mechanisms of resistance to progressive collapse:

- Arch / shell (figure 11, a);
- Catenary / membrane (figure 11, b);
- Virendel's truss.

Almusallam et al. [143] note that the implementation of various resistance mechanisms depends on many factors. They investigated the influence of the magnitude of the efforts in the columns of a multi-storey building frame on the implementation of the arched mechanism of resistance to destruction. It is shown that with insufficient stiffness of the cross-sections of the columns, the arched and cable-stayed mechanisms of resistance to destruction may not be realized.

In the article [117] it was established that the resistance mechanism can be influenced by setting the pre-compression forces in the floor elements.

With regard to vertical load-bearing elements of building frames (columns, pylons), the failure mechanism can be associated with shear failure (see, for example, collapse of columns along the "G" axis on the second floor of the Alfred Murray building (Figure 1)), bending or buckling. The boundary between the last two mechanisms can be considered conditional in a sense if we go from the stability of the form of the Lagrange - Euler equilibrium to the stability of motion according to Lyapunov.

In emergency situations caused by the sudden removal of one of the load-bearing elements from the building frame, in the sections of eccentrically compressed structural elements (columns, pylons, braces and truss chords, etc.), a stress-strain state of more than disadvantageous in comparison with their VAT at the stage of normal operation from the action of the main and special combinations of loads according to SP 20.13330.2016 "Loads and actions". The deterioration of the conditions for the strength resistance of such structural elements is also caused by the degradation of the conditions for their fastening in the process of emergency loading or an increase in the calculated lengths when the fastening structural element is removed. In cases where the eccentrically compressed elements of the structural system reloaded as a result of an emergency have a "graceful" section, or have acquired environmental (corrosion) or mechanical (chips, death) damage during operation, the loss of form stability.

Experimental studies by V.I. Kolchunov and N.O. Prasolov [86], performed on scale models of flat reinforced concrete frames of building frames, demonstrated the possibility of implementing this scenario of destruction of structural elements with a sudden removal of the element of vertical ties.

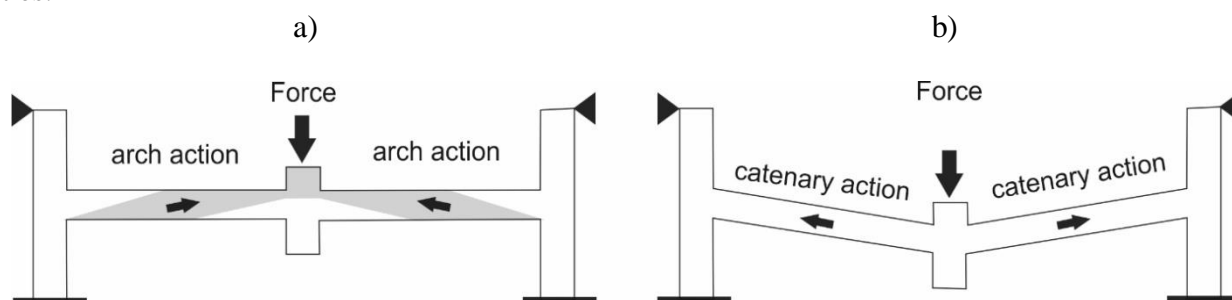


Figure 11 - Mechanisms of resistance to the disproportionate failure of floor structures and roofs: arch / shell (a); catenary / membrane (b)

4.2. Analysis of special limit state criteria

The transcendental state of structures after the initial destruction in the supporting system of the building was called the ultimate limit state [2]. UFC 4-023-03 specifies ultimate forces and deformations as criteria for evaluating such a transcendental state. At the same time, to assess alternative load transfer paths (Alternate Load Paths), the nominal values of the strength of materials are multiplied by the strength reduction factor.

To assess the bearing capacity of structures in extreme states caused by the sudden removal of one of the bearing elements of the structural system, the concept of a special limit state was introduced in SP 385.1325800.2018. As criteria for a special limiting state in SP 385.1325800.2018, the limiting deformations in the elements of the bearing system and the limiting deflections of the elements were taken. In contrast to the norms for the design of structures for the purposes of normal operation in SP 385.1325800.2018, the criteria for the bearing of a special limiting state were established according to the normative characteristics of the strength and deformability of materials, and for the case of a sudden initial failure, leading to dynamic additional loading of the preserved structures, it is allowed to take into account the dynamic strengthening of the material by multiplying its normative resistance by the corresponding coefficient given in the normative document.

Following SP 385.1325800.2018, the deflections of bending elements of the structural system for a special limiting state, provided that the minimum permissible length of the support zone and anchoring of tensile reinforcement is ensured, should not exceed 1/30 of the span length, with the exception of reinforced concrete structures reinforced with high-strength reinforcement with a nominal yield strength, for which deflections should not exceed 1/50 of the span.

In the studies presented in the scientific literature, as a rule, the ultimate deformations of materials are used as criteria for the exhaustion of the bearing capacity, taking into account their dynamic hardening on the basis of diagrams and analytical expressions depending on the strain rate [144–146].

The critical force N_{cr} can be considered as criteria for the special limiting state associated with the loss of shape stability for individual elements of building frames:

$$N < N_{cr},$$

or other parameters derived from it (critical stiffness, critical eccentricity).

To identify the most dangerous from the point of view of loss of stability of structural system elements, the energy criteria proposed by A.V. Alexandrov and V.I. Travush [147], determined by the work of the nodal bending moments and shear forces A (M , Q) in the bending process. The load-bearing element of the building frame, which is losing stability, corresponds to the largest negative work of the nodal bending moments and shear forces in absolute value:

$$A_i(M, Q) < 0.$$

Trekin N.N. and E.N. Kodysh [148] considered the deformation criteria limiting the relative limiting deflections of structures $[f/l]$ as integral criteria for the special limiting state of bending reinforced concrete elements of the frames of buildings and structures. A special limiting state in accordance with [50] should be understood as such a state of structures after exceeding the limit of the bearing capacity in the first and deformability in the second limiting states, in which they do not fully meet the functional requirements, a further increase in loads and (or) impacts leads to their destruction ... It seems that it is also advisable to introduce similar integral criteria for assessing the special limiting state of eccentrically compressed rod elements of reinforced concrete bearing systems. However, the deformation, loss of stability and destruction of such elements have their own specifics, which must be taken into account when constructing deformation criteria for their special limiting state. In particular, it is necessary to take into account the ratio of the sizes and the structure of sections of the elements of the structural system, the conditions of conjugation at the nodes, as well as the ratio of the forces acting in the element.

5. Conclusion

Analysis of emergency situations that have occurred in recent decades and led to the progressive collapse of the bearing systems of buildings and structures, as well as experimental and theoretical studies of the disproportionate collapse problem allows us to formulate the following conclusions:

- for buildings and structures of not only an increased, but also a normal level of responsibility, the possibility of high-impulse impacts on individual structural elements or their groups cannot be excluded.
- high-impulse effects caused by detonation of powerful explosive devices or those close to the load-bearing structures, as well as collisions with load-bearing structures of vehicles moving at high speeds, can lead to a sudden (fractions of a second) loss of load-bearing capacity of the elements of the load-bearing systems of buildings and structures exposed to such effects.
- when modeling the resistance to progressive collapse, it is also advisable to take into account the possibility of reducing the bearing capacity of structures due to related factors, for example, the action of blast waves, as well as factors of long-term loading, such as creep in concrete, corrosion damage to concrete and steel, high-temperature effects.

- the sudden nature of the removal of one of the elements of the bearing system is equivalent to impact and requires taking into account the dynamic effects arising in the structural system of the building under such impacts.

- in case of high-impulse shocks, accompanied by the transfer of huge kinetic energy, such as when an aircraft collides with a structure, the protection of the bearing systems of structures using only constructive measures is impractical, in this case organizational measures related to the prevention of such emergencies will be more effective.

- one of the possible causes of secondary destruction in structural systems of buildings and structures after initial local destruction under a number of conditions, such as high flexibility or the presence of corrosion damage, may be the loss of stability of the deformed state.

- at present, the most studied are the mechanisms of resistance to the progressive collapse of floor structures and coatings of buildings and structures, while issues related to the bearing capacity of eccentrically compressed elements, taking into account the effect of the bearing system on their deformation, require more detailed study.

Acknowledgments

The reported study was funded by RFBR, project number 20-18-50094.

REFERENCES

1. Pearson C., Delatte N. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. *J. Perform. Constr. Facil.* 2005. Vol. 19, No 2. P. 172–177.
2. Unified Facilities Criteria. Design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03). Washington, DC: Department of Defence (DoD), 2009.
3. Kiakojouri F. et al. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. *Eng. Struct.* Elsevier, 2020. Vol. 206, No December 2019. P. 110061.
4. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions. *J. Eng. Mech.* 2007. Vol. 133, No 3. P. 308–319.
5. Gudmundsson G. V., Izzuddin B.A. The “sudden column loss” idealisation for disproportionate collapse assessment. *Struct. Eng.* 2010.
6. Izzuddin B.A. et al. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework. *Eng. Struct.* 2008.
7. Sasani M., Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego. *J. Struct. Eng.* 2008. Vol. 134, No 3. P. 478–488.
8. Fedorova N. V., Korenkov P.A. Static and dynamic deformation of monolithic reinforced concrete frame building in ultimate limit and beyond limits states. *Build. Reconstr.* 2016. Vol. 68. P. 90–100. (in Russian)
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. Australian Building Codes Board (ABCB). National construction code (NCC). Council of Australian Governments. 2016.
11. China Association for Engineering Construction Standardization (CECS). Code for anti-collapse design of building structures, CECS 392: 2014. Beijing (China), 2014.
12. Building Code of RF SP 385.1325800.2018 Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements. Moscow: Ministry of Construction of RF, 2018. 26 p. (in Russian)
13. Adam J.M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Eng. Struct.* Elsevier, 2018. Vol. 173, No March. P. 122–149.
14. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion. *Case Stud. Constr. Mater.* 2019. Vol. 11.
15. Wang H. et al. A Review on Progressive Collapse of Building Structures. *Open Civ. Eng. J.* 2014. Vol. 8, No 1. P. 183–192.
16. Byfield M., Paramasivam S. Murrah Building Collapse: Reassessment of the Transfer Girder. *J. Perform. Constr. Facil.* 2012. Vol. 26, No 4. P. 371–376.
17. Formichi P. EN 1991 – Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-6 General actions Actions during execution. Design. 2008. No February. P. 18–20.
18. Ellingwood B.R. et al. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. U.S. National Institute of Standards and Technology (NIST). 2007. 216 p.
19. Botez M., Bredean L., Ioani A.M. Improving the accuracy of progressive collapse risk assessment: Efficiency and contribution of supplementary progressive collapse resisting mechanisms. *Comput. Struct.* 2016.
20. Yan J. et al. Experimental and numerical analysis of CFRP strengthened RC columns subjected to close-in

blast loading. *Int. J. Impact Eng.* Elsevier, 2020. Vol. 146, No May. P. 103720.

21. Hu Y. et al. Study of CFRP retrofitted RC column under close-in explosion. *Eng. Struct.* 2021. Vol. 227, No October 2020.
22. Li Y., Aoude H. Influence of steel fibers on the static and blast response of beams built with high-strength concrete and high-strength reinforcement. *Eng. Struct.* Elsevier, 2020. Vol. 221, No September 2019. P. 111031.
23. Zhang C., Abedini M., Mehrmashhadi J. Development of pressure-impulse models and residual capacity assessment of RC columns using high fidelity Arbitrary Lagrangian-Eulerian simulation. *Eng. Struct.* Elsevier, 2020. Vol. 224, No May. P. 111219.
24. Momeni M. et al. Damage evaluation of H-section steel columns under impulsive blast loads via gene expression programming. *Eng. Struct.* Elsevier, 2020. Vol. 219, No May. P. 110909.
25. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads. AEI 2006 Build. Integr. Solut. - Proc. 2006 Archit. Eng. Natl. Conf. 2006. Vol. 2006. P. 32.
26. Lim K.M. et al. Prediction of damage level of slab-column joints under blast load. *Appl. Sci.* 2020. Vol. 10, No 17.
27. Gephart M.B. Oklahoma City Bombing. *Federalism-E.* 2019. Vol. 20, No 1. P. 25–43.
28. Sohail K.M.A., Al-Jabri K., Al Abri A.H.S. Behavior and design of reinforced concrete building columns subjected to low-velocity car impact. *Structures.* Elsevier, 2020. Vol. 26, No May. P. 601–616.
29. Yi N.H. et al. Collision capacity evaluation of RC columns by impact simulation and probabilistic evaluation. *J. Adv. Concr. Technol.* 2015. Vol. 13, No 2. P. 67–81.
30. Gholipour G., Zhang C., Mousavi A.A. Effects of axial load on nonlinear response of RC columns subjected to lateral impact load: Ship-pier collision. *Eng. Fail. Anal.* Elsevier, 2018. Vol. 91, No November 2017. P. 397–418.
31. Gholipour G., Zhang C., Mousavi A.A. Numerical analysis of axially loaded RC columns subjected to the combination of impact and blast loads. *Eng. Struct.* Elsevier, 2020. Vol. 219, No January. P. 110924.
32. Abdelkarim O.I., ElGawady M.A. Dynamic and static behavior of hollow-core FRP-concrete-steel and reinforced concrete bridge columns under vehicle collision. *Polymers (Basel).* 2016. Vol. 8, No 12. P. 1–17.
33. Wu M., Jin L., Du X. Dynamic responses and reliability analysis of bridge double-column under vehicle collision. *Eng. Struct.* Elsevier, 2020. Vol. 221, No June. P. 111035.
34. Li R.W., Zhou D.Y., Wu H. Experimental and numerical study on impact resistance of RC bridge piers under lateral impact loading. *Eng. Fail. Anal.* 2020. Vol. 109, No November 2019. P. 1–19.
35. Demartino C., Wu J.G., Xiao Y. Response of shear-deficient reinforced circular RC columns under lateral impact loading. *Int. J. Impact Eng.* 2017. Vol. 109. P. 196–213.
36. Radchenko P.A. et al. Chislennoye modelirovaniye razrusheniya obolochki iz betona i fibrobetona pri impul'snom vozdeystvii [Numerical modeling of concrete and fiber concrete shell failure under impulse impact]. *Omskiy nauchnyy vestnik.* 2015. Vol. 143, No 3. P. 345–348. (in Russian)
37. Radchenko P.A. et al. Modeling destruction of concrete structures under shok loads. *Build. Reconstr.* 2015. Vol. 6, No 62. P. 40–48. (in Russian)
38. Belov N.N. et al. Mathematical modeling of the processes of dynamic destruction of concrete. *Mechanics of Solids.* 2008. No 2. P. 124–133. (in Russian)
39. Afanas'eva S.A. et al. Destruction of concrete and reinforced concrete slabs during high-speed impact and explosion. *Reports of the Academy of Sciences.* 2005. Vol. 401, No 2. P. 185–188. (in Russian)
40. Liu B. et al. Experimental investigation and improved FE modeling of axially-loaded circular RC columns under lateral impact loading. *Eng. Struct.* Elsevier Ltd, 2017. Vol. 152. P. 619–642.
41. Yankelevsky D.Z., Karinski Y.S., Feldgun V.R. Dynamic punching shear failure of a RC flat slab-column connection under a collapsing slab impact. *Int. J. Impact Eng.* Elsevier, 2020. Vol. 135, No September 2019. P. 103401.
42. Agarwal J. et al. Robustness of structures: Lessons from failures. *Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng.* 2012. Vol. 22, No 1. P. 105–111.
43. Fröhwald Hansson E. Analysis of structural failures in timber structures: Typical causes for failure and failure modes. *Eng. Struct.* Elsevier Ltd, 2011. Vol. 33, No 11. P. 2978–2982.
44. Oehme von P., Werner V. Schäden an Tragwerken aus Stahl. Schadenfre. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2003. 152 p.
45. Blaß H.J., Frese M. Schadensanalyse von Hallentragwerken aus Holz. *DIBt Mitteilungen.* 2011. Vol. 42, No 1. P. 25–25.
46. Huber J.A.J. et al. Structural robustness and timber buildings – a review. *Wood Mater. Sci. Eng.* Taylor & Francis, 2019. Vol. 14, No 2. P. 107–128.
47. Dietsch P., Winter S., Dietsch D.P. G Typische Tragwerksmängel im Ingenieurholzbau und Empfehlungen für Planung, Ausführung und Instandhaltung. 6. Grazer Holzbau Fachtagung. Graz, Austria. 2008. P. 1–16.
48. Belostotsky A.M., Pavlov A.S. Long span buildings analysis under physical, geometric and structural nonlinearities consideration. *Int. J. Comput. Civ. Struct. Eng.* 2010. Vol. 6, No 1-2. P. 80–86. (in Russian)
49. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion. *Case Stud. Constr. Mater.* 2019. Vol. 11. P. e00264.
50. Standard of RF GOST 27751-2014 Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy i osnovaniy. Osnovnyye polozheniya [Reliability of building structures and foundations. Basic provisions]. Moscow: JSC "Research Center"

Construction ", 2019. (in Russian)

51. General Services Administration (GSA). Alternative path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance. Washington, DC: Office of Chief Architects, 2013.
52. Fan W., Liu B., Consolazio G.R. Residual Capacity of Axially Loaded Circular RC Columns after Lateral Low-Velocity Impact. *J. Struct. Eng.* 2019. Vol. 145, No 6. P. 04019039.
53. Barabash M.S., Romashkina M.A. Lira-Sapr Program for Generating Design Models of Reconstructed Buildings. *Int. J. Comput. Civ. Struct. Eng.* 2018. Vol. 14, No 4. P. 70–80.
54. Bondarenko V.M. Korrozionnyye povrezhdeniya kak prichina lavinnogo razrusheniya zhelezobetonnykh konstruksiy [Corrosion damage as a cause of avalanche destruction of reinforced concrete structures]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2009. No 5. P. 13–17. (in Russian)
55. Nazarov Yu.P. et al. Basmannyy rynek: analiz konstruktivnykh resheniy i vozmozhnykh mekhanizmov razrusheniya zdaniy [Basmanniy market: analysis of construction solutions and possible mechanisms of destroying buildings]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2007. Vol. 211, No 2. P. 49–55. (in Russian)
56. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Ekspozitsiya zhivuchesti zhelezobetona [Exposition of reinforced concrete survivability]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo*. 2007. Vol. 581, No 5. P. 4–8. (in Russian)
57. Prasolov N.O., Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V. Vliyaniye korrozionnykh povrezhdeniy elementov na zhivuchest' zhelezobetonnykh ramno-sterzhnevyykh sistem [Influence of corrosion damage to elements on the survivability of reinforced concrete frame-rod systems]. *Proc. of Int. Conf. Uspekhi stroitel'noy mekhaniki i teorii sooruzheniy*. Saratov: SGTU, 2010. P. 117–122. (in Russian)
58. Kolchunov V.I., Savin S.Y. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability. *Mag. Civ. Eng.* 2018. Vol. 80, No 4. P. 73–80.
59. Tamrazyan A.G., Popov D.S., Ubysz A. To the dynamically loaded reinforced-concrete elements' calculation in the absence of adhesion between concrete and reinforcement. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2020. Vol. 913. P. 022012.
60. Tamrazyan A.G., Popov D.S. Stress-strain state of corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroit.* 2019. No 2. P. 19–26. (in Russian)
61. Selyaev V.P. et al. Estimation of residual resources of reinforced concrete bending elements subjected to the action of chloride corrosion. *Build. Reconstr.* 2017. Vol. 74, No 6. P. 49–58. (in Russian)
62. Selyaev V.P. et al. Otsenka resursa zhelezobetonnoy izgibayemogo elementa, podverzhennogo deystviyu khloridnoy korrozii, po prochnosti naklonnogo secheniya [Estimation of the resource of a reinforced concrete bending element subject to the action of chloride corrosion by the strength of the inclined section]. *Regional'naya arkhitektura i stroitel'stvo*. 2008. Vol. 36, No 3. P. 104–115. (in Russian)
63. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2018. Vol. 365. P. 052034.
64. Avetisyan L.A., Chapidze O.D. Estimation of reinforced concrete seismic resistance bearing systems exposed to fire. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2018. Vol. 456, No 1. P. 012035.
65. Fedorov V.S., Levitsky V.E. Thermal resistance of a reinforced concrete beam with restricted movement on supports. *Build. Reconstr.* 2020. Vol. 92, No 6. P. 66–74. (in Russian)
66. Fedorov V.S., Levitsky V.E., Soloviev I.A. Reinforced concrete thermal-power model for plane frame elements. *Build. Reconstr.* 2015. Vol. 5, No 61. P. 47–55. (in Russian)
67. Fedorov V.S., Levitskiy V.Ye. Otsenka ognestoykosti vnetsentrenno szhatykh zhelezobetonnykh kolonn po potere ustoychivosti [Evaluation of fire resistance of centrally compressed reinforced concrete columns by loss of stability]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2012. Vol. 241, No 2. P. 53–60. (in Russian)
68. Geniyev G.A., Kisyuk V.N., Tyupin G. Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona [Plasticity theory of concrete and reinforced concrete]. Moscow: Stroyizdat, 1974. 316 p. (in Russian)
69. Bazhenov Yu.M. Beton pri dinamicheskom nagruzhении [Concrete under dynamic loading]. Moscow: Stroyizdat, 1970. 271 p. (in Russian)
70. Nam J.W. et al. Analytical study of finite element models for FRP retrofitted concrete structure under blast loads. *Int. J. Damage Mech.* 2009. Vol. 18, No 5. P. 461–490.
71. Malvar L.J. Review of Static and Dynamic Properties of Steel Reinforcing Bars. *Mater. J.* 1998. Vol. 95, No 5. P. 609–616.
72. Fedorova N.V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Experimental Determination Of The Parameters Of The Static-Dynamic Deformation Of Concrete Under Loading Modal. *Build. Reconstr.* 2020. Vol. 89, No 3. P. 72–81. (in Russian)
73. Fedorova N. V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Determination of Static-Dynamic Deformation Parameters of Concrete. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroit.* 2020. No 1. P. 4–11.
74. Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Deformation Models of Reinforced Concrete under Special Impacts. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2018. No 8. P. 54–60. (in Russian)
75. Mitasov V.M., Statsenko N.V. Dinamicheskiy aspekt obrazovaniya stokhasticheskikh treshchin v betonnykh i zhelezobetonnykh konstruksiyakh [Dynamic aspect of stochastic cracks formation in concrete and reinforced concrete constructions]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo*. 2016. Vol. 692, No 8. P. 5–11. (in Russian)
76. Kolchunov V., Androsova N., Savin S. Cross section structure influence to deformation of construction at accidental impacts. *MATEC Web Conf.* / ed. Volkov A., Pustovgar A., Adamtsevich A. 2018. Vol. 251. P. 02029.

