

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

Заместители главного редактора:

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

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

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

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

Редакция:

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)*

Ерофеев В.Т., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Есаулов Г.В., *акад. РААСН, д-р арх., 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)*

Кудряшов Н.Н., *канд. арх., проф. (Россия)*

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

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

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

Птичницова 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)*

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)*

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

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

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

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

Исполнительный редактор:

Амелина М.А., *(Россия)*

Адрес редакции:

302030, Орловская обл., г. Орёл,

ул. Московская, д. 77.

Тел.: +79065704999

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

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169
от 16 сентября 2016 г.

Подписной индекс 86294
по объединенному каталогу «Пресса России»
на сайтах www.ppressa-rf.ru и www.akc.ru

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2024

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

- Землянухин А.Д., Кашеварова Г.Г., Сон М.П.** Экспериментальные и теоретические исследования податливых фланцевых соединений..... 4
- Колчунов В.И., Фёдорова Н.В., Ильющенко Т.А.** Расчетная модель сопротивления железобетона в околоарматурной области..... 15
- Коробко А.В., Калашникова Н.Г.** Геометрическая жесткость сечений в виде выпуклого односвязного контура при кручении 28
- Кришан А.Л., Римшин В.И., Колесников В.Д., Астафьева М.А., Лихидько М.А.** Прочность изгибаемых трубобетонных элементов усовершенствованной конструкции..... 37
- Лазовский Д.Н., Хаткевич А.М., Глухов Д.О.** Нелинейная деформационная модель в расчете внецентренно сжатых трубобетонных элементов..... 48
- Трошин М.Ю., Турков А.В., Трошина А.С.** Взаимосвязь прогибов и частот собственных колебаний в трехслойных плитах из дпк с переменной толщиной слоев..... 60

Безопасность зданий и сооружений

- Поддубный А.А., Гордон В.А., Семенова Г.А.** Реакция системы «балка-основание» на внезапное изменение изгибной жесткости балки..... 69
- Тамразян А.Г., Мацеевич Т.А., Савин С.Ю.,** Оценка технического состояния несущих конструкций зданий на основе прогнозирования риска аварии 82

Архитектура и градостроительство

- Волыченко О.В., Макунина Ю.В.** Причины возникновения и способы ликвидации объектов незавершенного строительства во времени и пути их решения..... 92

Строительные материалы и технологии

- Урханова Л.А., Иванов А.А., Лхасаранов С.А.** Повышение эксплуатационных свойств гидротехнического бетона с применением ультра- и тонкодисперсных добавок..... 110

- Рецензия на монографию «Деформирование составных плосконапряженных железобетонных конструкций»** 122

Editor-in-Chief

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

Editor-in-Chief Assistants:

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

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

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

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

Editorial Board

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

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

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

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

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

Erofeev V.T., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*

Esaulov G.V., *doc. arc., 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)*

Kudryashov N.N., *candidate arc., prof. (Russia)*

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Managing Editor:

Amelina M.A., *(Russia)*

The edition address:

302030, Oryol region., Oryol,

Moskovskaya Street, 77

+79065704999

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

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for monitoring communications, information technology and mass communications

The certificate of registration:

ПИ №ФЦ 77-67169 from 16.09.2016 г.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii»

86294 on the websites www.pressa-ru and

www.akc.ru

© Orel State University, 2024

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Zemlyanukhin A.D., Kashevarova G. G., Son M.P. Experimental and theoretical studies of malleable flange joints.....	4
Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Iliushchenko T. A. Development of the reinforced concrete resistance theory in the zone about reinforcement.....	15
Korobko A. V., Kalashnikova N.G. Geometric rigidity of sections in the form of in torsion.....	28
Krishan A.L., Rimshin V.I., Kolesnikov V.D., Astafeva M.A., Likhidko M.A. Strength of bending concrete filled steel elements of improved design	37
Lazovsky D.N., Khatkevich A.M., Glukhov D.O. Nonlinear deformation model in the analysis of eccentrically compressed concrete-filled steel tube elements.....	87
Troshin M.Yu., Turkov A.V., Troshina A.S. Deflection to natural vibration frequency ratio in a three-layer CLT slab with variable