77. Sasani M., Sagioglu S. Progressive collapse resistance of hotel San Diego. *J. Struct. Eng.* 2008.
78. Song B.I., Sezen H. Evaluation of an existing steel frame building against progressive collapse. *Proc. 2009 Struct. Congr. - Don't Mess with Struct. Eng. Expand. Our Role.* 2009. P. 1878–1885.
79. Botez M., Bredean L., Ioani A.M. Improving the accuracy of progressive collapse risk assessment: Efficiency and contribution of supplementary progressive collapse resisting mechanisms. *Comput. Struct.* Elsevier Ltd, 2016. Vol. 174. P. 54–65.
80. Yi W.J. et al. Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures. *ACI Struct. J.* 2008. Vol. 105, No 4.
81. Anil Ö., Altin S. An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames. *Eng. Struct.* 2007. Vol. 29, No 3. P. 449–460.
82. Shan S. et al. Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls. *Eng. Struct.* 2016.
83. Zheng Y. et al. Experimental study on progressive collapse resistance of reinforced concrete frame structures. *Applied Mechanics and Materials.* 2011.
84. Li S. et al. Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls. *Eng. Fail. Anal.* 2016.
85. Fedorova N. V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions. *J. Phys. Conf. Ser.* 2019. Vol. 1425, No 1. P. 012033.
86. Kolchunov V.I., Prasolov N.O., Kozharinova L. V. Experimental and theoretical research on survivability of reinforced concrete frames in the moment of individual element buckling. *Vestn. MGSU.* 2011. No 3–2. P. 109–115. (in Russian)
87. Elsanadedy H.M. et al. Assessment of progressive collapse potential of special moment resisting RC frames – Experimental and FE study. *Eng. Fail. Anal.* 2019.
88. Yu J., Tan K.H. Structural Behavior of RC Beam-Column Subassemblages under a Middle Column Removal Scenario. *J. Struct. Eng.* 2013. Vol. 139, No 2. P. 233–250.
89. Kang S.B., Tan K.H., Yang E.H. Progressive collapse resistance of precast beam-column sub-assemblages with engineered cementitious composites. *Eng. Struct.* 2015.
90. Forquin P., Chen W. An experimental investigation of the progressive collapse resistance of beam-column RC sub-assemblages. *Constr. Build. Mater.* 2017. Vol. 152. P. 1068–1084.
91. Han Q. et al. Experimental Investigation of Beam-Column Joints with Cast Steel Stiffeners for Progressive Collapse Prevention. *J. Struct. Eng.* 2019. Vol. 145, No 5. P. 04019020.
92. Ren P. et al. Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam-slab substructures under a middle-column-removal scenario. *Eng. Struct.* 2016.
93. Lim N.S., Tan K.H., Lee C.K. Experimental studies of 3D RC substructures under exterior and corner column removal scenarios. *Eng. Struct.* 2017. Vol. 150.
94. Du K. et al. Experimental investigation of asymmetrical reinforced concrete spatial frame substructures against progressive collapse under different column removal scenarios. *Struct. Des. Tall Spec. Build.* 2020.
95. Kai Q., Li B. Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column-Experimental results. *Eng. Struct.* 2012.
96. Pantidis P., Gerasimidis S. New euler-type progressive collapse curves for steel frames. *Struct. Stab. Res. Counc. Annu. Stab. Conf.* 2016, SSRC 2016. Structural Stability Research Council (SSRC), 2016. P. 408–421.
97. Pantidis P., Gerasimidis S. Loss-of-stability vs yielding-type collapse mode in 3D steel structures under a column removal scenario: An analytical method of assessing the collapse mode. *Proc. Annu. Stab. Conf. Struct. Stab. Res. Counc.* 2017. 2017.
98. Fedorova N. V., Savin S.Y., Kolchunov V.I. Affecting of the Long-Term Deformation to the Stability of RC Frame-Bracing Structural Systems under Special Accidental Impacts. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2020. Vol. 753. P. 032005.
99. Savin S.Y., Fedorov S.S. Stability analysis of reinforced concrete building frames damaged by corrosion under static-dynamic loading. *J. Phys. Conf. Ser.* 2019. Vol. 1425. P. 012043.
100. Hales T.A., Pantelides C.P., Reaveley L.D. Analytical buckling model for slender FRP-reinforced concrete columns. *Compos. Struct.* 2017.
101. Bajc U. et al. Semi-analytical buckling analysis of reinforced concrete columns exposed to fire. *Fire Saf. J.* 2015.
102. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering.* 2018.
103. Gemmerling A.V. Nesushchaya sposobnost' sterzhnevyykh stal'nykh konstruktsey [Bearing capacity of bar steel structures]. Moscow: Gosstroyizdat, 1958. 216 p. (in Russian)
104. Volmir A.S. Ustoychivost' deformiruyemykh sistem [Stability of deformable systems]. Moscow: Publishing house "Nauka", 1967. 984 p. (in Russian)
105. Marchand K., McKay A., Stevens D.J. Development and Application of Linear and Non-Linear Static Approaches in UFC 4-023-03. *Struct. Congr.* 2009. 2009.

106. Almazov V.O. Dinamika progressiruyushchego razrusheniya monolitnykh mnogoetazhnykh karkasov [Dynamics of progressive collapse of monolithic multistorey frames]. Moscow: Publishing ASV, 2014. 128 p. (in Russian)
107. Geniyev G.A. Ob otsenke dinamicheskikh effektiv v sterzhnevnykh sistemakh iz khrupkikh materialov. *Bet. i Zhelezobet.* 1992. No 9. P. 25–27. (in Russian)
108. Geniyev G.A. O dinamicheskikh effektakh v sterzhnevnykh sistemakh iz fizicheski nelineynykh khrupkikh materialov [On dynamic effects in rod systems made of physically nonlinear brittle materials]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye Stroit.* 1999. No 9. P. 23–24. (in Russian)
109. Weng J., Lee C.K., Tan K.H. Simplified Dynamic Assessment for Reinforced-Concrete Structures Subject to Column Removal Scenarios. *J. Struct. Eng.* 2020. Vol. 146, No 12. P. 04020278.
110. Savin S.Y., Kolchunov V.I., Korenkov P.A. Experimental research methodology for the deformation of RC frame under instantaneous loss of column. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2020. Vol. 962. P. 022054.
111. Vodopianov R.Y., Gubchenko V.E. The Use of the System “Engineering Nonlinearity 2” PK LIRA-CAD for Calculation of Panel Buildings along with Structures of the Frame of Ground Non-Residential Floors. *Zhilishchnoe Stroit.* 2019. No 3. P. 22–28.
112. Fialko S.Y., Kabantsev O. V., Perelmutter A. V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. *Mag. Civ. Eng.* 2021. Vol. 102, No 10214.
113. Grunwald C. et al. Reliability of collapse simulation – Comparing finite and applied element method at different levels. *Eng. Struct.* Elsevier, 2018. Vol. 176, No January. P. 265–278.
114. Marjanishvili S., Agnew E. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis. *J. Perform. Constr. Facil.* 2006. Vol. 20, No 4. P. 365–374.
115. Li Y. et al. Numerical investigation of progressive collapse resistance of reinforced concrete frames subject to column removals from different stories. *Adv. Struct. Eng.* 2016. Vol. 19, No 2. P. 314–326.
116. Shan L., Petrone F., Kunnath S. Robustness of RC buildings to progressive collapse: Influence of building height. *Eng. Struct.* Elsevier, 2019. Vol. 183, No August 2018. P. 690–701.
117. Kolchunov V.I. et al. Failure simulation of a RC multi-storey building frame with prestressed girders. *Mag. Civ. Eng.* 2019. Vol. 92, No 8. P. 155–162.
118. Tagel-Din H., Meguro K. Nonlinear simulation of RC structures using applied element method. *Struct. Eng. Eng.* 2000. Vol. 17, No 2. P. 137–148.
119. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method. *Case Stud. Constr. Mater.* Elsevier Ltd., 2020. Vol. 13. P. e00457.
120. Yu J., Luo L., Li Y. Numerical study of progressive collapse resistance of RC beam-slab substructures under perimeter column removal scenarios. *Eng. Struct.* 2018. Vol. 159, No December. P. 14–27.
121. Sasani M., Werner A., Kazemi A. Bar fracture modeling in progressive collapse analysis of reinforced concrete structures. *Eng. Struct.* Elsevier Ltd, 2011. Vol. 33, No 2. P. 401–409.
122. Hwang S.J., Lee H.J. Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance. *ACI Struct. J.* 2000. Vol. 97, No 1. P. 35–44.
123. Tsonos A.G. Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages. *Eng. Struct.* 2008. Vol. 30, No 3. P. 777–793.
124. Hayati N., Hamid A. Seismic Performance of Interior Beam-Column Joint With Fuse-Bar Designed Using Ec8 Under In-Plane Lateral Cyclic Loading. International Conference on Disaster Management and Civil Engineering (ICDMCE’15) Oct. 1-3, 2015 Phuket (Thailand). Universal Researchers, 2015. No July.
125. Feng D.-C., Wu G., Lu Y. Numerical Investigation on the Progressive Collapse Behavior of Precast Reinforced Concrete Frame Subassemblages. *J. Perform. Constr. Facil.* 2018. Vol. 32, No 3. P. 04018027.
126. Ahmadi R. et al. Experimental and Numerical Evaluation of Progressive Collapse Behavior in Scaled RC Beam-Column Subassemblage. *Shock Vib.* 2016. Vol. 2016. P. 1–17.
127. Feng D.-C. et al. Investigation of Modeling Strategies for Progressive Collapse Analysis of RC Frame Structures. *J. Perform. Constr. Facil.* 2019. Vol. 33, No 6. P. 04019063.
128. Fedorova N. V., Vu Ngoc Tuyen, Yakovenko I.A. Strength criterion for a plane stress reinforced concrete element under a special action. *Vestn. MGSU.* 2020. No 11. P. 1513–1522.
129. Mazzarolo E. et al. Long anchorage bond-slip formulation for modeling of r.c. elements and joints. *Eng. Struct.* Elsevier Ltd, 2012. Vol. 34. P. 330–341.
130. Park R. A summary of results of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details. *J. Earthq. Eng.* 2002. Vol. 6, No 2. P. 147–174.
131. Jacques E., Saatcioglu M. High strain rate bond characteristics of reinforced concrete beam-ends. *Int. J. Impact Eng.* Elsevier, 2019. Vol. 130, No September 2018. P. 192–202.
132. Long X. et al. Bond strength of steel reinforcement under different loading rates. *Constr. Build. Mater.* Elsevier Ltd, 2020. Vol. 238. P. 117749.
133. Mohd Noh H., Sonoda Y. Potential effects of corrosion damage on the performance of reinforced concrete member. *MATEC Web Conf.* 2016. Vol. 47. P. 0–6.
134. Zhang Z. et al. The Sustainability performance of reinforced concrete structures in tunnel lining induced by long-term coastal environment. *Sustain.* 2020. Vol. 12, No 10.
135. Tran X.H., Kai Y. Modeling of interior reinforced concrete beam-column joint based on an innovative theory

of joint shear failure. *Japan Archit. Rev.* 2019. Vol. 2, No 3. P. 287–301.

136. Abdelwahed B. Beam-column joints reinforcement detailing adequacy in case of a corner column loss-numerical analysis. *Lat. Am. J. Solids Struct.* 2019. Vol. 16, No 7. P. 1–13.

137. Iakovenko I., Kolchunov V., Lyman I. Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. *MATEC Web Conf.* 2017. Vol. 116.

138. Niki V., Erkmen R.E. Shear deformable hybrid finite element formulation for buckling analysis of composite columns. *Can. J. Civ. Eng.* 2018. Vol. 45, No 4. P. 279–288.

139. Simão P.D. Influence of shear deformations on the buckling of columns using the Generalized Beam Theory and energy principles. *Eur. J. Mech. A/Solids.* 2017. Vol. 61. P. 216–234.

140. Zhang H., Kang Y.A., Li X.F. Stability and vibration analysis of axially-loaded shear beam-columns carrying elastically restrained mass. *Appl. Math. Model.* 2013. Vol. 37, No 16–17. P. 8237–8250.

141. Rochev A.A. Spatial calculation of inelastic composite bars // *Struct. Mech. Eng. Constr. Build.* 2012. No 1. P. 17–23.

142. Qiao H., Yang Y., Zhang J. Progressive Collapse Analysis of Multistory Moment Frames with Varying Mechanisms. *J. Perform. Constr. Facil.* Elsevier, 2018. Vol. 32, No 4. P. 04018043.

143. Almusallam T. et al. Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios. *Struct. Infrastruct. Eng.* Taylor & Francis, 2020. Vol. 16, No 12. P. 1616–1634.

144. Weng J., Tan K.H., Lee C.K. Adaptive superelement modeling for progressive collapse analysis of reinforced concrete frames. *Eng. Struct.* 2017. Vol. 151. P. 136–152.

145. Tsai M.-H. An Approximate Analytical Formulation for the Rise-Time Effect on Dynamic Structural Response Under Column Loss. *Int. J. Struct. Stab. Dyn.* 2018. Vol. 18, No 03. P. 1850038.

146. Amiri S., Saffari H., Mashhadi J. Assessment of dynamic increase factor for progressive collapse analysis of RC structures. *Eng. Fail. Anal.* 2018. Vol. 84. P. 300–310.

147. Alexandrov A.V., Travush V.I., Matveev A.V. O raschete sterzhnevyykh konstruktsiy na ustoychivost' [On the calculation of rod structures for stability]. *Ind. Civ. Eng.* 2002. No 3. P. 16–19.

148. Trekin N.N., Kodysh E.N. Special Limit Condition Of Reinforced Concrete Structures And Its Normalization. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroito.* 2020. No 5. P. 4–9.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Pearson C., Delatte N. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes // *J. Perform. Constr. Facil.* 2005. Vol. 19, № 2. P. 172–177.

2. Unified Facilities Criteria. Design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03). Washington, DC: Department of Defence (DoD), 2009.

3. Kiakojouri F. et al. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects // *Eng. Struct.* Elsevier, 2020. Vol. 206, № December 2019. P. 110061.

4. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions // *J. Eng. Mech.* 2007. Vol. 133, № 3. P. 308–319.

5. Gudmundsson G. V., Izzuddin B.A. The “sudden column loss” idealisation for disproportionate collapse assessment // *Struct. Eng.* 2010.

6. Izzuddin B.A. et al. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework // *Eng. Struct.* 2008.

7. Sasani M., Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego // *J. Struct. Eng.* 2008. Vol. 134, № 3. P. 478–488.

8. Федорова Н.В., Кореньков П.А. Статико-динамическое деформирование монолитных железобетонных каркасов зданий в предельных и запредельных состояниях // *Строительство и реконструкция.* 2016. № 6 (68). С. 90–100.

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. Australian Building Codes Board (ABCB). National construction code (NCC). Council of Australian Governments, 2016.

11. China Association for Engineering Construction Standardization (CECS). Code for anti-collapse design of building structures, CECS 392: 2014. Beijing (China), 2014.

12. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». Издание оф. Москва: Минстрой России, 2018. 26 с.

13. Adam J.M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Eng. Struct.* Elsevier, 2018. Vol. 173, № March. P. 122–149.

14. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // *Case Stud. Constr. Mater.* 2019. Vol. 11.

15. Wang H. et al. A Review on Progressive Collapse of Building Structures // *Open Civ. Eng. J.* 2014. Vol. 8, №

1. P. 183–192.

16. Byfield M., Paramasivam S. Murrah Building Collapse: Reassessment of the Transfer Girder // J. Perform. Constr. Facil. 2012. Vol. 26, № 4. P. 371–376.

17. Formichi P. EN 1991 – Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-6 General actions Actions during execution // Design. 2008. № February. P. 18–20.

18. Ellingwood B.R. et al. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings // U.S. National Institute of Standards and Technology (NIST). 2007. 216 p.

19. Botez M., Bredean L., Ioani A.M. Improving the accuracy of progressive collapse risk assessment: Efficiency and contribution of supplementary progressive collapse resisting mechanisms // Comput. Struct. 2016.

20. Yan J. et al. Experimental and numerical analysis of CFRP strengthened RC columns subjected to close-in blast loading // Int. J. Impact Eng. Elsevier, 2020. Vol. 146, № May. P. 103720.

21. Hu Y. et al. Study of CFRP retrofitted RC column under close-in explosion // Eng. Struct. 2021. Vol. 227, № October 2020.

22. Li Y., Aoude H. Influence of steel fibers on the static and blast response of beams built with high-strength concrete and high-strength reinforcement // Eng. Struct. Elsevier, 2020. Vol. 221, № September 2019. P. 111031.

23. Zhang C., Abedini M., Mehrmashhadi J. Development of pressure-impulse models and residual capacity assessment of RC columns using high fidelity Arbitrary Lagrangian-Eulerian simulation // Eng. Struct. Elsevier, 2020. Vol. 224, № May. P. 111219.

24. Momeni M. et al. Damage evaluation of H-section steel columns under impulsive blast loads via gene expression programming // Eng. Struct. Elsevier, 2020. Vol. 219, № May. P. 110909.

25. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads // AEI 2006 Build. Integr. Solut. - Proc. 2006 Archit. Eng. Natl. Conf. 2006. Vol. 2006. P. 32.

26. Lim K.M. et al. Prediction of damage level of slab-column joints under blast load // Appl. Sci. 2020. Vol. 10, № 17.

27. Gephart M.B. Oklahoma City Bombing // Federalism-E. 2019. Vol. 20, № 1. P. 25–43.

28. Sohail K.M.A., Al-Jabri K., Al Abri A.H.S. Behavior and design of reinforced concrete building columns subjected to low-velocity car impact // Structures. Elsevier, 2020. Vol. 26, № May. P. 601–616.

29. Yi N.H. et al. Collision capacity evaluation of RC columns by impact simulation and probabilistic evaluation // J. Adv. Concr. Technol. 2015. Vol. 13, № 2. P. 67–81.

30. Gholipour G., Zhang C., Mousavi A.A. Effects of axial load on nonlinear response of RC columns subjected to lateral impact load: Ship-pier collision // Eng. Fail. Anal. Elsevier, 2018. Vol. 91, № November 2017. P. 397–418.

31. Gholipour G., Zhang C., Mousavi A.A. Numerical analysis of axially loaded RC columns subjected to the combination of impact and blast loads // Eng. Struct. Elsevier, 2020. Vol. 219, № January. P. 110924.

32. Abdelkarim O.I., ElGawady M.A. Dynamic and static behavior of hollow-core FRP-concrete-steel and reinforced concrete bridge columns under vehicle collision // Polymers (Basel). 2016. Vol. 8, № 12. P. 1–17.

33. Wu M., Jin L., Du X. Dynamic responses and reliability analysis of bridge double-column under vehicle collision // Eng. Struct. Elsevier, 2020. Vol. 221, № June. P. 111035.

34. Li R.W., Zhou D.Y., Wu H. Experimental and numerical study on impact resistance of RC bridge piers under lateral impact loading // Eng. Fail. Anal. 2020. Vol. 109, № November 2019. P. 1–19.

35. Demartino C., Wu J.G., Xiao Y. Response of shear-deficient reinforced circular RC columns under lateral impact loading // Int. J. Impact Eng. 2017. Vol. 109. P. 196–213.

36. Радченко П.А. и др. Численное моделирование разрушения оболочки из бетона и фибробетона при импульсном воздействии // Омский научный вестник. 2015. Vol. 143, № 3. P. 345–348.

37. Радченко П.А. et al. Моделирование разрушения железобетонных конструкций при ударных нагрузках // Строительство и реконструкция. 2015. № 6 (62). С. 40–48.

38. Белов Н.Н. et al. Математическое моделирование процессов динамического разрушения бетона // Механика твердого тела. 2008. № 2. P. 124–133.

39. Афанасьева С.А. и др. Разрушение бетонных и железобетонных плит при высокоскоростном ударе и взрыве // Доклады академии наук. 2005. Vol. 401, № 2. С. 185–188.

40. Liu B. et al. Experimental investigation and improved FE modeling of axially-loaded circular RC columns under lateral impact loading // Eng. Struct. Elsevier Ltd, 2017. Vol. 152. P. 619–642.

41. Yankelevsky D.Z., Karinski Y.S., Feldgun V.R. Dynamic punching shear failure of a RC flat slab-column connection under a collapsing slab impact // Int. J. Impact Eng. Elsevier, 2020. Vol. 135, № September 2019. P. 103401.

42. Agarwal J. et al. Robustness of structures: Lessons from failures // Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridge. Struct. Eng. 2012. Vol. 22, № 1. P. 105–111.

43. Frühwald Hansson E. Analysis of structural failures in timber structures: Typical causes for failure and failure modes // Eng. Struct. Elsevier Ltd, 2011. Vol. 33, № 11. P. 2978–2982.

44. Oehme von P., Werner V. Schäden an Tragwerken aus Stahl. Schadenfre. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2003. 152 p.

45. Blaß H.J., Frese M. Schadensanalyse von Hallentragwerken aus Holz // DIBt Mitteilungen. 2011. Vol. 42, № 1. P. 25–25.

46. Huber J.A.J. et al. Structural robustness and timber buildings – a review // *Wood Mater. Sci. Eng.* Taylor & Francis, 2019. Vol. 14, № 2. P. 107–128.
47. Dietsch P., Winter S., Dietsch D.P. G Typische Tragwerksmängel im Ingenieurholzbau und Empfehlungen für Planung, Ausführung und Instandhaltung // 6. Grazer Holzbau FachtagungAt: Graz, Austria. 2008. P. 1–16.
48. Белостоцкий А.М., Павлов А.С. Расчет конструкций большепролетных зданий с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей // *Int. J. Comput. Civ. Struct. Eng.* 2010. Vol. 6, № 1-2. С. 80–86.
49. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // *Case Stud. Constr. Mater.* 2019. Vol. 11. P. e00264.
50. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: ОАО «НИЦ «Строительство», 2019.
51. General Services Administration (GSA). Alternative path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance. Washington, DC: Office of Chief Architects, 2013.
52. Fan W., Liu B., Consolazio G.R. Residual Capacity of Axially Loaded Circular RC Columns after Lateral Low-Velocity Impact // *J. Struct. Eng.* 2019. Vol. 145, № 6. P. 04019039.
53. Barabash M.S., Romashkina M.A. Lira-Sapr Program for Generating Design Models of Reconstructed Buildings // *Int. J. Comput. Civ. Struct. Eng.* 2018. Vol. 14, № 4. P. 70–80.
54. Бондаренко В.М. Коррозионные повреждения как причина лавинного разрушения железобетонных конструкций // *Строительная механика и расчет сооружений.* 2009. № 5. С. 13–17.
55. Назаров Ю.П. и др. Басманный рынок: анализ конструктивных решений и возможных механизмов разрушения зданий // *Строительная механика и расчет сооружений.* 2007. № 2 (211). С. 49–55.
56. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Экспозиция живучести железобетона // *Известия высших учебных заведений. Строительство.* 2007. № 5 (581). С. 4–8.
57. Прасолов Н.О., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Влияние коррозионных повреждений элементов на живучесть железобетонных рамно-стержневых систем // *Успехи строительной механики и теории сооружений.* Саратов: СГТУ, 2010. С. 117–122.
58. Kolchunov V.I., Savin S.Y. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability // *Mag. Civ. Eng.* 2018. Vol. 80, № 4. P. 73–80.
59. Tamrazyan A.G., Popov D.S., Ubysz A. To the dynamically loaded reinforced-concrete elements' calculation in the absence of adhesion between concrete and reinforcement // *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2020. Vol. 913. P. 022012.
60. 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.
61. Селяев В.П., Селяев П.В., Алимов М.Ф., Сорокин Е.В. Оценка остаточного ресурса железобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии // *Строительство и реконструкция.* 2017. № 6. С. 49–58.
62. Селяев В.П. и др. Оценка ресурса железобетонного изгибаемого элемента, подверженного действию хлоридной коррозии, по прочности наклонного сечения // *Региональная архитектура и строительство.* 2008. № 3 (36). С. 104–115.
63. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability // *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2018. Vol. 365. P. 052034.
64. Avetisyan L.A., Chapidze O.D. Estimation of reinforced concrete seismic resistance bearing systems exposed to fire // *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2018. Vol. 456, № 1. P. 012035.
65. Федоров В.С., Левитский В.Е. Термосиловое сопротивление железобетонной балки при ограничении перемещений на опорах // *Строительство и реконструкция.* 2020. № 6 (92). С. 66–74.
66. Федоров В.С., Левитский В.Е., Соловьев И.А. Модель термосилового сопротивления железобетонных элементов стержневых конструкций // *Строительство и реконструкция.* 2015. № 5 (61). С. 47–55.
67. Федоров В.С., Левитский В.Е. Оценка огнестойкости внецентренно сжатых железобетонных колонн по потере устойчивости // *Строительная механика и расчет сооружений.* 2012. № 2 (241). С. 53–60.
68. Гениев Г.А., Кисюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974. 316 с.
69. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. Москва: Стройиздат, 1970. 271 р.
70. Nam J.W. et al. Analytical study of finite element models for FRP retrofitted concrete structure under blast loads // *Int. J. Damage Mech.* 2009. Vol. 18, № 5. P. 461–490.
71. Malvar L.J. Review of Static and Dynamic Properties of Steel Reinforcing Bars // *Mater. J.* 1998. Vol. 95, № 5. P. 609–616.
72. Федорова Н.В., Медянкин М.Д., Бушова О.В. Экспериментальное определение параметров статико-динамического деформирования бетона при режимном нагружении // *Строительство и реконструкция.* 2020. № 3 (89). С. 72–81.
73. Федорова Н.В., Медянкин М.Д., Бушова О.В. Определение параметров статико-динамического деформирования бетона // *Промышленное и гражданское строительство.* 2020. № 1. С. 4–11.
74. Колчунов В.И., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Деформационные модели железобетона при особых

воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 8. С. 54–60.

75. Митасов В.М., Стаценко Н.В. Динамический аспект образования стохастических трещин в бетонных и железобетонных конструкциях // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2016. № 8 (692). С. 5–11.

76. Kolchunov V., Androsova N., Savin S. Cross section structure influence to deformation of construction at accidental impacts // MATEC Web Conf. / ed. Volkov A., Pustovgar A., Adamtsevich A. 2018. Vol. 251. P. 02029.

77. Sasani M., Sagioglu S. Progressive collapse resistance of hotel San Diego // J. Struct. Eng. 2008.

78. Song B.I., Sezen H. Evaluation of an existing steel frame building against progressive collapse // Proc. 2009 Struct. Congr. - Don't Mess with Struct. Eng. Expand. Our Role. 2009. P. 1878–1885.

79. Botez M., Bredean L., Ioani A.M. Improving the accuracy of progressive collapse risk assessment: Efficiency and contribution of supplementary progressive collapse resisting mechanisms // Comput. Struct. Elsevier Ltd, 2016. Vol. 174. P. 54–65.

80. Yi W.J. et al. Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures // ACI Struct. J. 2008. Vol. 105, № 4.

81. Anil Ö., Altin S. An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames // Eng. Struct. 2007. Vol. 29, № 3. P. 449–460.

82. Shan S. et al. Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls // Eng. Struct. 2016.

83. Zheng Y. et al. Experimental study on progressive collapse resistance of reinforced concrete frame structures // Applied Mechanics and Materials. 2011.

84. Li S. et al. Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls // Eng. Fail. Anal. 2016.

85. Fedorova N. V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // J. Phys. Conf. Ser. 2019. Vol. 1425, № 1. P. 012033.

86. Колчунов В.И., Прасолов Н.О., Кожаринова Л.В. Экспериментально-теоретические исследования живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельного элемента // Вестник МГСУ. 2011. № 3–2. С. 109–115.

87. Elsanadedy H.M. et al. Assessment of progressive collapse potential of special moment resisting RC frames – Experimental and FE study // Eng. Fail. Anal. 2019.

88. Yu J., Tan K.H. Structural Behavior of RC Beam-Column Subassemblages under a Middle Column Removal Scenario // J. Struct. Eng. 2013. Vol. 139, № 2. P. 233–250.

89. Kang S.B., Tan K.H., Yang E.H. Progressive collapse resistance of precast beam-column sub-assemblages with engineered cementitious composites // Eng. Struct. 2015.

90. Forquin P., Chen W. An experimental investigation of the progressive collapse resistance of beam-column RC sub-assemblages // Constr. Build. Mater. 2017. Vol. 152. P. 1068–1084.

91. Han Q. et al. Experimental Investigation of Beam-Column Joints with Cast Steel Stiffeners for Progressive Collapse Prevention // J. Struct. Eng. 2019. Vol. 145, № 5. P. 04019020.

92. Ren P. et al. Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam-slab substructures under a middle-column-removal scenario // Eng. Struct. 2016.

93. Lim N.S., Tan K.H., Lee C.K. Experimental studies of 3D RC substructures under exterior and corner column removal scenarios // Eng. Struct. 2017. Vol. 150.

94. Du K. et al. Experimental investigation of asymmetrical reinforced concrete spatial frame substructures against progressive collapse under different column removal scenarios // Struct. Des. Tall Spec. Build. 2020.

95. Kai Q., Li B. Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column-Experimental results // Eng. Struct. 2012.

96. Pantidis P., Gerasimidis S. New euler-type progressive collapse curves for steel frames // Struct. Stab. Res. Counc. Annu. Stab. Conf. 2016, SSRC 2016. Structural Stability Research Council (SSRC), 2016. P. 408–421.

97. Pantidis P., Gerasimidis S. Loss-of-stability vs yielding-type collapse mode in 3D steel structures under a column removal scenario: An analytical method of assessing the collapse mode // Proc. Annu. Stab. Conf. Struct. Stab. Res. Counc. 2017. 2017.

98. Fedorova N. V., Savin S.Y., Kolchunov V.I. Affecting of the Long-Term Deformation to the Stability of RC Frame-Bracing Structural Systems under Special Accidental Impacts // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. 2020. Vol. 753. P. 032005.

99. Savin S.Y., Fedorov S.S. Stability analysis of reinforced concrete building frames damaged by corrosion under static-dynamic loading // J. Phys. Conf. Ser. 2019. Vol. 1425. P. 012043.

100. Hales T.A., Pantelides C.P., Reaveley L.D. Analytical buckling model for slender FRP-reinforced concrete columns // Compos. Struct. 2017.

101. Bajc U. et al. Semi-analytical buckling analysis of reinforced concrete columns exposed to fire // Fire Saf. J. 2015.

102. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018.

103. Геммерлинг А.В. Несущая способность стержневых стальных конструкций. Москва: Госстройиздат, 1958. 216 р.
104. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. Москва: Издательство “Наука,” 1967. 984 р.
105. Marchand K., McKay A., Stevens D.J. Development and Application of Linear and Non-Linear Static Approaches in UFC 4-023-03 // Struct. Congr. 2009. 2009.
106. Алмазов В.О., Као З.К. ДИНАМИКА ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО РАЗРУШЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСОВ. Москва: Издательство АСВ, 2014. 128 р.
107. Geniyev G.A. Ob otsenke dinamicheskikh effektiv v sterzhnevyykh sistemakh iz khрупkikh materialov // Bet. i Zhelezobet. 1992. № 9. P. 25–27.
108. Geniyev G.A. O dinamicheskikh effektivakh v sterzhnevyykh sistemakh iz fizicheski nelineynykh khрупkikh materialov // Promyshlennoye i grazhdanskoye Stroit. 1999. № 9. P. 23–24.
109. Weng J., Lee C.K., Tan K.H. Simplified Dynamic Assessment for Reinforced-Concrete Structures Subject to Column Removal Scenarios // J. Struct. Eng. 2020. Vol. 146, № 12. P. 04020278.
110. Savin S.Y., Kolchunov V.I., Korenkov P.A. Experimental research methodology for the deformation of RC frame under instantaneous loss of column // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. 2020. Vol. 962. P. 022054.
111. Водопьянов Р.Ю., Губченко В.Е. Применение системы «Инженерная нелинейность 2» ПК ЛИРА-САПР для расчета панельных зданий совместно с конструкциями каркаса нижних нежилых этажей // Жилищное строительство. 2019. № 3. С. 22–28.
112. Fialko S.Y., Kabantsev O. V., Perelmuter A. V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. 2021. Vol. 102, № 10214.
113. Grunwald C. et al. Reliability of collapse simulation – Comparing finite and applied element method at different levels // Eng. Struct. Elsevier, 2018. Vol. 176, № January. P. 265–278.
114. Marjanishvili S., Agnew E. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis // J. Perform. Constr. Facil. 2006. Vol. 20, № 4. P. 365–374.
115. Li Y. et al. Numerical investigation of progressive collapse resistance of reinforced concrete frames subject to column removals from different stories // Adv. Struct. Eng. 2016. Vol. 19, № 2. P. 314–326.
116. Shan L., Petrone F., Kunnath S. Robustness of RC buildings to progressive collapse: Influence of building height // Eng. Struct. Elsevier, 2019. Vol. 183, № August 2018. P. 690–701.
117. Kolchunov V.I. et al. Failure simulation of a RC multi-storey building frame with prestressed girders // Mag. Civ. Eng. 2019. Vol. 92, № 8. P. 155–162.
118. Tagel-Din H., Meguro K. Nonlinear simulation of RC structures using applied element method // Struct. Eng. Eng. 2000. Vol. 17, № 2. P. 137–148.
119. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method // Case Stud. Constr. Mater. Elsevier Ltd., 2020. Vol. 13. P. e00457.
120. Yu J., Luo L., Li Y. Numerical study of progressive collapse resistance of RC beam-slab substructures under perimeter column removal scenarios // Eng. Struct. 2018. Vol. 159, № December. P. 14–27.
121. Sasani M., Werner A., Kazemi A. Bar fracture modeling in progressive collapse analysis of reinforced concrete structures // Eng. Struct. Elsevier Ltd, 2011. Vol. 33, № 2. P. 401–409.
122. Hwang S.J., Lee H.J. Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance // ACI Struct. J. 2000. Vol. 97, № 1. P. 35–44.
123. Tsonos A.G. Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages // Eng. Struct. 2008. Vol. 30, № 3. P. 777–793.
124. Hayati N., Hamid A. Seismic Performance of Interior Beam-Column Joint With Fuse-Bar Designed Using Ec8 Under In-Plane Lateral Cyclic Loading // International Conference on Disaster Management and Civil Engineering (ICDMCE’15) Oct. 1-3, 2015 Phuket (Thailand). Universal Researchers, 2015. № July.
125. Feng D.-C., Wu G., Lu Y. Numerical Investigation on the Progressive Collapse Behavior of Precast Reinforced Concrete Frame Subassemblages // J. Perform. Constr. Facil. 2018. Vol. 32, № 3. P. 04018027.
126. Ahmadi R. et al. Experimental and Numerical Evaluation of Progressive Collapse Behavior in Scaled RC Beam-Column Subassemblage // Shock Vib. 2016. Vol. 2016. P. 1–17.
127. Feng D.-C. et al. Investigation of Modeling Strategies for Progressive Collapse Analysis of RC Frame Structures // J. Perform. Constr. Facil. 2019. Vol. 33, № 6. P. 04019063.
128. Федорова Н.В., Ву Н.Т., Яковенко И.А. Критерий прочности плосконапряженного железобетонного элемента при особом воздействии // Вестник МГСУ. 2020. № 11. С. 1513–1522.
129. Mazzarolo E. et al. Long anchorage bond-slip formulation for modeling of r.c. elements and joints // Eng. Struct. Elsevier Ltd, 2012. Vol. 34. P. 330–341.
130. Park R. A summary of results of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details // J. Earthq. Eng. 2002. Vol. 6, № 2. P. 147–174.
131. Jacques E., Saatcioglu M. High strain rate bond characteristics of reinforced concrete beam-ends // Int. J. Impact Eng. Elsevier, 2019. Vol. 130, № September 2018. P. 192–202.
132. Long X. et al. Bond strength of steel reinforcement under different loading rates // Constr. Build. Mater. Elsevier Ltd, 2020. Vol. 238. P. 117749.

133. Mohd Noh H., Sonoda Y. Potential effects of corrosion damage on the performance of reinforced concrete member // MATEC Web Conf. 2016. Vol. 47. P. 0–6.
134. Zhang Z. et al. The Sustainability performance of reinforced concrete structures in tunnel lining induced by long-term coastal environment // Sustain. 2020. Vol. 12, № 10.
135. Tran X.H., Kai Y. Modeling of interior reinforced concrete beam-column joint based on an innovative theory of joint shear failure // Japan Archit. Rev. 2019. Vol. 2, № 3. P. 287–301.
136. Abdelwahed B. Beam-column joints reinforcement detailing adequacy in case of a corner column loss-numerical analysis // Lat. Am. J. Solids Struct. 2019. Vol. 16, № 7. P. 1–13.
137. Iakovenko I., Kolchunov V., Lymar I. Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks // MATEC Web Conf. 2017. Vol. 116.
138. Niki V., Erkmén R.E. Shear deformable hybrid finite element formulation for buckling analysis of composite columns // Can. J. Civ. Eng. 2018. Vol. 45, № 4. P. 279–288.
139. Simão P.D. Influence of shear deformations on the buckling of columns using the Generalized Beam Theory and energy principles // Eur. J. Mech. A/Solids. 2017. Vol. 61. P. 216–234.
140. Zhang H., Kang Y.A., Li X.F. Stability and vibration analysis of axially-loaded shear beam-columns carrying elastically restrained mass // Appl. Math. Model. 2013. Vol. 37, № 16–17. P. 8237–8250.
141. Рочев А.А. Пространственный расчет неупругих составных стержней // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2012. № 1. С. 17–23.
142. Qiao H., Yang Y., Zhang J. Progressive Collapse Analysis of Multistory Moment Frames with Varying Mechanisms // J. Perform. Constr. Facil. Elsevier, 2018. Vol. 32, № 4. P. 04018043.
143. Almusallam T. et al. Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios // Struct. Infrastruct. Eng. Taylor & Francis, 2020. Vol. 16, № 12. P. 1616–1634.
144. Weng J., Tan K.H., Lee C.K. Adaptive superelement modeling for progressive collapse analysis of reinforced concrete frames // Eng. Struct. 2017. Vol. 151. P. 136–152.
145. Tsai M.-H. An Approximate Analytical Formulation for the Rise-Time Effect on Dynamic Structural Response Under Column Loss // Int. J. Struct. Stab. Dyn. 2018. Vol. 18, № 03. P. 1850038.
146. Amiri S., Saffari H., Mashhadi J. Assessment of dynamic increase factor for progressive collapse analysis of RC structures // Eng. Fail. Anal. 2018. Vol. 84. P. 300–310.
147. Александров А.В., Травуш В.И., Матвеев А.В. О расчете стержневых конструкций на устойчивость // Промышленное и гражданское строительство. 2002. № 3. С. 16–19.
148. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н. Особое предельное состояние железобетонных конструкций и его нормирование // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 5. С. 4–9.

Information about authors:

Fedorova Natalia V.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Architectural and Construction Design, Director of the branch of Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU) in Mytishchi.
E-mail: FedorovaNV@mgsu.ru

Savin Sergey Yu.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation, Candidate of Technical Sciences, Docent, Associated Prof. of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.
E-mail: SavinSYU@mgsu.ru

Информация об авторах:

Федорова Наталья Витальевна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет; г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой АСП, директор филиала НИУ МГСУ в г. Мытищи.
E-mail: FedorovaNV@mgsu.ru

Савин Сергей Юрьевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: SavinSYU@mgsu.ru

Е.В. ХОЛОДОВА¹

¹Научно-исследовательский институт теории и истории архитектуры и градостроительства (НИИТИАГ)
Филиал ФГБУ "ЦНИИП Минстроя России", г. Москва, Россия

СТИЛИСТИЧЕСКИЕ ЭТАПЫ И ОБЪЁМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ В АРХИТЕКТУРЕ АНСАМБЛЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ МЕСТЕЧКА КОРЕННАЯ ПУСТЫНЬ КУРСКОГО КРАЯ 2-Й ПОЛОВИНЫ XVIII – 1-Й ПОЛОВИНЫ XIX ВЕКОВ

Аннотация. Исследование основано на малоизвестном фактическом материале: комплексном анализе документальных и печатных источников центральных и региональных архивов, музеев и библиотек; семейных отечественных и зарубежных архивах; натурном обследовании сохранившихся фрагментов поселения Коренная пустынь.

Научная новизна исследования связана с проведением авторских экспедиций и обследования комплекса застройки местечка Коренная пустынь (монастырь, ярмарка, село) (обмеры, фотофиксация, натурные зарисовки), выявляются архивные и печатные источники, воскрешающие образы утраченных дворянских и купеческих усадеб дач, осуществляется общий анализ заданной темы.

Важным результатом исследования становится раскрытие феномена загородного усадебного строительства Курской губернии поселения в составе монастырского и ярмарочного комплекса местечка Коренная пустынь во 2-й половине XVIII – 1-й половине XIX вв. В работе рассмотрены особенности стилистических этапов и объёмно-планировочных решений в архитектуре ансамбля зданий и сооружений уникального поселения.

Исследование выполнено за счет средств Государственной программы Российской Федерации «Развитие науки и технологий» в рамках Плана фундаментальных научных исследований Минстроя России и РААСН.

Ключевые слова: дачи, усадьбы, монастырь, ярмарка, архитектура, стилистика, объёмно-планировочные решения.

E.V. KHOLODOVA¹

¹Research Institute of Theory and History of Architecture and Urban Planning (NIITIAG) Branch of the Federal State Budgetary Institution "TsNIIP of the Ministry of Construction of Russia", Moscow, Russia

STYLISTIC STAGES AND SPATIAL PLANNING SOLUTIONS IN THE ARCHITECTURE OF THE ENSEMBLE OF BUILDINGS AND STRUCTURES OF THE TOWN OF KORENNAYA PUSTYN IN THE KURSK REGION 2ND HALF OF THE XVIII – 1ST HALF OF THE XIX CENTURIES

Abstract. The study is based on little-known factual material: a comprehensive analysis of documentary and printed sources of central and regional archives, museums and libraries; family domestic and foreign archives; a full-scale survey of the preserved fragments of the Korennaya Pustyn settlement.

The scientific novelty of the research is connected with the author's expeditions and surveys of the development complex of the village of Korennaya Pustyn (monastery, fair, village) (measurements, photo-fixation, full-scale sketches), archival and printed sources that resurrect images of lost noble and merchant estates of dachas are identified, and a general analysis of the given topic is carried out.

An important result of the study is the disclosure of the phenomenon of country estate construction of the Kursk province settlement as part of the monastery and fair complex of the town of

Korennaya Pustyn in the 2nd half of the XVIII – 1st half of the XIX centuries.. The paper considers the features of stylistic stages and spatial planning solutions in the architecture of the ensemble of buildings and structures of a unique settlement.

The research was carried out at the expense of the State Program of the Russian Federation "Development of Science and Technology" within the framework of the Plan of Basic Scientific Research of the Ministry of Construction of the Russian Federation and the RAASN.

Keywords: cottages, manors, monastery, fair, architecture, stylistics, space-planning solutions.

Введение

Объектами исследования являются – загородные усадьбы и дачи привилегированных сословий Курского края: дворянства, купечества.

Предметом исследования является загородное усадебное строительство Курского края на примере поселения в составе монастырского и ярмарочного комплекса местечка Коренная пустынь в хронологический период 2-й половины XVIII – 1-й половины XIX веков.

Цель исследования – раскрытие особенностей стилистических этапов и объёмно-планировочных решений в архитектуре ансамбля зданий и сооружений поселения в составе монастырского и ярмарочного комплекса местечка Коренная пустынь, как феномен загородного усадебного строительства Курской губернии.

Территориальные границы исследования и понятие «Курский край».

Вынесенное в название темы понятие "Курский край" объясняет следующее. Заданные хронологические рамки работы (2-я половина XVIII – 1-я пол. XIX вв.) приходится на период некоторой трансформации границ и переименования изучаемой территории и исторически не позволяют говорить однозначно – "Курская губерния" или "Курская область", т.к. в течении этого времени, рассматриваемая территория именовалась по разному: Белгородская губерния (1727-1779), Курское наместничество (1779-1796), Курская губерния (1796-1928). Поэтому в заглавие вынесено общее определение – "Курский край".

Территориальные границы исследования приняты в границах поселения местечка Коренная пустынь и его окрестностей Курского уезда Курского края (ныне местечко Свобода, Золотухинского района Курской области, расположено в 25 км к северу от г. Курска).

Главное значение этой работы – изучение важной страницы русской культуры, пропаганда памятников истории и культуры, как одна из активных форм их защиты.

Историография проблемы исследования поселения в местечке Коренная пустынь Курского края.

Краткие исторические сведения о местечке Коренная пустынь встречаются в редких дореволюционных публикациях.

Наиболее ранние из них относятся к концу XVIII в. и даны в описаниях Курского края наряду с другими краткими характеристиками населенных мест авторов Ларионова С.И., Башилова И., Зубова и др.

Ещё более редкими являются ее описания современников. Причем данные работы касаются преимущественно истории монастыря Коренная пустынь и довольно скудных описаний Коренной ярмарки. Наиболее крупными авторскими исследованиями второй половины XIX - начала XX вв. здесь являются труды: Л.А. Кавелина, А.А. Танкова Ф. Четыркина.

Истории создания и работы Курской Коренной ярмарки и ее экономического устройства посвящены исследования середины XIX - начала XX вв. А. Головатенко, И. Аксакова, И. Бесядовского и др.

Особо ценными живыми свидетельствами ярмарочной и монастырской жизни XIX – начала XX вв. местечка Коренная пустынь являются автобиографические повести, записки и воспоминания путешественников и писателей М. Жданова, В.П. Безобразова, Е.Л. Маркова, А.Маркова (Шарки), А.А. Фета и др., в творчестве художников И.Е. Репина, К.А. Трутовского (см. рисунок 1), В.Д. Яковлева и др., почтовых открытках рубежа XIX-XX вв.

После революционных событий (октября 1917 г.) в течение XX в. местечко Коренная пустынь с ярмарочным комплексом и монастырем разделили трагическую участь святынь

России – бесследно исчезло большинство замечательных памятников истории и архитектуры, утрачены в революционное и военное время архивные документы.

В советский период внимание к разрушающемуся комплексу Курской Коренной ярмарки было обращено архитектором А.Н. Аршиновым, сделавшим в 1929 г. обмеры и зарисовки руин зданий Гостиного двора, которые в 1937 г. доктор архитектуры В.И. Пилявский упоминал в своём рукописном исследовании «Курские торговые ряды Кваренги».

Одним из первых историков Курской Коренной ярмарки второй половины XX в. стал музейный работник В.И. Самсонов, в 1949 г. опубликовал свой труд в «Ученых записках Курского госинститута».

В 1990-е гг. с наступлением времени передачи территории монастыря Курской Епархии началось возрождение местечка Коренная пустынь. В 1990 г. открыт Историко-культурный центр «Коренная пустынь», выпустивший в свет 1990-е – 2000-е гг. ряд буклетов и отдельных изданий, посвященных истории создания монастыря и частично истории ярмарки. Экономические вопросы Курской Коренной ярмарки поднимает в своих работах кандидат исторических наук И.В. Сахневич.

Обзор литературы и научных работ, дающий представление о степени достаточно полного освещения проблемы исследования поселения в местечке Коренная пустынь Курского края, подтверждает, что оно не было ещё предметом целостного историко-архитектурного исследования. Зарубежные исследования так же отсутствуют.

Основная часть.

Утвержденная в конце XVIII века территория для размещения ярмарки явилась градостроительной основой формирования сельского населенного пункта по типу уездного города (который на протяжении около ста лет имел событийный характер жизни, временный, на короткий период, связанный с периодом крестных ходов и устройства ярмарки, что приходилось в среднем 1- 1,5 месяца, причем остальное время года «городок» и его строения преимущественно не использовался, пустовал).

Пространственно-планировочной особенностью является местоположение монастыря по береговым склонам реки Тускарь и по ее берегу, пространство бывшей ярмарки, а ныне местечка Свобода, на ровном участке плато, регулярная планировка бывшей ярмарки, закреплённая осевыми улицами – Московской (ныне ул. Пионерская и Коммунистическая), Курская (ныне Гагарина), пограничными улицами – Мирная, Советская, Подазовская, Октябрьская, Пионерская, центральным ядром – территории Гостиного двора (ныне электромеханический завод) в границах улиц Электрическая, Гражданская (бывш. Дворянская), Спортивная, Заводская. Трассировка внешних дорог - из Курска, на Москву (Золотухино, Фатеж), на Щигры, в т.ч. к станции Будановка (бывшей станции Коренная пустынь) (см. рисунок 1).

а)



б)



Рисунок 1 - Планировка быв. м. Коренная пустынь ныне п. Свобода:

а) - спутниковая съёмка 2000-е гг., б) - план 1860-е гг.

Архитектурная и стилистическая ценность определяется: в застройке монастыря, обустройством в основном одно- двухэтажными кирпичными зданиями, со скатными крышами, с преимущественной классицистической стилистикой оформления фасадов, а так же в формах русского и русско-византийского направления в архитектуре его храмов, в застройке гостиного двора и всей торговой зоны также одно, двух- и полутрехэтажными кирпичными зданиями и сооружениями в формах периода классицизма, а также исторической застройки населенного пункта м. Свобода (Коренской слободы) – одно-двухэтажными кирпичными и деревянными торговыми, торгово-жилими, жилыми и общественными зданиями, в прошлом именованных «ставками» представляющих по своей архитектуре в ряду жилой и торговой застройки некое единство сельского народного творчества с городской усадебной застройкой характерной для небольших уездных городов порубежной территории Черноземья.

Всё вместе, безусловно, имеет особую ценность в своих функциональных характеристиках определяющих - историческое единство духовно-сакральной, паломнической, мемориальной, торговой, жилой, административно-хозяйственной функций, сохранившуюся до сегодняшних дней.

Первым и главной духовным, историко-культурным доминирующим центром и градостроительным ядром является комплекс Курского Коренного Рождества Богородицкого монастыря, основанного в XVII в. и получившего наибольшее развитие к началу XX в.

Расцвет монастыря – Курской Коренной пустыни, начинается с конца 1850-х годов и достигает наивысшей точки в конце XIX – нач. XX веков. Именно в этот период были построены новая соборная церковь во имя Рождества Пресвятой Богородицы (1860), надвратная колокольня с кельями (1862), часовня около церкви Живоносного источника (1898), двухэтажные келейные корпуса (1862-1864), девять гостиничных зданий на гостинином дворе (1865 - 1904), два гостиничных дома на территории ярмарки у Московских ворот (1860), дома и хозяйственные постройки на конном дворе, при мельницах и на двух хуторах в Щигровском уезде. Первоначальными оставались лишь каменная Церковь Живоносного источника с каменными сходами, построенная в 1719 году при участии фельдмаршала, графа Б.П. Шереметьева, двухэтажный каменный дом с домовою церковью (в начале XX века это была церковь Казанской иконы Божией матери), построенный в 1819 году (сейчас памятник архитектуры), одноэтажное здание больницы (1819 г.), два дома и кузница на конном дворе (1813-40-е) и дом в Курске, построенный в 1829 году [1].



Рисунок 2 - Благоустройство и функциональное зонирование Рождественского монастыря. Коренная пустынь. Вид с восточной стороны, от реки Тускарь. Литография 1885 г.

Все жилые и вспомогательные строения монастыря просты и лаконично функциональны в объёмно-пространственных формах и художественном оформлении фасадов характерных для периода классицизма и историзма. Архитектура храмов имеет влияние т.к. неорусского и русско-византийского направления развития формообразования XIX – начала XX вв. (см. рисунок 2).

Монастырь к началу XX века имел выраженное зонирование, обусловленного в немалой степени ландшафтными особенностями территории. Территория собственно монастыря была небольшой, размещалась на высоком мысу над рекой, с севера и юга ограниченном обрывистыми оврагами. На берегу реки, около источника, где была обретена Икона, сооружена надкладезная церковь, соединенная с основной территорией монастыря крытой лестницей – сходом.

С западной стороны монастырь продолжался Гостиным двором – (гостиницами для паломников), за воротами которого начиналась главная Московская улица Коренной ярмарки. На западной оконечности этой улицы, при Московских воротах, было монастырское подворье с двумя гостиничными домами и упоминаемой в источниках XIX века небольшой часовней.

С юга от монастыря, через овраг, на соседнем мысу, в монастырском саду, в 1875 году была поставлена каменная Знаменская церковь с одноэтажным братским корпусом с небольшой звонницей (в описях эта часть монастыря называется «Скит»). В кон. XIX века здесь стало формироваться третье монастырское кладбище. Известно, что на основном кладбище монастыря, кроме монахов, были похоронены и два настоятеля - архимандриты Паисий и Палладий, княгиня Анна Ивановна Прозоровская, урожденная Волконская, жена курского губернатора (в 1809 году), сам бывший губернатор князь Дмитрий Александрович Прозоровский. Эти могилы были расположены с южной стороны от сходов, на склоне. Из бывших настоятелей обители игумен Макарий был погребен под папертью соборного храма, иеромонах Софроний - под Предтеченским приделом (см. рисунок 3).



Рисунок 3 - Современное состояние территории п. Свобода (быв. м. Коренная пустынь)

С севера от монастыря, на террасе берега реки, разместились служебные постройки, именуемые в описях как конный двор, но фактически включавшие в себя, помимо конюшен и экипажной, и корпус эконома и братии, и мастерские, и гостиничные дома. За конным двором помещался скотный двор, далее шел сад с еще одним кладбищем.

На берегу реки стояло два мельничных хутора – «Никольская мельница», выше по течению, и «Долгая мельница» - ниже по течению, под с. Долгое. Здесь, помимо мельниц и

амбаров, находились двухэтажные и одноэтажные дома для братии и рабочих, кухня, прачечная, хлев, кузница и иные хозяйственные постройки, частично расположенные на островах реки и на левом берегу.

В 1903 году при станции Коренная пустынь (ныне Будановка) Курско-Московской железной дороги была выстроена часовня, а от станции к монастырю, по низкому левому берегу, вела подъездная дорога. Именно от этой дороги открывался наиболее величественный вид на монастырь, сохранившийся до настоящего времени [1].

Коренная ярмарка получает общероссийский статус и по Указу Императрицы Екатерины II подписанному 17 июня 1787 г., когда было дано указание о строительстве здесь каменного Гостиного двора, к исполнению которого спешно приступило Курское городское общество. Строительство велось с 1793 по 1812 гг. [2] Автором проекта был выдающийся архитектор эпохи классицизма - Джакомо Кваренги [3;4]. Комплекс Гостиного двора, оконченный постройкой к 1812 году стал одним из значительных архитектурных ансамблей юга России периода зрелого классицизма [5].

С 1824 года Коренная ярмарка получает статус международной [6].

Центром Гостиного Двора была площадь, со специально устроенным местом для Чудотворной иконы, вмещавшая до пятидесяти тысяч человек. Здесь же служился молебен, после которого иконою обносили торговые ряды, а на башне здания Биржи поднимали Российский флаг, и ярмарка начинала свою работу.

С ярмарочной площади Чудотворную икону «Знамение» Крестным ходом по улицам Курской, Московской и Дворянской торжественно вносили в монастырские ворота. Общая площадь ярмарки «составляла 64 десятины, где располагались 649 торговых помещений, 58 гостиниц (ставок), 20 трактиров, ипподром, конный торг, здание городской Думы, здания губернатора и именитых гостей, дом коменданта ярмарки, почта, полиция, театральный дом, цирковые балаганы, пожарная команда, ветеринарная служба» [7]. На берегу реки Тускари были устроены купальни и лодочные станции.



Рисунок 4 - План размещения жилой и торговой части Коренной ярмарки м. Коренная пустынь. Реконструкция автора.

Каменный Гостиный двор, прямоугольный в плане, устроенный в центре ярмарочной территории имеет параметры по историческим границам около 800 х 1000 м. Общая площадь её - около 80 га. По документальным описаниям площадь ярмарочной территории указывалась - 60, 64 дес., что составляет около 70 га. Территория Гостиного двора указана на планах сер. – 2-й пол. XIX в. - общей площадью 14 дес. 470 кв. саж., т.е. около 16 га.

Территория была обнесена земляным валом и рвом и имела пять въездных охраняемых ворот по направлениям движения дорог, и по всем сторонам света – Московские с севера, Курские с юга, Щигровские с востока, Фатежские с запада и Святые ворота - на территорию монастыря. Ярмарочное пространство делили восемь продольных и шесть поперечных улиц, на неравные по площади прямоугольные кварталы. В центре располагался Гостиный двор, через который крестообразно проходили две главные улицы – Московская в западно-восточном направлении, соединившая ярмарку с монастырем и Курская в юго-западном направлении (см. рисунок 1, 4).

Регулярная планировка прямолинейных улиц, определяющая прямоугольные кварталы, имела четко функциональное деление, где вокруг градостроительной доминанты – центральной ярмарочной площади с торговым ансамблем Гостиного двора и Биржи располагались кварталы торговых площадей с торговыми и обслуживающими ярмарку объектами и далее на периферии, преимущественной в северной и западной части застройки – жилые кварталы, которые состояли из домов жителей Коренской слободы и т.н. называемых «ставок» [8; с.32]. Причем, центральная и северная части ярмарочной территории были отведены для розничной торговли, различных заведений, организаций и жилья, а южные, более укрупненные по площади кварталы, были переназначены для оптовой торговли, имели обширные торговые площади, складские помещения, конюшни, ипподром и т.п.

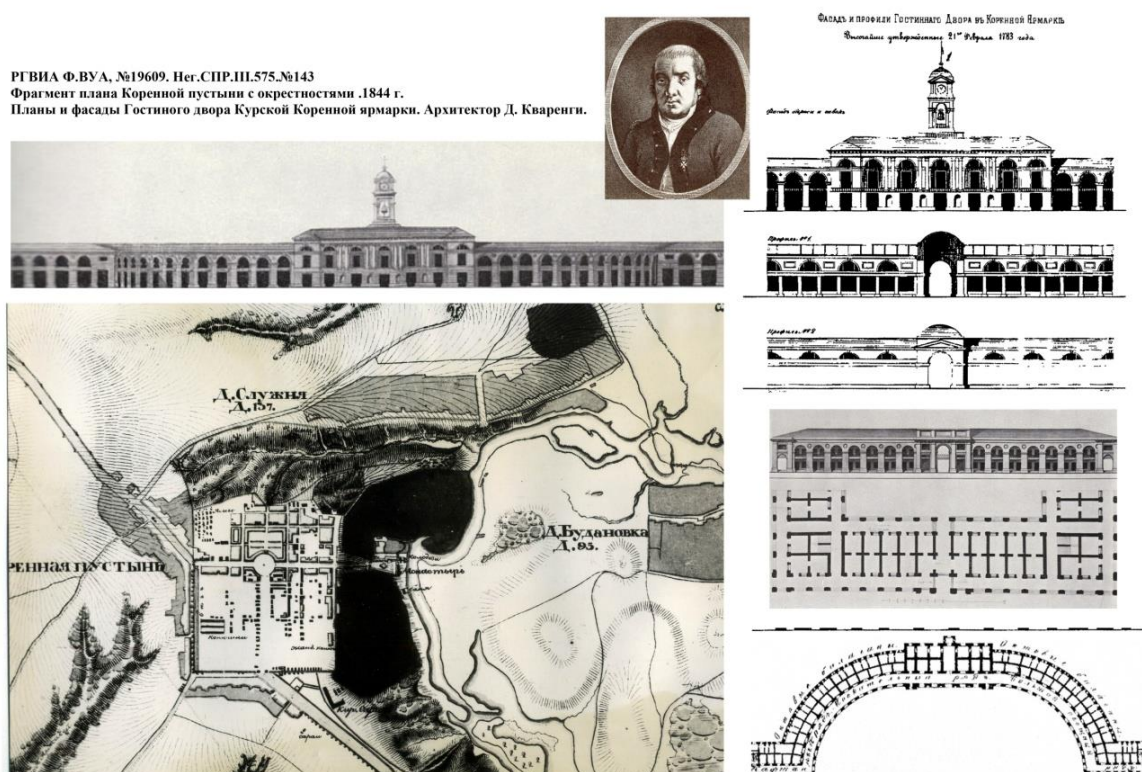


Рисунок 5 - Планы, фасады и разрезы строений Коренной ярмарки .1898 г.
РГВИА. Ф.349.ОП.17.Д.33516. Негатив. СПР.Ш. 575. №142.

Доктор архитектуры Владимир Иванович Пилявский (1910-1984) автор монография "Джакомо Кваренги" (Л., 1981) [4] предпринял одно из первых исследований архитектуры торговых рядов Д.Кваренги, обнаруженных в рукописи «Курские торговые ряды Кваренги», в фондах Курского областного краеведческого музея, с автографом зодчего 1937 г. [3].

Ярмарка в местечке Коренная пустынь, носившая характер общероссийского торжища, была стационарной и представляла собой хорошо обустроенный, приспособленный к торговле и заключению сделок обширный комплекс (см. рисунок 5).

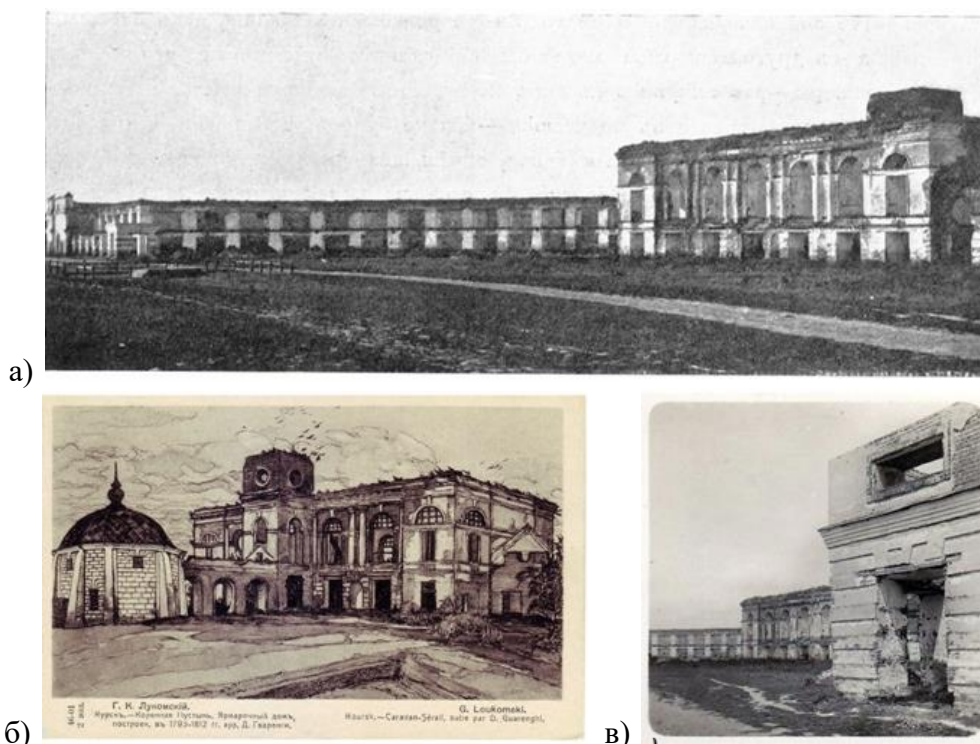


Рисунок 6 - Руины строений Курской Коренной ярмарки. Фото начала XX в.:
 а) – центральная часть Гостиного двора, вид на Биржу с юго-востока, б) – вид Биржи с северо-запада, рисунок Г. Лукомского, в) центральная часть Гостиного двора, вид на Биржу с юго-востока.



Рисунок 7 - Местечко Коренная пустынь Вид Гостиного двора. Аэрофотосъёмка 1920-х гг.
 Фонды Историко-культурного центра «Коренная пустынь».

Создание на рубеже XVIII-XIX вв. знаковой градостроительной доминанты – ансамбля Гостиного двора Курской Коренной ярмарки, послужило основой для развития вокруг него регулярного плана всего поселения, который застраивался на протяжении XIX – начала XX вв. [9-19], пережив наибольшую активность в период расцвета работы Коренной ярмарки в конце XVIII – первой половине XIX вв., когда и застраивалась основная часть территории вокруг Гостиного двора, кварталов торговых лавок и торговых площадей, увеселительных заведений и обслуживающих мастерских, конных дворов, гостиниц, дворянских и купеческих ставок (усадб, дач) и др. [20]. За несколько дней до официального открытия ярмарки для её устройства и управления в Коренную пустынь обычно переезжала в

полном составе городская Дума, для которой было выстроено специальное здание (см. рисунок 5, 6, 7).

Так, на 1863 г. приведены как живописные описания пространства ярмарки, так и точная статистика места, описание строений и планировки, например: «...Проехав село Долгое <...> вы увидите возвышающийся над густым дубовым лесом посеребренный купол новой и красивой церкви – это Коренная пустынь. Смежное с этой пустыней и прилегающей к ней Коренной слободою помещается Коренная ярмарка на пространстве около 60 десятин казенной земли. <...> Въезжая в расположение ярмарки вы видите перед собой большое здание Гостиный двор, среди мелких домиков и ставок его окружающих <...> Едет дворянство из глухих захолустий: старомодные коляски, уродливые тарантасы, невообразимые экипажи древнейшего фасона, наполненные коробками и мешочками, составляют юмористическую иллюстрацию первых движений ярмарки <...> Существенную принадлежность гостиного двора составляют смежные с двумя меньшими его корпусами два каменные дома, так называемые ставки. В одной из них во время ярмарки – местопребывание начальника губернии, а в другой коменданта (Приложение 1-9). Эти два дома выстроены перед въездом в сквер гостиного двора с передней его стороны. Недалеко от них каменный двухэтажный дом городской думы <...> вокруг гостиного двора расположены остальные ставки или временные помещения для посетителей ярмарки, они построены по плану и образуют собой кварталы и улицы. Всех улиц продольных восемь, а поперечных шесть; две из них пересекают гостиный двор крестообразно <...> постоянных домах устроенных в достаточном количестве в домах жителей Коренской слободы. Эти постоянные дворы отделяются от конской площади [21] дорогою и довольно поместительны» [8, с.131-38].

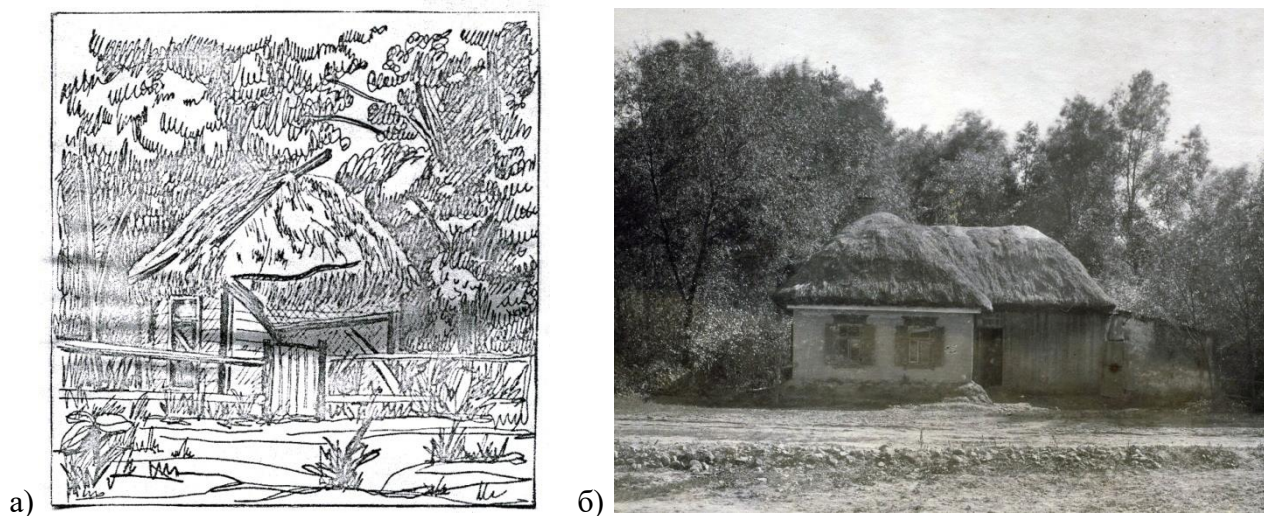


Рисунок 8 - Характер усадебных строений в м. Коренная пустынь:

а) - хозяйственная постройка, рисунок с натуры арх. Н.А. Соловьёвой, 1980-е гг.,
б) - усадьба «ставок» в жилой застройке Коренной слободы, фото нач. XX в. (частная коллекция).

Местечко Коренная пустынь известная своим монастырем и ярмаркой российского и международного значения, которая впервые представляется, как региональный феномен Курского края – особый тип многоусадебного поселения, создавший значительный район усадебной застройки поселения («не менее ста» [22]) - «усадыбоград», «городок» [23], имеющий на протяжении около века не сезонный, а событийный, дачной характер жизни, названные в документах «ставками». Где вокруг исторического ядра поселения духовного и торгового центров - монастыря Знамения Коренной иконы Божией Матери и Коренной ярмарки (в течении кон. XVIII – XIX вв. сформировалась многочисленная застройка «ставок» - небольших усадеб курской знати, носящий событийный характер пребывания в селе на время работы ярмарки и крестных ходов с Курской Коренной иконой.

К термину «ставка» имеющему в документах основное наименование большинства зданий, мест и сооружений ярмарки необходимо дать следующее пояснение. В словарях «ставка» обозначает буквально «жилье, которое ставится на время», - палатка, намет, шатер, кибитка, юрта или вежа, т.е. «палатки, шатры и домики» [24]. Именование «ставкой» в данной местности имело более широкое значение, ставками назывались жилые и торгово-складские объекты кирпичные и деревянные, по сути все что относилось к домам и сооружениям, используемых на время проведения ярмарки, связанной с крестным ходом (приходилось на летнее время, ориентировочно сроком около 1 месяца и несколько дней в сентябре). Особенно это отражено на картографических планах 1-й половины XIX в. и в статистических описаниях современных исследователей. Например, в жилых кварталах - «ставки для посетителей», «ставки дворянские и купеческие», «губернаторская ставка с надворными постройками», «комендантская ставка с надворными постройками», жилые балаганы», «ставки для цирюльников, часовых и модисток»; жилые и торгово-производственные объекты «землянки-пекарни», «землянки-кузницы» а в дальнейшем «усадыбы на землянках»; гостиницы «нумера», «постоялые дворы»; трактиры, питейные заведения», «ресторации», «ставки с винными погребами, «погреба», «балаган с винами и водкою», «шалаша со съестными припасами», а так же ставки «Дума», «подворье для пожарной команды», «почтовая экспедиция», «баня», ставки «балаганы для панорам», «зверинцы», ставки «конюшен», ставка «конной площади и др. [8, приложение].



Рисунок 9 - Характер усадебных строений в м. Коренная пустынь, фот нач. XX в. (частная коллекция):
 а) пример оформления главного фасада усадеб «ставок» в жилой застройке Коренной слободы,
 б) терраса и интерьер главного дома усадьбы – дворянской «ставки».

Основная масса строений была деревянная, каменными под железными или тёсовыми крышами - были ансамбль Гостиного двора и шесть ставок, жилого назначения.

Наиболее раннее описание временных жилищ "ставок" (летних дач), устраиваемых близ знаменитой Коренной ярмарки у Коренной Рождества Пресвятой Богородицы пустыни «от Курска в 27 верстах при большой дороге к Орлу в правую сторону» относится к 1784 г. [25] «...при оной пустыни бывает в год две ярмарки. Первая в день называемой девятая пятница продолжается две недели и более. Вторая сентября 8 числа дня по два. На первую съезжаются из великороссийских отдаленных городов, так же и иностранное купечество. Продаются разные шёлковые суконные съестные и другие всякие товары, где для производства торговли выстроено 337 деревянных лавок» и 1786 г.: <...> Благородное общество дворянства из окружных мест, а многие издали наезжают туда, редкой год бывает менее фамилий ста; которые расположатся там, устраивают палатки свои и шатры и иные делают и домики из досок или плетня глиною обмазанные, с наружи чем-нибудь украшенные, внутри же конечно не беспокойные. Сие составляет очень приятный вид и особливаго совсем роду селения, положение место красиво есть; не большой лесок при реке, по большей части расставлены там ставки сии входом на открытые поля, чрез которые множество селений кажутся в дали и придают лучшее еще крашение сим приятным местам.

Народ туда собирается в великом количестве и много имеет различных увеселений» [22, с.15].

В описании селения XIX в. говорится что не снять ставку или построить домик для проживания могли позволить себе сословная знать, крестьяне же жили под открытым небом на своих повозках с товаром.



Рисунок 10 - Историческая застройка торгово-жилых кварталов. Деревянные жилые и хозяйственные постройки в быв. м. Коренная пустынь (п. Свобода), фото автора, 2020 г.:
а-г) типы жилых и хозяйственных построек, д-ж) декоративная отделка фасадов.

Картина устройства дачного ярмарочного пребывания в Коренной пустыни следующая: «...На большом лугу, перед монастырями, каждое лето в течение веков имела место знаменитая в истории наших мест «Коренная ярмарка», во время которой в старое время весь луг бывал застроен палатками, шатрами, домиками из досок и мазанками из хвороста и глины, на подобие малорусских хат. Это были «ставки» приезжавших на ярмарку

из года в год на богомолье помещичьих семей, устроенные крепостными плотниками и столярами из привезенного с собой из имений материала. У многих господ здесь были свои постоянные дачи, снаружи украшенные резьбой по дереву, а внутри богато обставленные мягкой мебелью и устланные персидскими коврами. Некоторые из помещиков даже соорудили себе на реке купальни на лето. Дворянские семьи с чадами, домочадцами и прислугой, приезжали «на Коренную» целыми поездами и жили в этих помещениях в течение всей ярмарки, недели по две-три» [26, с.116].



Рисунок 11 - Историческая застройка торгово-жилых кварталов.
Каменные жилые постройки в быв. м. Коренная пустынь (п. Свобода), фото автора, 2020 г.:
 а-д) типы жилых купеческих домов; е) тип решетки подвала.

Строительство ставок – торговых и жилых помещений на государственной земле осуществлялось на частные средства купцов и дворян, о чем сказано в документах конца XVIII – начала XIX вв., времени развития ярмарочного комплекса. Так, «...в именном Указе Екатерины II сказано (1787 г.): ярмарке в 28 верстах от Курская в Коренной до сего отправляемой оставаться на прежнем месте, производя на оном строение каменных лавок кои отдать строить самим купцам с освобождением их от платы поземельной в течении 10 лет..» [23, с.129].

На период 1808-1813 гг. находим: «...Построение удобное для складки товаров привлекавшее огромное число торговцев побудило здешних и иногородних дворян и купцов построить постоянные удобные деревянные и каменные помещения так называемые ставки.

Скорому построению ставок содействовала самая ничтожная плата (от 10 до 15 коп. ассигнациями взимавшаяся за места) <...>» [2, с.131-132] (см. рисунок 8-12).

Так, к середине XIX в. на территории казенной ярмарочной земли насчитывалось свыше ста жилых домов, причем из них «50 частных ставок подлежат посаженному сбору по 8 коп. с сажени и внесены в книгу Думы, установленную для этого сбора, они или служат помещениями для самих владельцев, приезжающих на ярмарку, или с их отсутствием сдаются в наем другим посетителям ярмарки» [8, с.131].

Причем, в качестве жилья на время проведения ярмарки купцы имели и жилые помещения при своих складских сооружениях, о чем сказано в статистических данных сер. XIX в.: «...для помещения же не разложенного товара и для склада проданного купцы по недостатку места, должны были выстроить при занимаемых ими лавках более или менее просторные балаганы из деревянных досок и большей частью под железной крышею. Стоимость этих балаганов – от 20 до 600 руб. и все они представляют столько удобства, что в них значительная часть краснорядцев живут во время ярмарки, не нанимая даже ставок...» [8, с.46] (см. рисунок 8-12).



Рисунок 12 - Историческая застройка торгово-жилых кварталов. Деревянные жилые и хозяйственные постройки в быв. м. Коренная пустынь (п. Свобода), фото автора, 2020 г.:
а-г) типы окон; д-ж) типы входов.

Помимо частных жилых ставок Коренную ярмарку окружало множество постоянных домов, гостиниц и «снятых домов на время». Посетители и участников ярмарки могли

остановиться «в постоянных домах устроенных в достаточном количестве в домах жителей Коренской слободы. Эти постоянные дворы отделяются от конской площади дорогою и довольно поместительны <...>» [8,с.38].

«...В Коренной мы заняли один из множества домиков с широкими дворами с навесами для помещения лошадей и экипажей. Дома эти, построенные на скорую руку, в большинстве случаев отличались от крестьянской избы средней руки - разве отсутствием печей и дощатыми полами. Все они вереницей тянулись с одной стороны ярмарочной площади в конном бегу и предназначались для сдачи внаймы только на две недели ярмарочной поры. В главной избе, служившей нам столовою и гостиною, за перегородкой расположился отец, а в небольшой пристройке, чрез немощные проходные сени, поместились мы с братом <...>» - вспоминает А.А. Фет [21,с.245-250] (см. рисунок 8-12).



Рисунок 13 - Историческая застройка Гостиного двора в быв. м. Коренная пустынь (п. Свобода «ставки губернатора и вице-губернатора», фото автора, 2020 г.: а-г) виды со стороны южного въезда.

Писатель Марков А. Л. сообщает: «На большом лугу, перед монастырями, каждое лето в течение веков имела место знаменитая в истории наших мест «Коренная ярмарка», во время которой в старое время весь луг бывал застроен палатками, шатрами, домиками из досок и мазанками из хвороста и глины, на подобие малорусских хат [26,с.116-119] .

Это были «ставки» приезжавших на ярмарку из года в год на богомолье помещичьих семей, устроенные крепостными плотниками и столярами из привезенного с собой из имений материала. У многих господ здесь были свои постоянные дачи, снаружи украшенные резьбой по дереву, а внутри богато обставленные мягкой мебелью и устланные персидскими коврами. Некоторые из помещиков даже сооружали себе на реке купальни на лето. Дворянские семьи с чадами, домочадцами и прислугой, приезжали «на Коренную» целыми поездками и жили в этих помещениях в течение всей ярмарки, недели по две-три» [26,с.116-119] (см. рисунок 13).

Наиболее ценным здесь для нас являются данные о жилой территории и строениях ярмарки и населении слободы в статистическом исследовании И. Бесядовского. Так, на 1863 г. даны как живописные описания так и точную статистику места и описание строений и планировки, например: «...Проехав село Долгое <...> вы увидите возвышающийся над густым дубовым лесом посеребренный купол новой и красивой церкви – это Коренная

пустынь. Смежно с этой пустыней и прилегающей к ней Коренной слободой помещается Коренная ярмарка на пространстве около 60 десятин казенной земли. <...> Въезжая в расположение ярмарки вы видите перед собой большое здание. ...Гостиный двор, среди мелких домиков и ставок его окружающих [...]. Существенную принадлежность гостинного двора составляют смежные с двумя меньшими его корпусами два каменные дома, так называемые ставки. В одной из них во время ярмарки – местопребывание начальника губернии, а в другой коменданта. Эти два дома выстроены перед въездом в сквер гостинного двора с передней его стороны. Недалеко от них каменный двухэтажный дом городской думы <...> ...вокруг гостинного двора расположены остальные ставки или временные помещения для посетителей ярмарки, они построены по плану и образуют собой кварталы и улицы. Всех улиц продольных восемь, а поперечных шесть; две из них пересекают гостинный двор крестообразно <...> постоянных домах устроенных в достаточном количестве в домах жителей Коренской слободы. Эти постоянные дворы отделяются от конской площади дорогою и довольно поместительны» [8,с.31-32].



Рисунок 14 - Гостиница «Борисов», фото и обмеры автора, 2020 г.:
а-б) виды фасадов, в) план 1-го этажа, г) план 2-го этажа.

Данные о жилой территории и строениях ярмарки и населении слободы на сер. XIX в., И. Бесядовский приводит что одни из коренских обывателей живут в черте ярмарки, другие за чертою. Причем те, что живут в черте ярмарки, т.е. на ее территории делятся на жилые дома, с постоянным проживанием в них и нежилые «ставки», рассчитанные на пребывание в них на время крестных ходов и проведения ярмарки (в среднем это около 1 месяца в год). В черте ярмарки среди постоянно живущего населения, кроме государственных крестьян, также живут купцы, мещане и отставные солдаты. В Коренской слободе, примыкающей к черте ярмарки считается 76 домов и 427 душ обоего пола; в самой же черте ярмарки – 60 домов и 146 душ обоего пола. Находящиеся же в черте ярмарки жилые дома,

распределяются следующим образом: 5 из них принадлежат купцам, 5 отставным солдатам, 10 мещанам и 40 государственным крестинам [8,с.131].

Сверх жилых нежилые дома, называемые «ставками», которые «открываются и имеют жителей только во время ярмарки [20], а после ярмарки запираются наглухо и окна во многих из них забиваются досками» - 58 ставок [8,с.131-132]. Из них 6 принадлежат городскому обществу и служат для официальных назначений – «губернаторская», «комендантская» (см. рисунок 13), «чиновническая», «почтовая», «докторская» и «думская», остальные ставки принадлежат частным владельцам и монастырю 50 частных ставок. Итак, общее количество жилых домов к середине XIX в. превышало сто. По описи владельцев ставок 2/3 из них принадлежали дворянам, остальные были владением мещан и купцов [8,с.131-132].

Монастырская ставка в черте ярмарки 1, кроме того за чертою ярмарки по обеим сторонам улицы ведущей к монастырю есть ряд ставок монастырских числом до 10, из них 5 в исправном состоянии, а остальные в полуразрушенном.

Пространство, занимаемое всеми ставками, подлежащими посаженному сбору, равняется 7 891 ½ кв. саж. (0,175 га) [8,с.133].

Временное население Коренской слободы во время ярмарки на 1863 г. было следующим: «всего в черте и за чертою ярмарки до приноса иконы 7 090 человек, всего в черте и за чертою ярмарки после приноса иконы 27 137 человек» [8,с.133-134].

Плотно граничащие участки жилых усадеб двухрядной застройки кварталов сходная городскому устройству [20]. Основная композиция усадебных мест компактная, прямоугольная в плане. Главные усадебные дома расположены по красной линии застройки. Границы участков плотно примыкали друг к другу и отделялись проездными воротами. За домом был протяженный двор с навесами для повозок и лошадей, небольшими сараями.

Судя по описям, по числу каменных строений и количеству находящихся на территории различных учреждений, Курская Коренная ярмарка к середины XIX века имела большее градостроительное развитие, чем большинство уездных городов черноземных губерний. Фактически - это редкая в России территория, отведенная под торговлю, но развивавшаяся по типу городского населенного пункта, и использовавшаяся преимущественно на короткий событийный срок, в среднем в один месяц, на период крестного хода и ярмарки.

Наиболее ценным здесь для нас являются данные о жилой территории и строениях ярмарки и населении слободы. И. Бесядовский приводит их следующими: «Коренская слобода иначе еще называется «Коренскими постоянными дворами», населена большей частью государственным крестьянами Курского, фатежского и щигровского уездов и в особенности крестьянами двух соседних деревень Служни и Будановки, расположенных от нее в двух верстах. Крестьяне эти получили здесь подать с давнего времени и построили усадьбы. Они пользуются доходом с домов во время ярмарки. Одни из коренских обывателей живут в черте ярмарки, другие за чертою в черте ярмарки, кроме государственных крестьян, также купцы, мещане и отставные солдаты.

В Коренской слободе, примыкающей к черте ярмарки считается 76 домов и 427 душ обоего пола; в самой же черте ярмарки – 60 домов и 146 душ обоего пола.

Находящиеся в черте жилые дома, распределяются следующим образом: 5 из них принадлежат купцам, 5 отставным солдатам, 10 мещанам и 40 государственным крестинам.

Сверх жилых есть еще нежилые дома, называемые «ставками», которые открываются и имеют жителей только во время ярмарки [20], а после ярмарки запираются наглухо и окна во многих из них забиваются досками» [8,с.131-132].

Об этом находим у Е.Л. Маркова: «Коренная расположена каким-то беспорядочным татарским становищем на высоком берегу Тускари. Тесовые, наскоро сбитые дома с балконами и галереями, промокающие от дождя и трясущиеся от ветра, насыпаны целым лабиринтом. Круглый год в них не живёт никто, а только на три летные недели оживают эти мёртвые улицы. Странно проезжать зимою по многочисленным переулкам, на которых стоят

ряды слепых домов с заколоченными ставнями, покинутые гостиницы, громадные пустые ряды и балаганы. Собственно деревня Коренная тянется по большой дороге длинным рядом обыкновенных мужицких изб, сливаясь почти сплошь с окрестными сёлами» [20].

И всего в черте ярмарки 58 ставок. Из них 6 принадлежат городскому обществу и служат для официальных назначений – «губернаторская», «комендантская», «чиновническая», «почтовая», «докторская» и «думская». Остальные ставки принадлежат частным владельцам и монастырю. 50 частных ставок подлежат посаженному сбору по 8 коп. с сажени и внесены в книгу Думы, становленную для этого сбора, они или служат помещениями для самих владельцев, приезжающих на ярмарку, или с их отсутствием сдаются в наем другим посетителям ярмарки; из остальных же частных ставок в одной (помещицы Куколевской наследницы Пашутина) помещается обыкновенно трактир [20], а в другой (купца Тихонова) устроены нумера для приезжающих; обе они подлежат особому сбору.

Единственная сохранившаяся постройка в торгово-жилой части местчка Коренная пустынь, периода создания ансамбля Гостиного двора Коренной ярмарки рубежа - здание бывшей гостиницы «Борисов» (Приложение 1-8), в данном квартале (в настоящее время - «Свободинский Дом культуры» (СДК) (см. рисунок 14).

Согласно плана 1863 г. здание расположено в северо-восточном углу квартала VII под литерой «е» под наименованием «Гостиница Борисов (Пашутинская)» в плотном окружении торговых и обслуживающих строений: а – башмачный и юфтовый ряд; б – мыльный ряд; с – тулупный ряд; d - сундучный ряд; f – ставки для цирюльников, часовых мастеров и модисток, трактуемый так же на планах XIX в. как «обывательские кварталы».

Изучение сохранившегося объёмно-планировочного решения здания показало возможную реконструкцию функционального назначения помещений объекта на протяжении XIX – нач. XX вв.: 1-й этаж – холл, гостиничные номера, кабак; 2-й этаж – лестничный холл, увеселительное заведение (бальный зал, клубно-концертное помещение), комната для бесед (или помещение для музыкантов).

В советский периода в здании был организован районный Дом культуры. За этот период произошла реконструкция объекта, в результате которой, частично трансформировано объёмно-планировочное решение, декор фасадов и утрачены интерьеры.

Фасады и в целом объёмно-пространственная композиция здания выполнены в традициях времени раннего классицизма и соподчинены с общей идеей архитектурного замысла, расположенного вблизи, ансамбля Гостиного двора Д. Кваренги, отражая общую тенденцию его фоновых объектов - жилого, торгово-обслуживающего и развлекательного назначения исторической застройки, формировавшейся по генплану регулярной планировки поселения в связи с устройством работы и обслуживания Курской Коренной ярмарки на рубеже XVIII-XIX и первой половине XIX вв..

Остальные 11 трактирных заведений помещались в больших и малых балаганах, которые не входят в разряд ставок, хотя и некоторые из них имеют все удобства жилых домов. Замечательнейшие из них Свешникова, Выходцева, Перепелкина и Сыромятникова.

Из 50 частных ставок, внесенных в книгу Думы 30 принадлежат помещикам, 12 купцам, 6 мещанам, 2 государственным крестьянам и 1 монастырю (в последнем помещалось в нынешнем году Временное Полицейское Управление).

Из перечисленных нами ставок только 6 каменных, а остальные деревянные. Быть может с падением ярмарки все эти ставки вскоре будут разрушены временем или сломаны. (Некоторые владельцы ставок не имеют с них никаких доходов вследствие быстрого уменьшения числа посетителей ярмарки и не желая платить напрасно посаженный сбор в Думу, подали уже прошения в сломку их ставок. 20 лет тому назад за наем ставки платили неделю по 200 руб.; теперь самую лучшую ставку можно иметь за пятую долю этой цены, но и при этих низких ценах половина ставок остаются нежилыми). Многие из них и теперь в полуразрушенном состоянии и в дурную погоду представляют весьма слабую защиту от дождя и ветра.

Монастырская ставка в черте ярмарки 1, кроме того за чертою ярмарки по обеим сторонам улицы ведущей к монастырю есть ряд ставок монастырских числом до 10, из них 5 в исправном состоянии, а остальные в полуразрушенном.

Пространство, занимаемое всеми ставками, подлежащими посаженному сбору, равняется 7 891 $\frac{1}{2}$ кв. саж. (0,175 га) [8, с.131-132].

Небольшая часть жилых исторических кварталов центра п. Свобода (быв. сл. Коренской) фрагментарно сохраняет часть застройки в архитектуре которых угадываются преемственность строительных традиции, характерных когда-то для поселения дачного типа в образах крестьянских построек прошлого. В исторических кварталах слободской застройки сохраняются ещё каркасные деревянные и дерево-плетневые и глиняные жилые и хозяйственные постройки на кирпично-бутовых фундаментах под вальмовыми и полувальмовыми крышами, с фасадами обшитыми доской (или побеленными), украшенными скромной резьбой оконных наличников и небольших подзоров карнизов. Крыльца изб имеют глухое досчатое ограждение и навес, как правило полукруглой формы. Последний опирается на четыре столбика, расположенных попарно.

Архитектура кирпичных купеческих торгово-жилых зданий эклектична и походит на жилую историческую застройку малых городов Курского края - одно-двух этажные доходные дома с функцией – торговая лавка на погребах и жилые квартиры, выстроенные в открытой кирпичной кладке (с достаточно высокой декоративной насыщенностью) под побелку, коваными входными навесами и коваными балконами, деревянными распашными ставнями окон.

Выводы

Результаты исследования позволяют сделать следующие выводы.

Как показало исследование, местечко Коренная пустынь известная своим монастырем и ярмаркой российского и международного значения, которая впервые представляется, как региональный феномен Курского края – особый тип поселения, создавший значительный район регулярной застройки поселения («не менее ста» жлых домов) – по сути «усадебоград», «городок». Здесь вокруг исторического ядра поселения - духовного и торгового центров - монастыря Знамения Коренной иконы Божией Матери и Коренной ярмарки (в течении кон. XVIII – XIX вв. сформировалась регулярная застройка «ставок» - небольших усадеб курской знати, носящий событийный характер пребывания в селе на время работы ярмарки и крестных ходов с Курской Коренной иконой.

Регулярная планировка прямолинейных улиц, определяющая прямоугольные кварталы, имела четко функциональное деление, где вокруг градостроительной доминанты – центральной ярмарочной площади с торговым ансамблем Гостиного двора и Биржи располагались кварталы торговых площадей с торговыми и обслуживающими ярмарку объектами и далее на периферии, преимущественно в северной и западной части застройки - жилые кварталы, которые состояли из домов - «ставок», коренских обывателей. Причем, центральная и северная части ярмарочной территории были отведены для розничной торговли, различных заведений, организаций и жилья, а южные, более укрупненные по площади кварталы, были переназначены для оптовой торговли, имели обширные торговые площади, складские помещения, конюшни, ипподром и т.п.

Именование «ставка» в данной местности имело более широкое значение, чем принятое понятие буквально - «жилье, которое ставится на время». Ставками назывались жилые и торгово-складские объекты кирпичные и деревянные, что и отражено на картографических планах 1-й половины XIX в. и в статистических описаниях современных исследователей.

Плотно граничащие участки жилых усадеб двухрядной застройки кварталов сходная городскому устройству. Основная композиция усадебных мест компактная, прямоугольная в плане. Главные усадебные дома расположены по красной линии застройки. Границы участков плотно примыкали друг к другу и отделялись проездным воротами. За домом был протяженный двор с навесами для повозок и лошадей, небольшими сараями.

Архитектурная и стилистическая ценность определяется: в застройке монастыря, обустройством в основном одно- двухэтажными кирпичными зданиями, со скатными крышами, с преимущественной классицистической стилистикой оформления фасадов, а так же в формах русского и русско-византийского направления в архитектуре его храмов, в застройке гостиного двора и всей торговой зоны также одно, двух- и полутрехэтажными кирпичными зданиями и сооружениями в формах периода классицизма, а также исторической застройки населенного пункта м. Свобода (Коренской слободы) – одно-двухэтажными кирпичными и деревянными торговыми, торгово-жилими, жилыми и общественными зданиями, в прошлом именованных «ставками» представляющих по своей архитектуре в ряду жилой и торговой застройки некое единство сельского народного творчества с городской усадебной застройкой характерной для небольших уездных городов порубежной территории Черноземья.

В целом местечко Коренная пустынь, безусловно, имеет особую ценность в своих функциональных характеристиках определяющих - историческое единство духовно-сакральной, паломнической, мемориальной, торговой, жилой, административно-хозяйственной функций, сохранившуюся до сегодняшних дней.

Главным духовным центром и градостроительной ядром является комплекс Курского Коренного Рождества Богородицкого монастыря, основанного в XVII в. и получившего наибольшее развитие к началу XX в.

Все жилые и вспомогательные строения монастыря просты и лаконично функциональны в объёмно-пространственных формах и художественном оформлении фасадов характерных для периода классицизма и историзма. Архитектура храмов имеет влияние т.к. неорусского и русско-византийского направления развития формообразования XIX – начала XX вв.

Монастырь к началу XX века имел выраженное зонирование, обусловленного в немалой степени ландшафтными особенностями территории. Территория собственно монастыря была небольшой, размещалась на высоком мысу над рекой, с севера и юга ограниченном обрывистыми оврагами. На берегу реки, около источника, где была обретена Икона, сооружена надкладезная церковь, соединенная с основной территорией монастыря крытой лестницей – сходом.

Коренная ярмарка получает общероссийский статус и по Указу Императрицы Екатерины II подписанному 17 июня 1787 г., когда было дано указание о строительстве здесь каменного Гостиного двора, к исполнению которого спешно приступило Курское городское общество. Строительство велось с 1793 по 1812 гг. Автором проекта был выдающийся архитектор эпохи классицизма - Джакомо Кваренги. Комплекс Гостиного двора, оконченный постройкой к 1812 году стал одним из значительных архитектурных ансамблей юга России периода зрелого классицизма.

Небольшая часть жилых исторических кварталов центра п. Свобода (быв. сл. Коренской) фрагментарно сохраняет часть застройки в архитектуре которых угадываются преемственность строительных традиции, характерных когда-то для поселения дачного типа в образах крестьянских построек прошлого. В исторических кварталах слободской застройки сохраняются ещё каркасные деревянные и дерево-плетневые и глиняные жилые и хозяйственные постройки на кирпично-бутовых фундаментах под вальмовыми и полувальмовыми крышами, с фасадами обшитыми доской (или побеленными), украшенными скромной резьбой оконных наличников и небольших подзоров карнизов. Крыльца изб имеют глухое досчатое ограждение и навес, как правило полукруглой формы. Последний опирается на четыре столбика, расположенных попарно.

Архитектура кирпичных купеческих торгово-жилых зданий эклектична и походит на жилую историческую застройку малых городов Курского края - одно-двух этажные доходные дома с функцией – торговая лавка на погребах и жилые квартиры, выстроенные в открытой кирпичной кладке (с достаточно высокой декоративной насыщенностью) под

побелку, коваными входными навесами и коваными балконами, деревянными распашными ставнями окон.

По числу каменных строений и количеству находящихся на территории различных учреждений, Курская Коренная ярмарка к середине XIX века имела большее градостроительное развитие, чем большинство уездных городов черноземных губерний. Регулярная планировка этой территории, сохранившаяся до настоящего времени, строго фиксированные места различных строений, границ площадей, улиц, кварталов и участков под застройку, были сходны с планировками уездных городов екатерининского времени. Фактически - это редкая и в своем роде единственная в России территория, отведенная под торговлю, но развивавшаяся по типу городского населенного пункта, и использовавшаяся преимущественно на короткий событийный срок, на период крестного хода и ярмарки.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Иеромонах Леонид (Кавелин Л.А.). Историческое описание Коренной Рождество-Богородицкой пустыни. СПб., 1876. 217 с.
2. Головащенко А. Коренная ярмарка. Исторический и Статистический обзор Коренной ярмарки. Курск 1851 г. // Памятная книжка Курской губернии на 1860 г. Курск, 1860. С. 122-138.
3. Холодова Е.В. Архивная находка: В. Пилявский "Курские торговые ряды Кваренги" // Толока: Издание курских творческих союзов: Приложение к межрегиональной газете «Славянка». Курск, 2002. №1(40). С. 56-57.
4. Пилявский В.И. Джакомо Кваренги: Архитектор. Художник. Ленинград, 1981. 212 с.
5. Лукомский Г.К. Памятники старинной архитектуры России в типах художественного строительства [2-е изд., перераб. и доп. указателями топографич.-предм. и лич. имен архитекторов и художников] [Ч. 1]. Петроград : Шиповник, 1916. 39 с. (С. 222-223).
6. Лысых В.Н. Коренная пустынь 1295-2007. Тула, 2007. 344 с.
7. Лысых В.Н. Курская Коренная икона Божией Матери «Знамение», Коренная пустынь – Лавра Курского края. М., 2007. 168 с.
8. Бесядовский И.И. Коренная ярмарка в 1863 году // "Труды Курского Губернского Статистического Комитета. - Курск, 1866. В.2. С.30-159.
9. РГВИА. Ф.ВУА, №19609. Нег.СПР.Ш.575.№143 Фрагмент плана Коренной пустыни с окрестностями 1844 г. Деревня Долгое, Служня, Будановка.
10. РГВИА. Ф.349.ОП.17.Д.33516. Негатив. СПР.Ш. 575. №142. План и разрезы строений Коренной ярмарки с показанием разобранных частей. 1898 г.
11. РГАДА.Ф.1356.ОП.1.Д.1943. Генеральный план Курского уезда, 1782 г. Фрагмент.
12. РГИА.Ф.218.ОП.4.Д.1836. Фасады и планы главного корпуса для помещения Курской Коренной ярмарки.
13. РГИА.Ф.835.Оп.2.Д.276. Л.1-18. Фото видов Коренной пустыни.
14. РГИА. Ф.1293.Оп.166.Д.6. План Коренной ярмарки, б/д.
15. РГИА.Ф.1293.ОП.168.Д.65. План Коренной ярмарки, ок. 1820 г.
16. РГИА. Ф.1356.Оп.1.Д.1943. Генеральный план Курского уезда 1782 г.
17. РГИА.Ф.1399.ОП.1.Д.462. Фасады вновь строящемуся Курской Коренной ярмарки Гостиного двора. 1800 г.
18. РГИА.Ф.1488.Оп. 2.Д.410. Фасады и план Курской Коренной ярмарки Гостиного двора. 1802 г.
19. РГИА.Ф.218.ОП.4.Д.1835. План местности на которой расположены каменные строения Курской Коренной ярмарки.
20. Марков Е.Л. Коренная // Марков Е.Л. Барчуки. Картины прошлого. Курск, 1875.
21. Фет А.А. Мои воспоминания // Фет А.А. Воспоминания /Предисл. Д.Благого. М., 1983. 496 с. (С. 245-250)
22. Ларионов С.И. Описание Курского наместничества из древних и новых разных о нем известиях вкратце собранное Сергеем Ларионовым того наместничества Верхней Расправы прокурором. М., 1786. С. 15.
23. Аксаков И. Коренная ярмарка // Аксаков И. Исследование о торговле на украинских ярмарках. Труды Императорского русского Географического общества. СПб., 1855. С. 128-138.
24. Даль В.И. Толковый словарь живого великорусского языка. М., 1954. Т.4. С. 31125.
25. РГВИА.Ф.ВУА. «Топографическое описание Курского наместничества по минувшей 3-й и нынешней 4-й ревизии, сочинено тщанием сея правителем господином Зубовым в 1784-м году". Д.18800. Т.1. - Ч.1.- Л.140.
26. Марков А.Л. (Шарки). Ярмарка в Коренной пустыни // Марков А.Л. Родные гнёзда. Сан Франциско, 1962. С. 116-119.

REFERENCES

1. Hieromonk Leonid (Kavelin L.A.). Historical description of the Indigenous Nativity of the Virgin Desert. St. Petersburg, 1876. 217 p.
2. Golovashenko A. Korennaya yarmarka. Historical and Statistical overview of the Indigenous Fair. Kursk 1851 // Memorial book of the Kursk province for 1860-Kursk, 1860. p. 122-138.
3. Kholodova E.V. Archival find: V. Pilyavsky "Kursk trade rows of Quarenghi" // Toloka: Edition of the Kursk creative unions: Appendix to the interregional newspaper "Slavyanka". Kursk, 2002. №1(40). Pp. 56-57.
4. Pilyavsky V. I. Giacomo Quarenghi: Architect. Artist. - Leningrad., 1981. 212 p.
5. Lukomsky G. K. Monuments of ancient architecture of Russia in the types of artistic construction [2nd ed., reprint. and add. topographical signs-prem. and personal names of architects and artists]. [Part 1]. Petrograd: Shipovnik, 1916. 39 p. (p. 222-223).
6. Lysykh V.N. Korennaya pustyn 1295-2007. Tula, 2007. 344 p.
7. Lysykh V.N. Kursk Root Icon of the Mother of God "The Sign", Korennaya pustyn-Lavra of the Kursk Region .. Moscow, 2007. 168 p.
8. Besyadovsky I.I. Korennaya yarmarka v 1863 goda [Korennaya yarmarka v 1863 goda] // Trudy Kurskogo Gubernskogo Statisticheskogo Komiteta. Kursk, 1866. V. 2. P. 30-159.
9. RGVIA. F. VUA. No. 19609. Neg. SPR. III. 575. No. 143 Fragment of the plan of the Indigenous desert with the surrounding area of 1844. The village of Dolgoe, Sluzhny, Budanovka.
10. RGVIA. F. 349. OP. 17. D. 33516. Negative. SPR. III. 575. No. 142. The plan and sections of the buildings of the Root Fair with the indication of the disassembled parts. one thousand eight hundred ninety eight
11. RGADA. F. 1356. OP. 1. D. 1943. General plan of the Kursk district, 1782 Fragment.
12. RGIA. F. 218. OP. 4. D. 1836. Facades and plans of the main building for the premises of the Kursk Root Fair.
13. RGIA. F. 835. Op. 2. D. 276. L. 1-18. Photos of Native desert views.
14. RGIA. F. 1293. Op. 166. D. 6. Plan of the Root fair, b/d.
15. RGIA. F. 1293. OP. 168. D. 65. Plan of the Root Fair, ca. 1820.
16. RGIA. F. 1356. Op. 1. D. 1943. General plan of the Kursk uyezd 1782.
17. RGIA. F. 1399. OP. 1. D. 462. Facades of the newly built Kursk Root Fair Gostiny Dvor. 1800 g.
18. RGIA. F. 1488. Op. 2. D. 410. Facades and plan of the Kursk Root Fair of Gostiny Dvor. 1802g.
19. RGIA. F. 218. OP. 4. D. 1835. Plan of the area where the stone buildings of the Kursk Root Fair are located.
20. Markov E. L. Korennaya // Markov E. L. Barchuki. Pictures of the past. Kursk, 1875.
21. Fet A. A. My memories // Fet A. A. Memoirs /Preface by D. Blagogo. M., 1983. 496 p. (p. 245-250).
22. Larionov S. I. Description of the Kursk viceroyalty from ancient and new different news about it in brief collected by Sergei Larionov of the viceroyalty of the Upper Massacre by the prosecutor. M., 1786. p. 15.
23. Aksakov I. Korennaya yarmarka // Aksakov I. Research on trade at Ukrainian fairs. Proceedings of the Imperial Russian Geographical Society. St. Petersburg, 1855. pp. 128-138.
24. Dal V.I. Explanatory dictionary of the living Great Russian language. M., 1954. Vol. 4. p. 31125.
25. RGVIA. F. VUA. "Topographical description of the Kursk viceroyalty according to the last 3rd and current 4th revision, composed carefully by the ruler Mr. Zubov in 1784." D. 18800. T. 1. Part 1. L. 140.
26. Markov A.L. (Sharkey). Fair in the Root desert // Markov A. L. Native nests. San Francisco, 1962. Pp. 116-119.

Информация об авторе:

Холодова Елена Васильевна

Научно-исследовательский институт теории и истории архитектуры и градостроительства (НИИТИАГ) Филиал ФГБУ "ЦНИИП Минстроя России", г. Москва, Россия,
ведущий научный сотрудник, кандидат архитектуры, член Союза архитекторов России; советник РААСН.
E-mail: tora-9@yandex.ru

Information about author:

Kholodova Elena V.

Research Institute of Theory and History of Architecture and Urban Planning (NIITIAG) Branch of the Federal State Budgetary Institution "TsNIIP of the Ministry of Construction of Russia", Moscow, Russia,
leading Researcher, Candidate of Architecture, member of the Union of Architects of Russia; Advisor to the RAASN.
E-mail: tora-9@yandex.ru

Е.И. ГУРЬЕВА¹, А.А. ГРИБЦОВА¹¹ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», г. Воронеж, Россия

РЕНОВАЦИЯ ПРИБРЕЖНЫХ ТЕРРИТОРИЙ НА ПРИМЕРЕ ЦЕНТРАЛЬНОЙ НАБЕРЕЖНОЙ ГОРОДА ВОЛГОГРАДА

Аннотация. Целями исследования явились вопросы предпосылки к реновации прибрежной территории Волгограда для формирования устойчивого развития территорий Волгоградской агломерации. В статье приведены результаты градостроительного анализа: функциональное зонирование территории набережной; схема реорганизации территории в границах разработки концепции; схема классификации озелененных территорий и ретроспективного материала. Обосновывается актуальность развития городских рекреационных пространств, прибрежных территорий, преобразования и модернизация уже сложившейся застройки в контексте решения проблем градостроительной деятельности. Приведены требования к оценке по каждому характерному показателю, влияющему на преобразование существующего облика Волгограда для повышения туристического потенциала. Установлено, что планировочные и архитектурно-пространственные решения набережной г. Волгоград пешеходно-транспортная – двухъярусная: при этом верхние и нижние ярусы имеют различное функциональное назначение.

Ключевые слова: реновация, градостроительство, город, озеленение, прибрежные территории, набережная

E.I. GUREVA¹, A.A. GRIBTSOVA¹¹Voronezh state technical University, Voronezh, Russia

RENOVATION OF THE COASTAL AREAS ON THE EXAMPLE CENTRAL EMBANKMENT OF THE CITY OF VOLGOGRAD

Abstracts. The objectives of the study were the questions of the prerequisites for the renovation of the coastal territory of Volgograd for the formation of sustainable development of the territories of the Volgograd agglomeration. The article presents the results of an urban planning analysis: functional zoning of the embankment territory; a scheme for the reorganization of the territory within the boundaries of the concept development; a scheme for the classification of green areas and retrospective material. The article substantiates the relevance of the development of urban recreational spaces, coastal areas, transformation and modernization of existing buildings in the context of solving the problems of urban development. The requirements for evaluation for each characteristic indicator that affects the transformation of the existing image of Volgograd to increase the tourist potential are given. It is established that the planning and architectural and spatial solutions of the Volgograd embankment are pedestrian-transport – two-tiered: the upper and lower tiers have different functional purposes.

Keywords: renovation, urban development, city, landscaping, coastal areas, embankment.

Введение

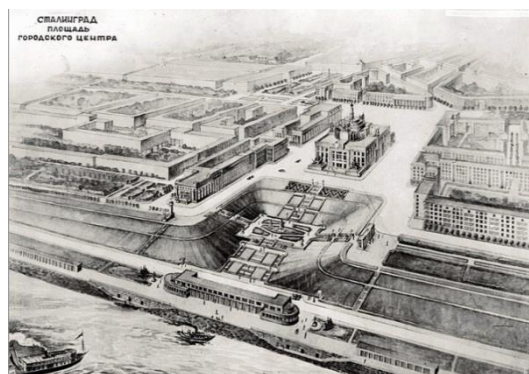
На данный момент тема реконструкции прибрежных территорий стала довольно актуальной (рисунок 2, 3). Многие города начали активно развивать и финансировать проекты по благоустройству набережных зон [1-4]. Помимо того, что большинство регионов России ставят перед собой задачи сделать городские пространства, предназначенные для людей, так же набирает популярность тема защиты окружающей среды и борьба с источниками загрязнения экологии (рисунок 4).

Набережные являются не только элементом защиты берега от разрушающих факторов воздействия, но и приносят эстетический характер в благоустройство территорий города [5-10].

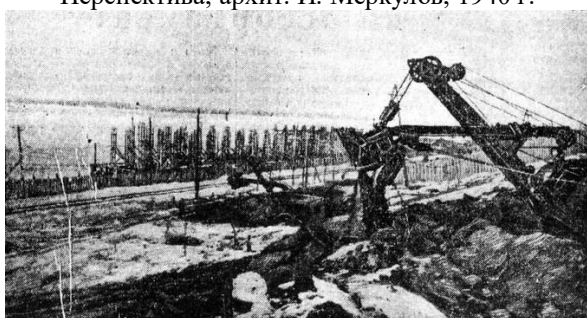
Вопрос необходимости проведения реконструкции набережной стал актуальным на сегодня и для города Волгоград. Попытки преобразить берег реки Волги берут начало с 19 века, когда верхняя терраса использовалась как прогулочная территория, а нижняя выполняла технические функции, до середины 20 века на ней располагались грузовые и пассажирские пристани. Начиная с 21 века, местные власти Волгограда не раз совершали попытки привлечь архитекторов и градостроителей к разработкам проектов по благоустройству территории набережной (рисунок 1).



Проект Центральной площади Сталинграда. Перспектива, архит. И. Меркулов, 1940 г.



Проект площади городского центра в Сталинграде, перспектива. 1940 г.



Экскаваторы на строительстве парадной лестницы Центральной набережной Сталинграда. Вдали виднеется строительство павильона речного вокзала (фот. С. Курунин), январь 1952 г.



Общий вид строительства центральной набережной (фот. В. Ролдугин), апрель 1952 г.



Пропилеи при входе с транзитной пристани на центральную набережную Сталинграда после снятия лесов (фот. В. Краснов), июнь 1952 г.



Главная лестница Центральной набережной им. 62-й Армии

Рисунок 1 – История набережной. Материалы <http://царицын.pp/stalingradbattle/326-naberezhnaya.html>

В 2012 году бывший мэр города презентовал губернатору проект французского архитектора Жана Мишеля Вильмотта, который содержал в себе ряд достоинств в виде сомасштабности возводимых сооружений по отношению к человеку, насыщенное

функциональное зонирование и ландшафтное благоустройство. При этом Волгоградские архитекторы нашли в данном проекте множество недостатков, таких как необходимость вноса корректировок впоследствии строительства, т.к. затронуты водоохранные зоны, отсутствие общей панорамы, из-за чего стало невозможным узнать, как будет выглядеть конечный результат. По мнению многих в проекте прослеживается пренебрежительное отношение к генеральному плану города, а самое главное к объектам культурного наследия, упоминания о которых вообще отсутствуют. В связи с этим проект Вильмотта не был осуществлен.

Модели и методы



Рисунок 2 – Концептуальная модель исследования

Объектами исследования были выбраны города (рисунок 3), входящие в список лучших городов с современными набережными [10-15].



Рисунок 3 – Объекты исследования (зарубежный опыт)

1. Формирование прибрежной территории Нью Йорка складывалось в процессе индустриализации. После роста промзоны большинство районов оказались отрезаны от воды. Комплексный план развития всего 520-мильного «водного фасада» Нью-Йорка, стратегия которого заключается в преобразование берега в общедоступную благоустроенную территорию.

2. Территория большого порта Гамбурга трансформировалась в новейший многофункциональный район: 157 га новой застройки стали туристической достопримечательностью, в основе архитектурно-планировочной структуры – максимальное сохранение топографии места. Реновация позволила включить Эльбу в градостроительный контекст Гамбурга, который раньше всегда «отворачивался» от реки в пользу цельной концепции.

3. Основная территория прибрежной полосы Торонто, была сформирована в пешеходное пространство, сокращенно тем самым количество полос для движения автомобилей. Так же появилось пространство для велосипедистов, спортсменов, художников, детей.

4. Прибрежные территории Барселоны преобразовались в период Олимпиады, порт перенесли; а до того момента было полное отсутствие набережных и пляжей в городе. Над одной из полос автодороги теперь проходит пешеходно-велосипедная зона. Основная архитектурная идея заключалась в отказе от точечного преобразования набережных в пользу целостности пространства со свойствами рекреации.

Проанализировав отечественный опыт преобразования прибрежных территорий, следует заключить, что во многих городах нашей страны береговые территории пользуются большой популярностью. Становясь визитными карточками городов (рисунок 4).



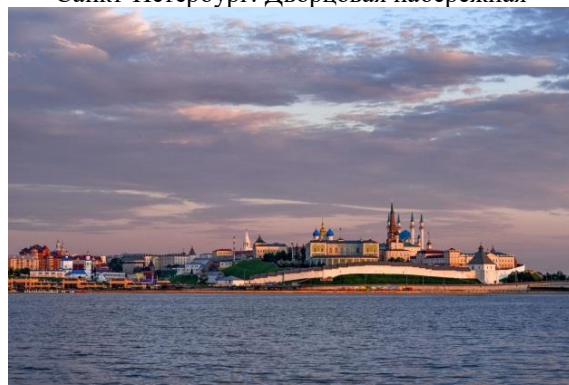
Москва. Кремлевская набережная



Санкт-Петербург. Дворцовая набережная



Нижний Новгород. Волжская набережная



Казань. Кремлевская набережная

Рисунок 4 – Объекты исследования (отечественный опыт)

Основные архитектурно-планировочные приемы:

1. С Кремлевской набережной Москвы можно попасть в большие рекреационные зоны: Александровский сад и в парк «Зарядье» – водное пространство связано с зелеными клиньями города.

2. Дворцовая набережная Санкт-Петербурга является визитной карточкой города, т.к. отражает все богатство «дворцового периода».

3. Набережная Нижнего Новгорода раскрывает все достопримечательности города. Она была преобразована во время ЧМ по футболу.

4. Новая прибрежная территория г. Казань подарила жителям и гостям благоустроенную пешеходную территорию с различными функциями: выставочное пространство, библиотека, музыка под открытым небом.

Результаты исследования и их анализ

На сегодняшний день в Волгограде вновь встал вопрос реконструкции набережной, развернулось обновление участка протяженностью 1 км, на котором расположится летний амфитеатр, обустройство парка и прогулочных зон, ландшафтное благоустройство. Строительством предполагают завершить к 2022 году. Данным проектом не решается комплексное благоустройство всей территории набережной, размер которой составляет около 60 км (рисунок 5).

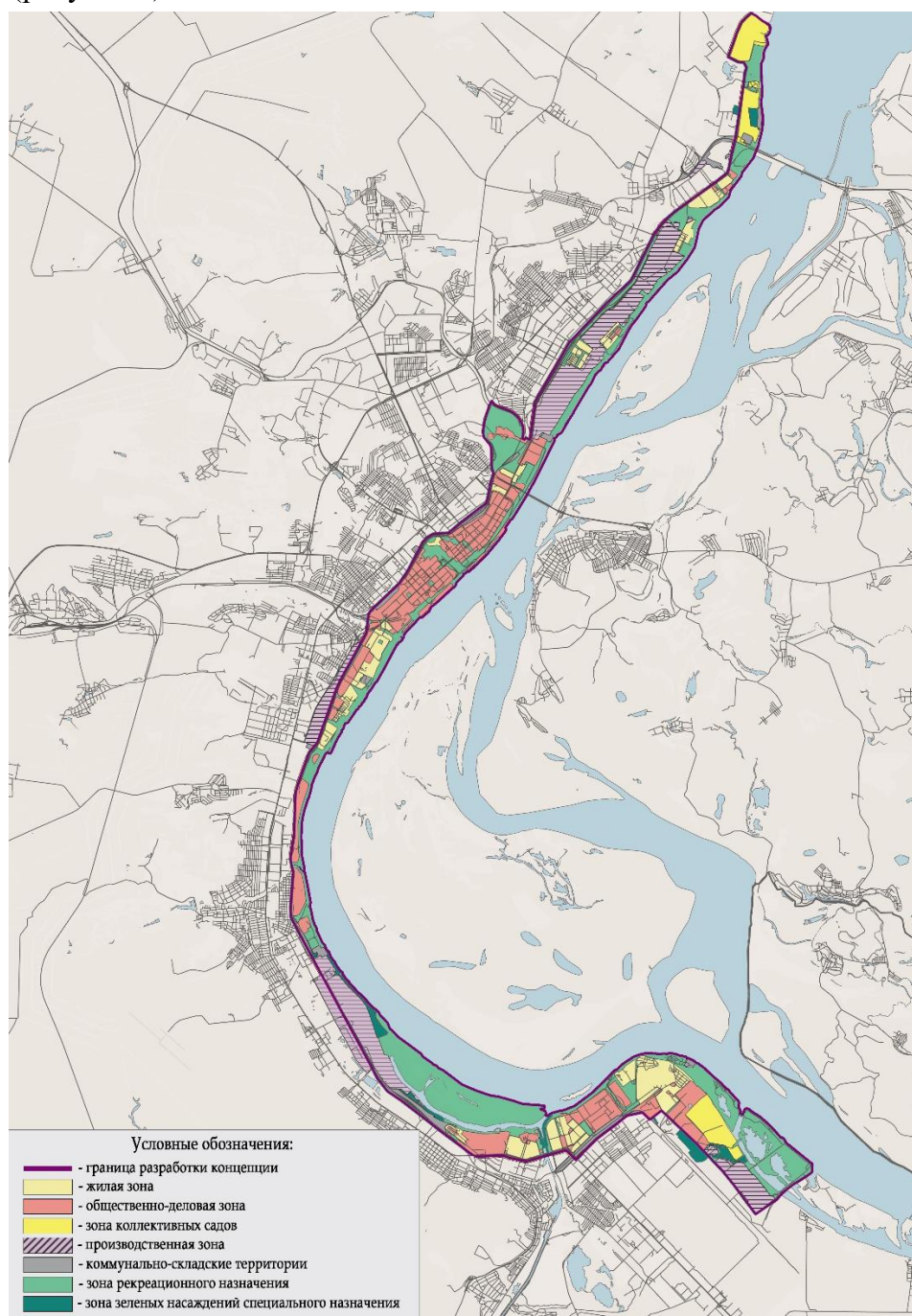


Рисунок 5 – Функциональное зонирование Центральной набережной г. Волгограда
(авторы Гурьева Е.И., Грибцова А.А.)

В нынешний период на набережной Волгограда размещены предприятия, некоторые из них уже не функционируют и тем самым мешают возможности выхода к реке.

Необходима полная реорганизация территории набережной, с выносом производства за пределы города, это позволит не только разгрузить берег Волги для развития строительства и благоустройства, но и спасет экологическую обстановку города (рисунок 6). Весомыми основаниями для принятия решений об устранении предприятий с береговых территорий могут послужить нарушения в отношении соблюдения санитарно-защитных зон, которые не соответствуют классам вредности данных производств.

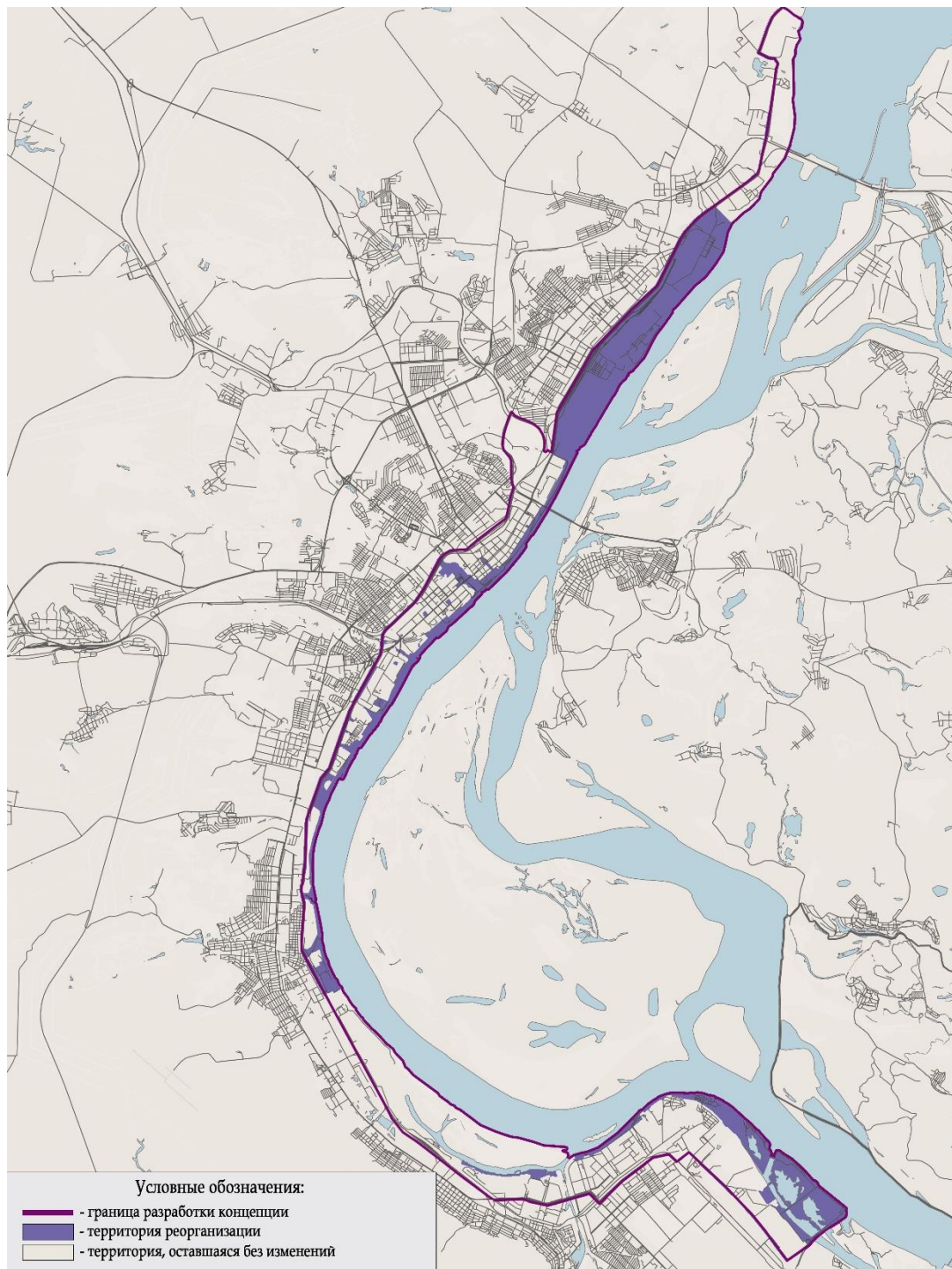


Рисунок 6 – Схема реорганизации территории в границах разработки концепции
(авторы Гурьева Е.И., Грибцова А.А.)

В целях развития территории набережной Волгограда на месте бывших предприятий можно организовать не только жилищное строительство, но и сформировать общественные центры, привести в порядок зеленые насаждения (рисунок 7), обустроить пространства для

досуга и отдыха, возвести спортивные сооружения, создать новые зоны экономического притяжения. Немало важным является принять во внимание устройство пешеходных выходов к Волге, путем создания зеленых коридоров от существующей застройки к зоне акватории.

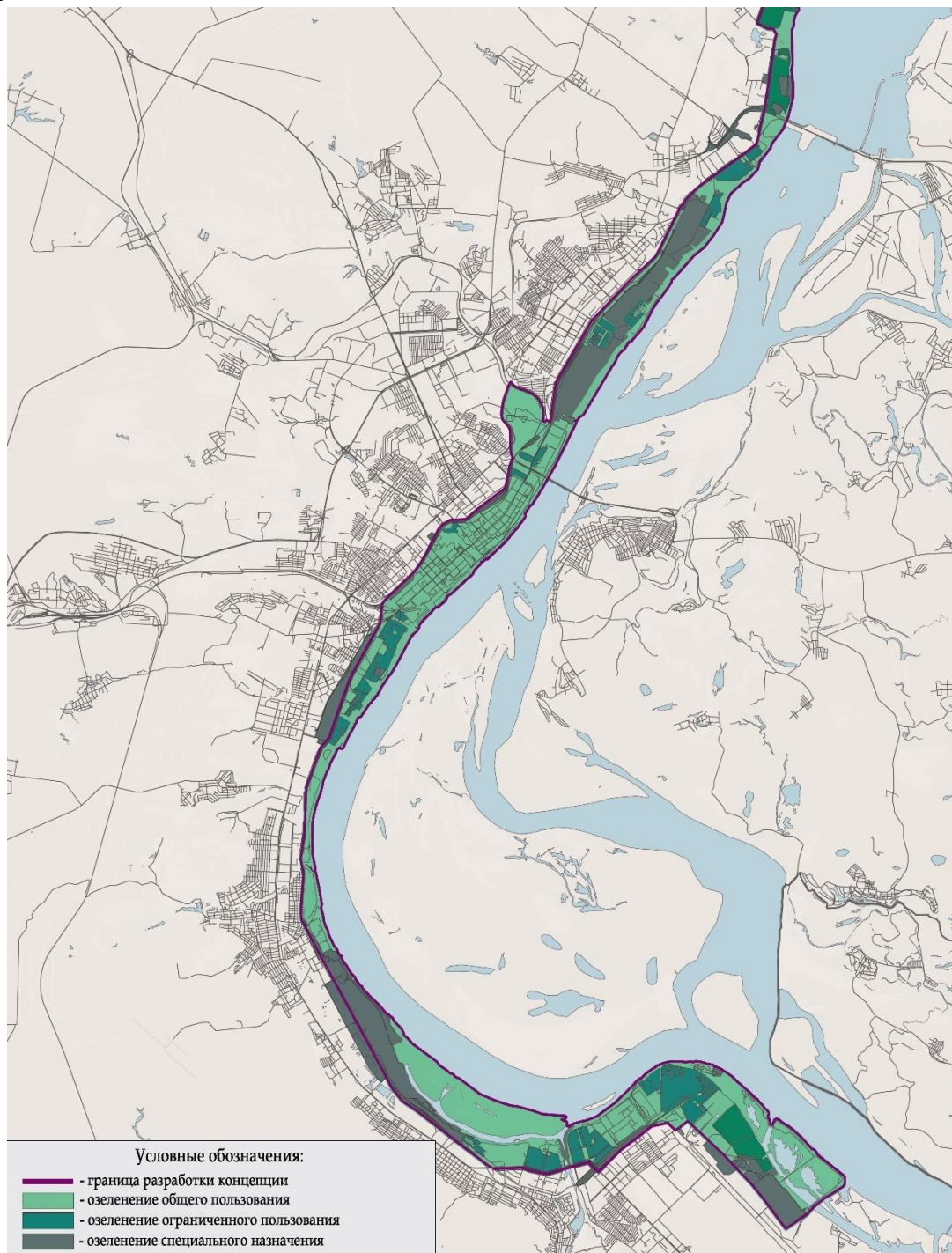


Рисунок 7 – Схема классификации озелененных территорий
(авторы Гурьева Е.И., Грибцова А.А.)

Данные мероприятия помогут не только преобразить существующий облик Волгограда, повысить поток потенциальных туристов, увеличить финансово - экономический потенциал за счет этого, а главное улучшить экологические качества природной среды города (рисунок 8).

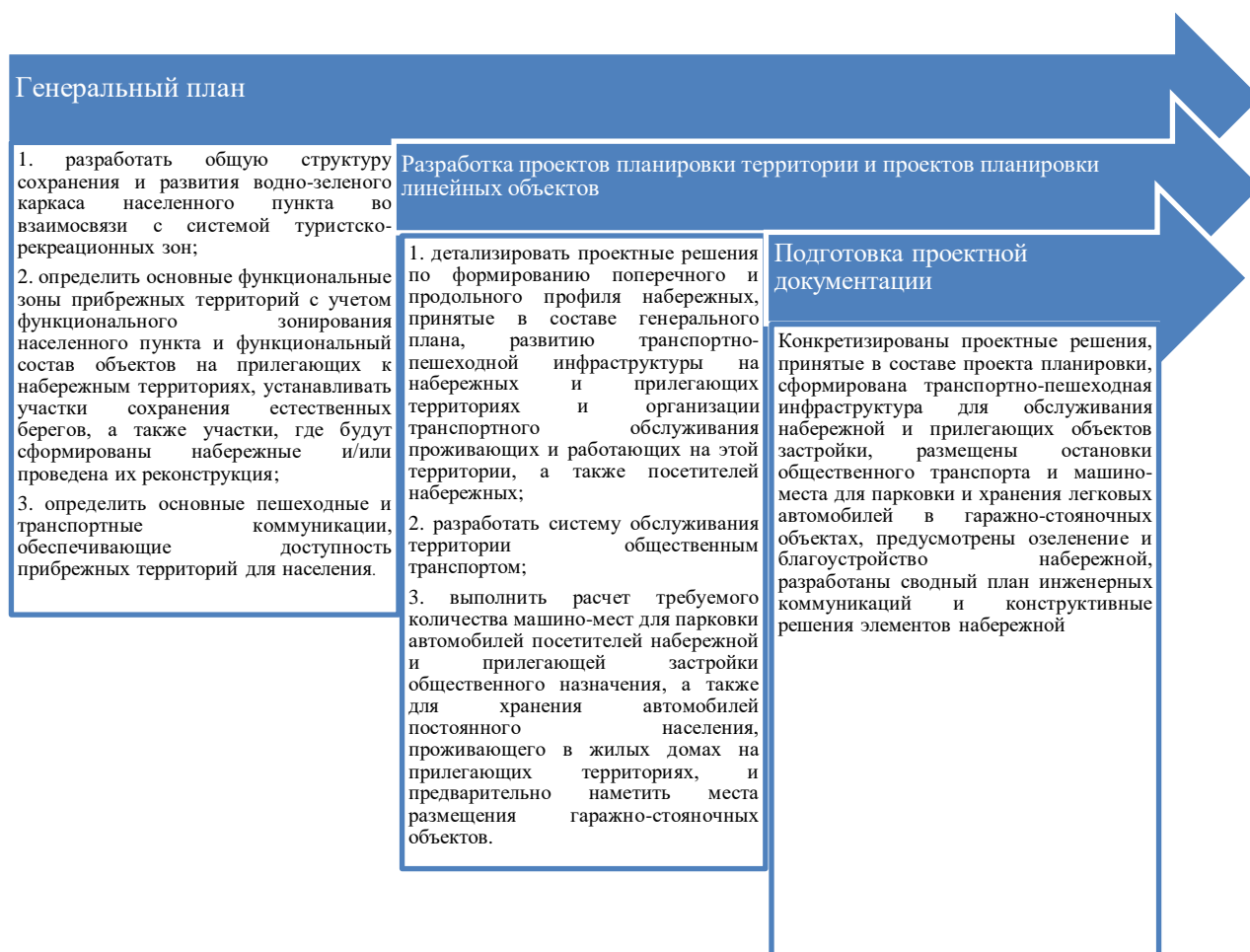


Рисунок 8 – Блок-схема планировочного и архитектурно-пространственного решения набережной г. Волгоград

Функциональное назначение набережной и функциональный состав застройки г. Волгограда показал (рисунок 9):

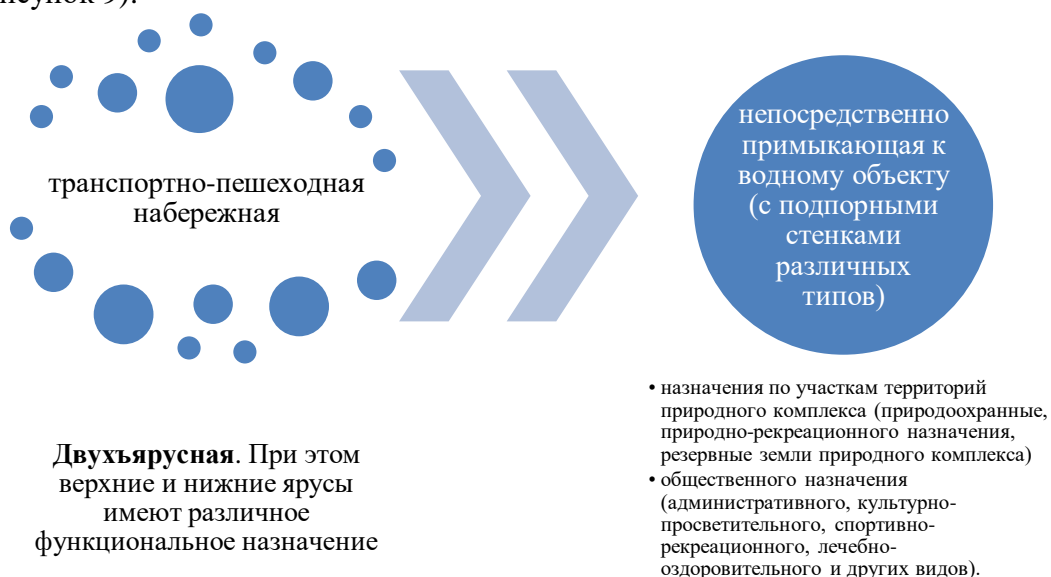


Рисунок 9 – Планировочные и архитектурно-пространственные решения набережной г. Волгоград (авторы Гурьева Е.И., Грибцова А.А.)

Выводы

1. Архитектурно-пространственное решение набережной г. Волгограда должно обеспечивать единство оформления набережной и прилегающей застройки.
2. Прибереговая территория г. Волгограда имеет большой рекреационный потенциал, поэтому места примыкания к территории набережной зон общественных центров рекомендуется выделять архитектурными доминантами, для создания идентичной среды.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Енин А.Е., Гурьев С.Н., Сукочева С.А. Проблемы благоустройства городской набережной (на примере Петровской набережной в городе Воронеже) // Архитектурные исследования. 2018. № 1 (13). С. 83-93.
2. Теодоронский В.С. О методах ландшафтно-визуальной оценки открытых пространств в районах набережных Москвы-реки // В сборнике: Великие реки 2019 Труды научного конгресса 21-го Международного научно-промышленного форума: в 3-х томах. 2019. С. 106-109.
3. Крыжевски О., Шкотова О.В. Тенденции благоустройства набережных в современных городах // Академическая публицистика. 2019. № 11. С. 306-313.
4. Косарева Л.В., Граница Ю.В. Мониторинг состояния озеленения набережной г. Йошкар-Олы // Вестник ландшафтной архитектуры. 2019. № 19. С. 30-32.
5. Полный рейтинг городов России по качеству жизни в 2018 году [Электронный ресурс]. – URL: https://www.domofond.ru/statya/polnyy_reyting_gorodov_rossii_po_kachestvu_zhizni_v_2018_godu/7679 (дата обращения: 26.11.2019).
6. Ананьева А.А., Пуляевская О.В. Влияние градостроительных особенностей рекреационных объектов города на психологическое состояние человека // Социальная компетентность. 2017. Т. 2. № 4 (6). С. 66-70.
7. Градостроительный кодекс Российской Федерации: Федеральный закон от 29.12.2004 №190-ФЗ (ред. от 03.07.2016) (с изм. и доп., вступ. в силу с 01.09.2016): Принят Государственной Думой 22 декабря 2004 г. Одобрен Советом Федерации 24 декабря 2004 г. [Электронный ресурс]. – URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/ (дата обращения: 19.11.2019).
8. Гурьева Е.И., Ульянкина В.А. Воздействие человеческой деятельности на ландшафт (на примере г. Липецк) // Архитектурные исследования. 2018. № 3 (15). С. 71-80.
9. Кругляк В.В., Семенютина А.В., Гурьева Е.И. Модели архитектоники рекреационных насаждений для адаптивных систем озеленения // Вестник Воронежского государственного университета. Серия: География. Геоэкология. 2017. № 3. С. 108-112.
10. Глазычев В.Л. Устроение российского пространства // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2009. № 1 (11). С. 41-44.
11. Соловьева Е.А. Человек в городской среде: история и перспективы психологических исследований // Вестник гражданских инженеров. 2011. № 4 (29). С. 195-200.
12. Хорькова Г.Р. Формирование безбарьерного городского пространства в контексте средового подхода // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 5 (34). С. 42-46.
13. Шмелева И.А. Проблема взаимодействия человека с окружающей средой: области и аспекты психологического исследования // Вестник Московского университета. Серия 14: Психология. 2010. № 3. С. 105-120.
14. Jirku A., Schroder T. Berlin eine Stadt amWasser// Garten + Landschaft. 2000. №2. S. 9-16.
15. Jodidio, Philip. Architecture now! Architectur heute / G architecture d'aujourd'hui / Philip Jodidio London.: Tashen, 2002.

REFERENCES

1. Enin A.E., Guryev S.N., Sukocheva S.A. Problems of urban embankment improvement (on the example of Petrovskaya embankment in Voronezh) // Architectural research. 2018. No. 1 (13). Pp. 83-93.
2. Teodoronsky V. S. on methods of landscape and visual assessment of open spaces in the Moscow river embankment areas // In the collection: Great rivers 2019 Proceedings of the scientific Congress of the 21st International scientific and industrial forum: in 3 volumes. 2019. Pp. 106-109.
3. Kryzhevsky O., Shkotova O.V. Trends in embankment improvement in modern cities // Academic journalism. 2019. No. 11. Pp. 306-313.
4. Kosareva L.V., Border Yu.V. Monitoring of the state of landscaping of the embankment of Yoshkar-Ola // Bulletin of landscape architecture. 2019. No. 19. Pp. 30-32.

5. Full rating of Russian cities by quality of life in 2018 [Electronic resource]. - URL: https://www.domofond.ru/statya/polnyy_reyting_gorodov_rossii_po_kachestvu_zhizni_v_2018_godu/7679 (accessed: 26.11.2019).
6. Ananyeva A. A., Pulyevskaya O. V. Influence of town-planning features of recreational objects of the city on the psychological state of a person // Social competence. 2017. Vol. 2. No. 4 (6). Pp. 66-70.
7. town-Planning code of the Russian Federation: Federal law No. 190-FZ of 29.12.2004 (as amended on 03.07.2016) (with amendments). and add., Intro. effective from 01.09.2016): Adopted by the State Duma on December 22, 2004. Approved by the Federation Council on December 24, 2004. [Electronic resource]. - URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/ (accessed: 19.11.2019).
8. Guryeva E. I., Ulyankina V. A. Impact of human activity on the landscape (on the example of Lipetsk) // Architectural research. 2018. No. 3 (15). Pp. 71-80.
9. Kruglyak V.V., Semenyutina A.V., Gureva E.I. Models of architectonics of recreational plantings for adaptive gardening systems // Bulletin of the Voronezh state University. Series: Geography. Geoecology. 2017. no. 3. Pp. 108-112.
10. Glazychev V.L. Organization of the Russian space // Proceedings of the Kazan state University of architecture and civil engineering. 2009. No. 1 (11). Pp. 41-44.
11. Solovyova E.A. Man in the urban environment: history and prospects of psychological research // Bulletin of civil engineers. 2011. No. 4 (29). Pp. 195-200.
12. Khorkova G.R. Formation of a barrier-free urban space in the context of the environmental approach // Bulletin of civil engineers. 2012. No. 5 (34). Pp. 42-46.
13. Shmeleva I.A. the Problem of human interaction with the environment: areas and aspects of psychological research // Bulletin of the Moscow University. Series 14: Psychology. 2010. no. 3. Pp. 105-120.
14. Jirku A., Schroder T. Berlin eine Stadt amWasser// Garten + Landschaft. 2000. №2. Pp. 9-16.
15. Jodidio, Philip. Architecture now! Architectur heute / G architecture d'aujourd'hui / Philip Jodidio London.: Tashen, 2002.

Информация об авторах:

Гурьева Елена Ивановна

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», г. Воронеж, Россия, кандидат с/х наук, доцент кафедры градостроительства.

E-mail: gurjeva_el@mail.ru

Грибцова Анастасия Алексеевна

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», г. Воронеж, Россия, магистр кафедры градостроительства

E-mail: anastasiaccontrol@yandex.ru

Information about authors:

Gureva Elena I.

Voronezh state technical University, Voronezh, Russia, PhD. agricultural Sciences, associate Professor of urban planning.

E-mail: gurjeva_el@mail.ru

Gribtsova Anastasiya A.

Voronezh state technical University, Voronezh, Russia, master's degree in urban planning.

E-mail: anastasiaccontrol@yandex.ru

С.В. ФЕДОСОВ¹, А.А. ЛАПИДУС¹, Н.В. КРАСНОСЕЛЬСКИХ²,
А.М. СОКОЛОВ³, Т.Е. ШАДРИКОВ³

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

²ООО «Спецтехмонтаж», г. Иваново, Россия

³ФГБОУ ВО «Ивановский государственный энергетический университет имени В.И. Ленина», г. Иваново, Россия

ОСОБЕННОСТИ ОРГАНИЗАЦИИ МАЛОСЕРИЙНОГО ПРОИЗВОДСТВА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ИХ ЭЛЕКТРОТЕПЛОВОЙ ОБРАБОТКИ ТОКАМИ ПОВЫШЕННОЙ ЧАСТОТЫ

Аннотация. Рассмотрена организация технологического процесса изготовления изделий из бетона с применением электротепловой обработки токами повышенной частоты как на крупных, так на малых промышленных предприятиях. Эта технология также удобна при зимнем бетонировании и проведении бетонных работ в полевых условиях. Технология строится на применении централизованного источника питания повышенной частоты, выполненного с использованием мощных транзисторных преобразователей напряжения, для одновременной обработки нескольких изделий. Представлена опытно-промышленная установка для реализации такой технологии и результаты эксперимента с ее использованием. Выполнена оценка мощности установки на основе разработанного графика производства работ. На примере изготовления фундаментных блоков типа ФБС 12.4.6 показано, что реальный график производства работ по изготовлению изделий с помощью электротепловой обработки токами повышенной частоты приводит к тому, что потребляемая из питающей сети мощность имеет относительно небольшую величину (13,2 кВт), которую может себе позволить практически любое предприятие.

Ключевые слова: зимнее бетонирование, тепловая обработка, бетон, железобетон, организационно-технологические решение, электротепловая (электротермическая) обработка, повышенная частота, преобразователь напряжения, график производства работ.

S.V. FEDOSOV¹, A.A. LAPIDUS¹, N.V. KRASNOSELSKIY²,
A.M. SOKOLOV³, T.E. SHADRIKOV³

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

²LLC "Spetstekhmontazh", Ivanovo, Russia

³Ivanovo State Power Engineering University, Ivanovo, Russia

SPECIFIC FEATURES OF THE ORGANIZATION OF LOW-BATCH PRODUCTION OF REINFORCED CONCRETE PRODUCTS USING THEIR ELECTROTHERMAL PROCESSING BY INCREASED FREQUENCY CURRENTS

Abstract. The organization of the technological process of manufacturing concrete products with the use of electrothermal treatment with high-frequency currents at both large and small industrial enterprises is considered. This technology is also useful for winter concreting and field concrete work. The technology is based on the use of a centralized high-frequency power supply, made using high-power transistor voltage converters, for simultaneous processing of several products. A pilot plant for

the implementation of such a technology and the results of an experiment with its use are presented. The plant capacity was estimated based on the developed work schedule. Using the example of manufacturing foundation blocks of the FBS 12.4.6 type, it is shown that the actual schedule of work on the manufacture of products using electrothermal treatment with high-frequency currents leads to the fact that the power consumed from the supply network has a relatively small value (13.2 kW), which almost any enterprise can afford.

Keywords: *winter concreting, heat treatment, concrete, reinforced concrete, organizational and technological solutions, electrothermal (electrothermal) treatment, increased frequency, voltage converter, work schedule.*

Введение

Выполненные в последние годы теоретические и экспериментальные исследования показали высокую эффективность электротепловой обработки (ЭТО) конструкционного бетона токами повышенной электродным методом с помощью источников питания на основе мощных транзисторных преобразователей напряжения [1-4]. Также было показано, что такой способ тепловой обработки, обладающий высокой энергетической эффективностью (90 % и более), является практически единственно возможным при изготовлении железобетонных изделий небольшими сериями в условиях малых предприятий [5,6]. Такие предприятия практически лишены возможности применять в этих целях какую-либо тепловую обработку, например широко распространенная тепловлажностная обработка паром (ТВО) им практически недоступна и не выгодна из-за низкой энергетической эффективности (изделие воспринимает не более 10-12 % энергии пара) и высокой стоимости пропарочных камер [1,5,7]. На этих предприятиях, в основном, применяется нормальное твердение бетона, что значительно снижает их производительность, а их время работы ограничивается 6-7 месяцами в году. На крупных предприятиях сборного железобетона также велика потребность в применении электротепловой обработки токами повышенной частоты, особенно, когда требуется заменить полигонные установки, где энергетическая эффективность тепловой обработки, как правило, не превышает 5-7 % [8,9].

Новый подход. Широкому применению технологии изготовления железобетонных изделий токами повышенной частоты и решению вопросов организации такого производства должна предшествовать проверка такой технологии с использованием опытно-промышленных установок. В целях решения такой задачи были разработано и изготовлено опытное оборудование для изготовления распространенных железобетонных изделий. Такое оборудование состоит из двух основных элементов: малогабаритного источника питания повышенной частоты, требуемой мощности и опалубки, выполненной из электроизоляционного материала (ламинированная фанера), снабженной снаружи слоем теплоизоляционного материала (пенопласт 4-6 см) и электродами из оцинкованного железа, установленными на внутренней поверхности двух боковых противоположных стенок опалубки. При выполнении электротепловой обработки электрическое напряжение от источника прикладывается к этим электродам после укладки бетона в опалубку. В результате, в толще бетона протекают электрические токи повышенной частоты и обеспечивается преобразование электрической энергии в тепловую по всему объему бетона, вызывая нагрев железобетонного изделия до необходимой температуры.

На рисунке 1 показан внешний вид опалубки для изготовления фундаментных блоков с помощью электротепловой обработки токами повышенной частоты до укладки свежего бетона и после укладки.

Сразу же после укладки и утрамбовки бетона в опалубке, но до начала ЭТО в толщу свежего бетона заглублялись гибкие трубки из электроизоляционного материала, запаянные с одной стороны, в которые затем вводилась термопара для измерения температуры в требуемых точках объема материала.



Рисунок 1 - Внешний вид опалубки для изготовления фундаментных блоков до (слева) и после (справа) укладки свежего бетона: электроды установлены на торцевых поверхностях опалубки, т.е. электрический ток протекает вдоль блока

После укладки и уплотнения бетона на его поверхности размещалась полиэтиленовая пленка для устранения влагопотерь с поверхности бетона, а затем теплоизоляция в виде листов пенопласта толщиной 3 – 8 см. На электроды подавалось напряжение от источника питания, и выполнялась электротепловая обработка посредством пропускания электрического тока повышенной частоты в толще бетона, т.е. электродным методом. Внешний вид установки в ходе выполнения ЭТО представлен на рисунке 2, там же показан внешний вид изделия после ЭТО, охлаждения и распалубки.

Модели и методы. В ходе экспериментов выполнялось измерение температуры в различных точках объема железобетонного изделия, которое подтвердило высокую однородность температурного поля. Измерялись также электрические параметры – ток и напряжение на зажимах обрабатываемого изделия, мощность P_c , передаваемая в источник питания из питающей сети. Последний параметр имеет большое практическое значение, т.к. он определяет требования к системе электроснабжения по величине предельной передаваемой мощности.



Рисунок 2 - Внешний вид опалубки в процессе ЭТО при изготовлении фундаментных блоков типа ФБС 12.4.6 в начальный момент (слева) и готового изделия после распалубки (справа): на рисунке слева на переднем плане слева направо – счетчик электроэнергии, источник питания повышенной частоты мощностью 4,5 кВт и портативный осциллограф для регистрации напряжения на электродах опалубки

На рисунке 3 приведен график изменения электрической мощности P_c , который был получен в ходе ЭТО изделия, представленного на рисунке 2. Характер этого графика

объясняется тем, что периодически (примерно, каждые 0,5 ч.) производилась оценка скорости нарастания температуры изделия и корректировалась величина передаваемой в изделие электрической мощности для того, чтобы скорость подъема температуры не превысил допустимое значение (10 °С/ч.) [1,6].

Зависимость вида рисунке 3 позволяет определить еще один важный параметр – это величина электроэнергии, требуемой для выполнения электротепловой обработки изделия по формуле (1):

$$W = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \tau_i}{3.6 \cdot 10^6}, \quad (1)$$

где P_i – мощность, Вт и τ_i – продолжительность, с, периода времени, соответствующего неизменного значения мощности (рисунок 3).

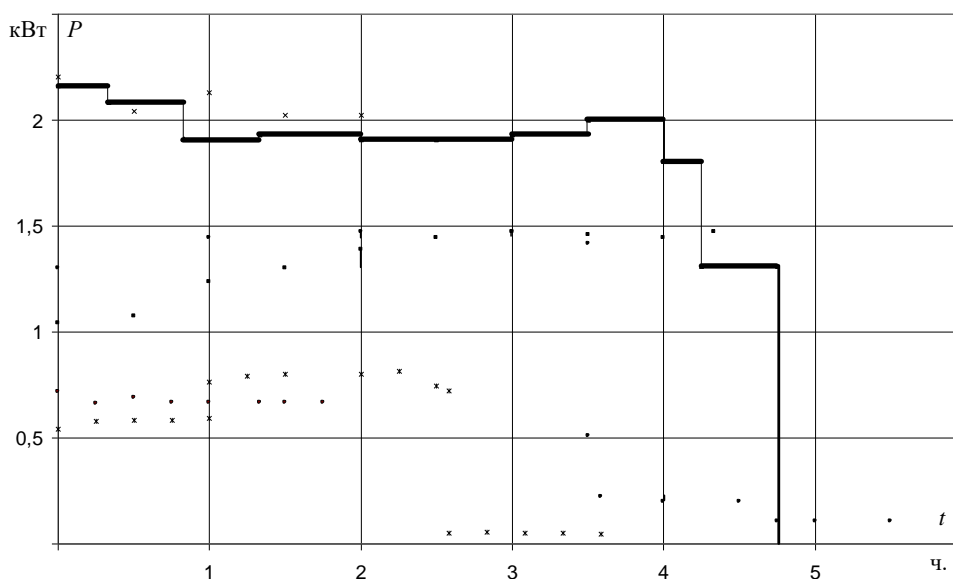


Рисунок 3 - Изменение во времени мощности, потребляемой установкой из питающей сети, в ходе ЭТО изделия рисунок 2: начальная температура бетона $T_n = 9\text{ }^{\circ}\text{C}$; температура окружающего воздуха $T_o = 13\text{ }^{\circ}\text{C}$; конечная температура нагрева бетона (изотермической стадии) $T_{изот} = 50\text{ }^{\circ}\text{C}$; длительность стадии нагрева $\Delta t_{нагр} \approx 5\text{ ч.}$

Знание W позволяет определять величину прямых затрат на электроэнергию и удельные значения расхода энергии (затрат) при выполнении ЭТО железобетонных изделий. В качестве примера на рисунке 4 представлено сравнение удельных затрат энергии при ЭТО по результатам эксперимента рисунок 2 и рисунок 3 с усредненным показателем при ТВО [1]. Сведения рисунка 4 свидетельствует о весьма высокой энергетической эффективности ЭТО токами повышенной частоты: удельные затраты энергии (33,9 кВт/м³) на выполнение ЭТО почти 15 раз ниже, чем при традиционной ТВО (500,1 кВт/м³). Характерно, что этот результат получен в зимних условиях, а в летнее время этот разрыв, т.е. эффект, будет еще больше.

Кроме рассмотренных показателей, после распалубки изделия были выполнены измерения предела прочности бетона на сжатие неразрушающими методами. Они показали, что в возрасте 28 суток материал имеет прочность на 1-3 класса выше нормативного значения.

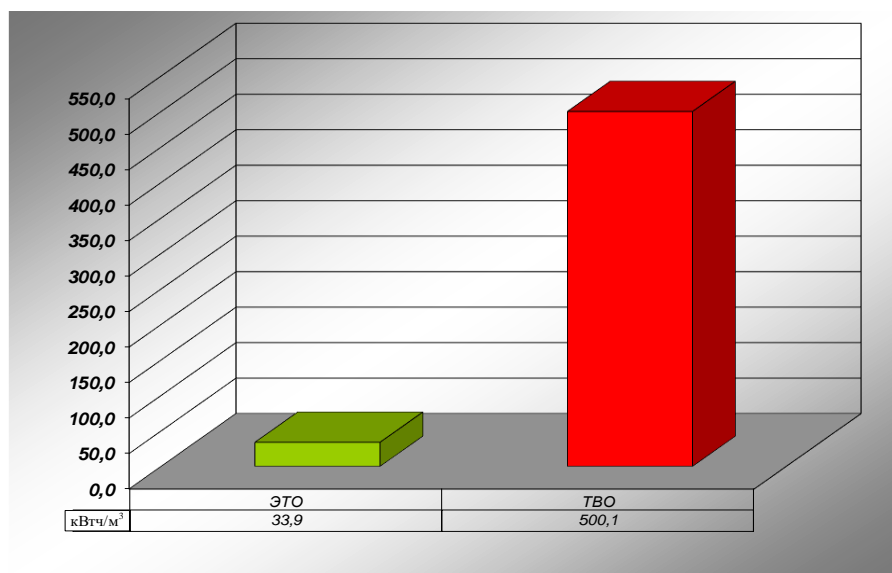


Рисунок 4 - Значения удельной энергии: зеленая заливка – результаты эксперимента согласно рисунок 3; красная заливка – усредненные значения для ТВО [1]

Результаты исследования и их анализ. Результаты экспериментов по применению ЭТО токами повышенной частоты позволяют решить некоторые организационно-технические вопросы производственного применения технологии изготовления железобетонных изделий с помощью такой тепловой обработки. Как показано в [10,11], при организации производства железобетонных изделий с использованием ЭТО токами повышенной частоты на предприятиях любого типа нецелесообразно применять схему электроснабжения, когда один питания обслуживает одну опалубку для изготовления железобетонного изделия. Значительно более рациональной является система, в которой один источник питания, выполненный на основе транзисторного преобразователя большой мощности, обеспечивает электропитание нескольких технологических постов по изготовлению железобетонных изделий [10,11]. Основным элементом каждого поста является опалубка (рисунок 1), а также устройства автоматики и сигнализации. На рисунке 5 представлена упрощенная схема такой установки.

При реализации такой системы изготовления железобетонных изделий возможно различное взаимное расположение источника питания и постов.

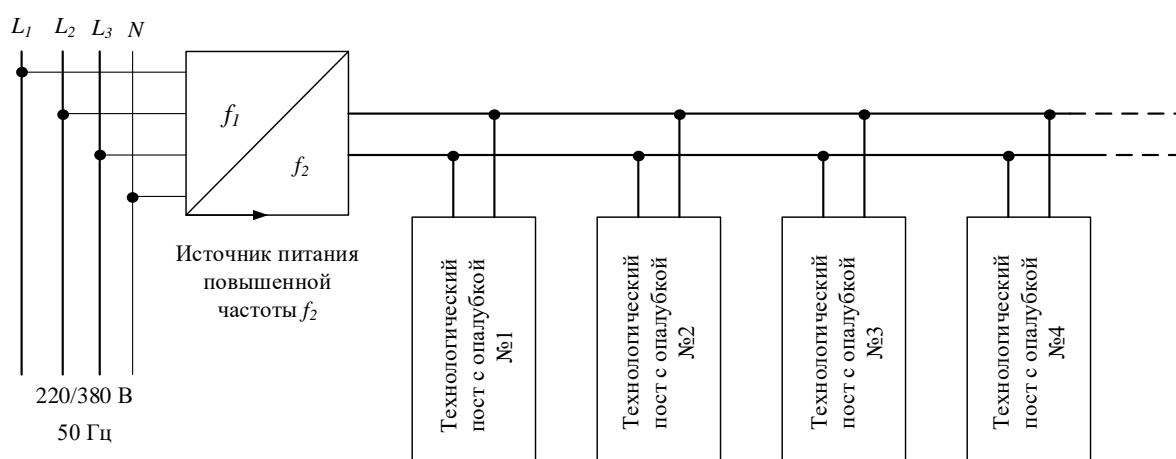


Рисунок 5 - Схема электропитания постов по изготовлению железобетонных изделий с помощью ЭТО токами повышенной частоты

В качестве примера можно рассмотреть простейший случай размещения оборудования в одну линию, как показано на рисунке 6, когда от источника питания отходит один общий двойной провод (двухпроводный кабель), который уложен вдоль линейки расположения технологических постов. У каждого поста имеются коммутационные элементы для подключения электродов опалубки к общему проводу.

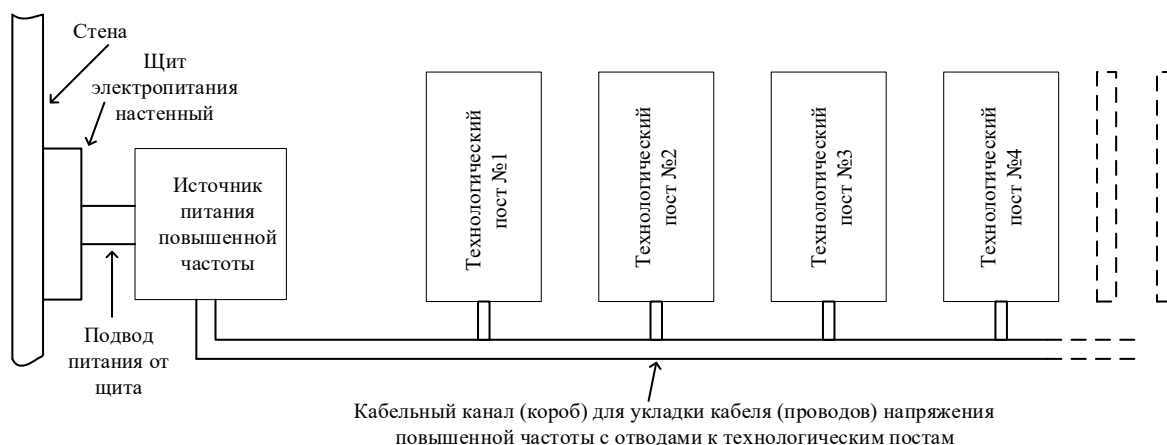


Рисунок 6 - Рабочая зона участка (цеха) по изготовлению железобетонных изделий с использованием ЭТО токами повышенной частоты

Одним из важнейших технических вопросов организации производства железобетонных изделий рассматриваемым способом (рисунок 5 и рисунок 6) является определение требуемой мощности источника питания и питающей сети, необходимой для нормальной работы этого производства [12]. Решение этого вопроса возможно на основе составления графика выполнения технологических операций (производства работ) при работе такого производства с использованием нормативных документов, например [13,14]. Для примера этот график представлен в таблице 1 применительно к изготовлению изделий в виде фундаментных блоков типа ФБС 12.4.6 (рисунок 2).

При составлении этого графика предполагалось, что работа выполняется двумя работниками (либо два формовщика, либо формовщик и электромонтажник) [13], а условия работы соответствуют зимнему времени: $T_n = T_o = 0\text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{изот} = 50\text{ }^{\circ}\text{C}$, скорость подъема температуры на стадии нагрева $\approx 8\text{ }^{\circ}\text{C/ч.}$, режим ЭТО – с термосной выдержкой, т.е. после завершения стадии нагревания изделие отключается и постепенно охлаждается, максимальная мощность, передаваемая из питающей сети при ЭТО одного изделия согласно рисунка 3 – $P_{Cm} = 2,2\text{ кВт}$. Как следует из таблицы 1, при работе установки (рисунок 5 и рисунок 6) происходит поочередное и со сдвигом во времени подключение к источнику очередного технологического поста после проведения подготовительных работ, укладки и утрамбовки бетона в опалубку. После подключения очередного поста мощность $P_{сумм}$, потребляемая из питающей сети увеличивается на P_{Cm} . Так происходит до тех пор, пока не будут задействованы все технологические посты, либо на технологическом посту, который был подключен первым, завершится стадия нагревания и он будет отключен. В этом случае достигается наивысшие значения потребляемой мощности и числа одновременно работающих технологических постов.

Таблица 1- График производства работ

№ п/п	Наименование работ	Продолжи- тельность, ч.	Рабочее время, ч.																
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Очистка формы (опалубки) №1 и бортоснастки	0,11																	
2	Смазка формы и бортоснастки	0,1																	
3	Сборка формы	0,15																	
4	Установка монтажных петель	0,1																	
5	Укладка, разравнивание и уплотнение бетонной смеси вибрированием	0,57																	
6	Выравнивание и заглаживание открытых поверхностей свежесформованных изделий	0,11																	
7	Подключение формы № 1 источнику питания и начало ЭТО	6																	
8	Отключение формы № 1 от источника питания и термосная выдержка	12÷16																	
9	Очистка формы (опалубки) №2 и бортоснастки	0,11																	
10	Смазка формы и бортоснастки	0,1																	
11	Сборка формы	0,15																	
12	Установка монтажных петель	0,1																	
13	Укладка, разравнивание и уплотнение бетонной смеси вибрированием	0,57																	
14	Выравнивание и заглаживание открытых поверхностей свежесформованных изделий	0,11																	
15	Подключение формы № 2 источнику питания и начало ЭТО	6																	
16	Отключение формы № 2 от источника питания и термосная выдержка	12÷16																	

Продолжение по аналогии с пп. 1-8 и 9-16 для опалубки (формы) 3,4,5 и т.д.

На рисунке 7 представлен график изменения во времени величины $P_{\text{сумм}}$, полученный на основании таблицы 1.

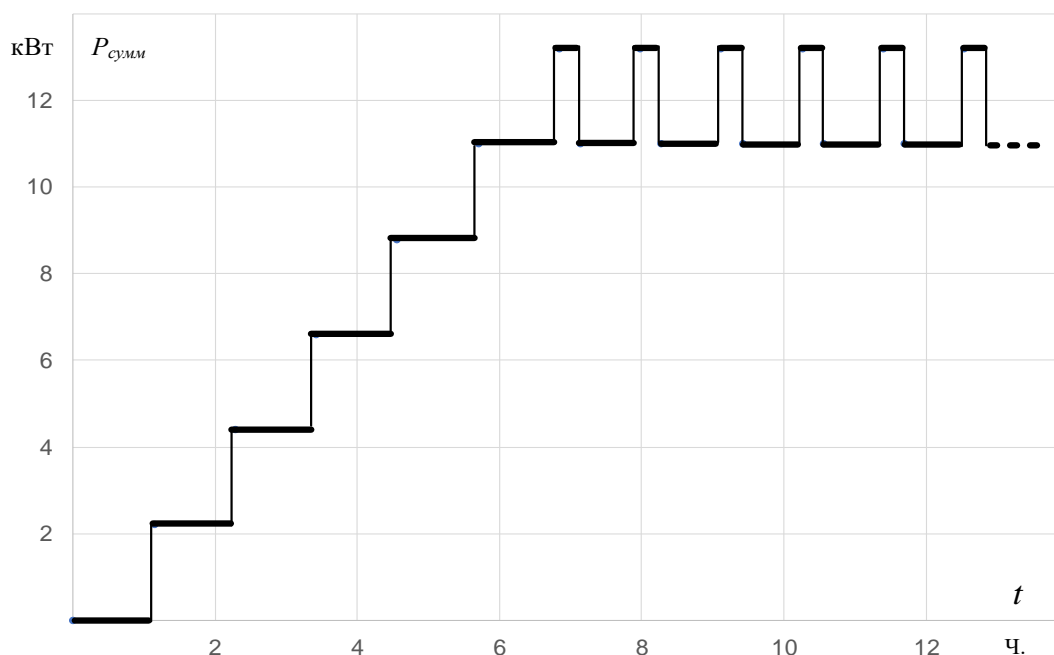


Рисунок 7 - Изменение во времени величины потребляемой мощности из питающей электрической сети при работе участка (цеха) по производству железобетонных изделий (фундаментных блоков типа ФБС 12.4.6) с использованием ЭТО токами повышенной частоты

Согласно этому графику (рисунок 7) в течение рабочего дня происходит постепенное ступенчатое увеличение потребляемой из сети мощности по мере подключения к источнику питания все новых технологических постов пока не будет достигнута максимальная мощность, которая в рассматриваемом случае составила

$$P_{сумм} = 6 \cdot P_{Ст} = 13,2 \text{ кВт}, \quad (2)$$

а максимальное число одновременно подключенных постов составляет $n_m = 6$ шт.

В дальнейшем наблюдается колебательный характер изменения $P_{сумм}$ по мере отключения технологических постов, на которых ЭТО завершилась и подключения очередного поста (рисунок 7) в соответствии с графиком производства работ (таблица 1).

Вполне очевидно, что рассмотренное описание производственного процесса (таблица 1 и рисунок 7) с определением показателя (2) можно применить на практике не только для рассмотренного типа железобетонных изделий, но для любых других, в том числе и разнотипных изделий.

Выводы. Электротепловая обработка железобетонных изделий токами повышенной частоты по своей энергетической эффективности многократно превосходит традиционную тепловую обработку паром (рисунок 4), а источник питания для ее осуществления имеет малые размеры, вес и удобен в эксплуатации (рисунок 2).

Технология изготовления железобетонных изделий с использованием ЭТО токами повышенной частоты может с одинаковым успехом применяться как на крупных предприятиях, так и на предприятиях малого бизнеса, обладающих ограниченными площадями и ресурсами.

Реальный график производства работ по изготовлению железобетонных изделий с помощью ЭТО токами повышенной частоты (таблица 1) приводит к тому, что к источнику питания одновременно подключается сравнительно небольшое количество обрабатываемых изделий независимо от количества технологических постов, в рассмотренном случае – 6 шт., а электрическая мощность, потребляемая из питающей сети имеет относительно небольшую величину (13,2 кВт), которую может себе позволить практически любое предприятие. При этом источник питания такой мощности может быть реализован в габаритах, показанных на рисунке 2.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федосов С.В., Бобылев В.И., Соколов А.М. Электротепловая обработка бетона токами повышенной частоты на предприятиях сборного бетона. Монография. Иваново: ФГБОУ ВО «ИГЭУ им. В.И. Ленина», ИВГПУ, 2016. 336 с.
2. Федосов С.В., Соколов А.М. Методология исследования процессов теплопереноса и показателей электротепловой обработки железобетонных изделий токами повышенной частоты // Academia. РААСН. 2012. № 2. С. 117-123.
3. Федосов С.В., Бобылев В.И., Митькин Ю.А., Соколов А.М., Закинчак Г.Н. Электротепловая обработка бетона токами различной частоты // Строительные материалы. 2010. № 6. С. 4-7.
4. Федосов С.В., Бобылев В.И., Петрухин А.Б., Соколов А.М. Оценка показателей экономической эффективности электротепловой обработки на предприятиях сборного железобетона // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 3. С. 54-57.
5. Федосов С.В., Красносельских Н.В., Коровин Е.В., Соколов А.М. Электротепловая обработка железобетонных изделий токами повышенной частоты в условиях малых предприятий // Строительные материалы. 2014. №5. С. 8-14.
6. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / под ред. Б.А. Крылова, С.А. Амбарцумяна, А.И. Звездова. М.: НИИЖБ, 2005. 276 с.
7. Железобетонные и каменные конструкции / Бондаренко В.М., [и др.] под ред. В.М. Бондаренко. М.: Высш. шк., 2007. 887 с.
8. Баженов Ю.М. Технология бетона. М.: Изд-во АСВ, 2003. 500 с.
9. Федосов С.В., Крылов Б.А., Бобылев В.И., Пыжиков А.Г., Красносельских Н.В., Соколов А.М. Применение электротепловой обработки железобетонных изделий на полигонных установках // Строительные материалы. 2013. № 11. С. 35-39.
10. Федосов С.В., Красносельских Н.В., Кузнецов А.Н., Соколов А.М. Состояние и перспективы применения электротепловой обработки строительных материалов и изделий токами повышенной частоты // Актуальные проблемы сушки и термовлажностной обработки материалов в различных отраслях промышленности и агропромышленном комплексе: сборник научных статей Первых Международных Лыковских научных чтений, посвященных 105-летию академика А.В. Лыкова. 2015. С. 291-299.
11. Гусенков А.В., Лебедев В.Д., Митькин Ю.А., Соколов А.М. Перспективы создания высоковольтных систем электроснабжения промышленных предприятий на основе полупроводниковых преобразователей напряжения. Материалы международной научно-технической конференции «Состояние и перспективы развития электротехнологии» (17 Бенардосовские чтения) Иваново, 2013. С. 112–114.
12. Заянчуковская Н.В., Лебедев Ю.Н. Организация и технология проектирования объектов теплоэнергетики в условиях создания интегрированной информационной системы // Строительство и реконструкция. 2012. №6. С. 82-87.
13. Единые нормы времени на изготовление железобетонных и бетонных изделий и конструкций. Выпуск 1. Формовка изделий. "ЦОТэнерго", Москва. 1991.
14. Руководство по тепловой обработке бетонных и железобетонных изделий. М.: Стройиздат, 1974. 32 с.

REFERENCES

1. Fedosov S.V., Bobylev V.I., Sokolov A.M. Elektroteplovaya obrabotka betona tokami povyshennoj chastoty na predpriyatiyah sbornogo betona [Electrothermal treatment of concrete with high-frequency currents at precast concrete plants]. Monografiya. Ivanovo: FGBOU VO «IGEU im. V.I. Lenina», IVGPU, 2016. 336 p.
2. Fedosov S.V., Sokolov A.M. Metodologiya issledovaniya processov teploperenosa i pokazatelej elektroteplovoy obrabotki zhelezobetonnyh izdelij tokami povyshennoj chastoty [Methodology for the study of heat transfer processes and indicators of electrothermal treatment of reinforced concrete products with high-frequency currents] // Academia. RAASN. 2012. No 2. P.117-123.
3. Fedosov S.V., Bobylev V.I., Mit'kin YU.A., Sokolov A.M., Zakinchak G.N. Elektroteplovaya obrabotka betona tokami razlichnoj chastoty [Electrothermal treatment of concrete with currents of different frequencies] // Stroitel'nye materialy. 2010. No 6. P. 4-7.
4. Fedosov S.V., Boblyov V.I., Petruhin A.B., Sokolov A.M. Ocenka pokazatelej ekonomicheskoy effektivnosti elektroteplovoy obrabotki na predpriyatiyah sbornogo zhelezobetona [Evaluation of the economic efficiency of electric heat treatment at precast concrete enterprises] // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2013. № 3. S. 54-57.
5. Fedosov S.V., Krasnosel'skih N.V., Korovin E.V., Sokolov A.M. Elektroteplovaya obrabotka zhelezobetonnyh izdelij tokami povyshennoj chastoty v usloviyah malyh predpriyatij [Electrothermal treatment of reinforced concrete products with high-frequency currents in small enterprises] // Stroitel'nye materialy. 2014. No 5. P. 8-14.
6. Rukovodstvo po progrevu betona v monolitnyh konstrukciyah [Guide to heating concrete in monolithic structures] / pod red. B.A. Krylova, S.A. Ambarcumyana, A.I. Zvezdova. M.: NIIZHB, 2005. 276 p.

7. ZHelezobetonnye i kamennye konstrukcii [Reinforced concrete and stone structures] / Bondarenko V.M., [i dr.] pod red. V.M. Bondarenko. M.: Vyssh. shk., 2007. 887 p.
8. Bazhenov, YU.M. Tekhnologiya betona [Concrete technology] / YU.M. Bazhenov. M.: Izd-vo ASV, 2003. 500 p.
9. Fedosov S.V., Krylov B.A., Boblyov V.I., Pyzhikov A.G., Krasnosel'skih N.V., Sokolov A.M. Primenenie elektroteplovoy obrabotki zhelezobetonnykh izdelij na poligonnykh ustanovkakh [Application of electrothermal treatment of reinforced concrete products in landfill installations] // Stroitel'nye materialy. 2013. No 11. P. 35-39.
10. Fedosov S.V., Krasnosel'skih N.V., Kuznecov A.N., Sokolov A.M. Sostoyanie i perspektivy primeneniya elektroteplovoy obrabotki stroitel'nykh materialov i izdelij tokami povyshennoj chastoty [State and prospects of application of electrothermal treatment of building materials and products with high-frequency currents] // Aktual'nye problemy sushki i termovlazhnostnoj obrabotki materialov v razlichnykh otraslyah promyshlennosti i agropromyshlennom komplekse: sbornik nauchnykh statej Pervyh Mezhdunarodnykh Lykovskikh nauchnykh chtenij, posvyashchennykh 105-letiyu akademika A.V. Lykova. 2015. P. 291-299.
11. Gusenkov A.V., Lebedev V.D., Mit'kin YU.A., Sokolov A.M. Perspektivy sozdaniya vysokovol'tnykh sistem elektrosnabzheniya promyshlennykh predpriyatij na osnove poluprovodnikovyykh preobrazovatelej napryazheniya. [Prospects for creating high-voltage power supply systems for industrial enterprises based on semiconductor voltage converters]. Materialy mezhdunarodnoj nauchno-tekhnicheskoy konferencii «Sostoyanie i perspektivy razvitiya elektrotekhnologii» (17 Benardosovskie chteniya) Ivanovo, 2013. P. 112–114.
12. Zayanchukovskaya N.V., Lebedev YU.N. Organizatsiya i tekhnologiya proektirovaniya ob'ektov teploenergetiki v usloviyakh sozdaniya integrirovannoy informacionnoy sistemy [Organization and technology of design of heat and power facilities in the context of the creation of an integrated information system] // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2012. No 6. P. 82-87.
13. Edinye normy vremeni na izgotovlenie zhelezobetonnykh i betonnykh izdelij i konstrukcij. Vypusk 1. Formovka izdelij. [uniform time standards for the production of reinforced concrete and concrete products and structures. Issue 1. Molding of products]. "COTenergo", Moskva. 1991.
14. Rukovodstvo po teplovoj obrabotke betonnykh i zhelezobetonnykh izdelij. [manual for heat treatment of concrete and reinforced concrete products]. M.: Strojizdat, 1974. 32 p.

Информация об авторах:

Федосов Сергей Викторович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»
г. Москва, Россия,
академик РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры технологии и организации
строительного производства.
E-mail: mr.fedosow2011@yandex.ru

Лapidус Азарий Абрамович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»
г. Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой технологии и организации строительного
производства, Советник РААСН.
E-mail: lapidus58@mail.ru

Красносельских Николай Валериевич

ООО «Спецтехмонтаж», г. Иваново, Россия,
ведущий инженер.
E-mail: knv4521@yandex.ru

Соколов Александр Михайлович

ФГБОУ ВО «Ивановский государственный энергетический университет имени В.И. Ленина», г. Иваново, Россия,
доктор технических наук, доцент, доцент кафедры высоковольтных электроэнергетики, электротехники и
электрофизики. Советник РААСН.
E-mail: alex2010fn@yandex.ru

Шадриков Тимофей Евгеньевич

ФГБОУ ВО «Ивановский государственный энергетический университет имени В.И. Ленина», г. Иваново, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры высоковольтных электроэнергетики, электротехники и электрофизики.
E-mail: pr3d37@gmail.com

Information about authors:

Fedosov Sergey V

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, academician of RAASN, Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Technology and Organization of Construction Production.

E-mail: mr.fedosow2011@yandex.ru

Lapidus Azarii A

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Technology and Organization of Construction Production, Adviser to the RAASN.

E-mail: lapidus58@mail.ru

Krasnoselskikh Nikolai V

LLC "Spetstekhmontazh", Ivanovo, Russia, lead engineer.

E-mail: knv4521@yandex.ru

Sokolov Alexander M.

Ivanovo State Power Engineering University, Ivanovo, Russia, doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of High-Voltage Electric Power Engineering, Electrical Engineering and Electrophysics.

E-mail: alex2010fn@yandex.ru

Shadrikov Timofey E.

Ivanovo State Power Engineering University, Ivanovo, Russia, candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of High-Voltage Electric Power Engineering, Electrical Engineering and Electrophysics.

E-mail: pr3d37@gmail.com

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 страницами текста на листах **формата А4** и содержит от **4 до 9 страниц**; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья должна быть набрана шрифтом TimesNewRoman, 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 вверху – 2 см.
- Статья предоставляется в **1 экземпляре** на бумажном носителе и в электронном виде (по электронной почте или на любом электронном носителе).
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- **Плата с аспирантов за публикацию рукописей не взимается.**
- 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)** описывает цели и задачи проведенного исследования, а также возможности его практического применения, указывает, что нового несет в себе материал; рекомендуемый объем – не менее 100 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.

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 www.oreluniver.ru/science/journal/sir

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) 777-318
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, г. Орел, ул. Московская, 77.
+79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

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 25.06.2021 г.
Дата выхода в свет 25.06.2021 г.
Формат 70×108/16. Печ. л. 9,5
Цена свободная. Тираж 1000 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орел, ул. Комсомольская, 95.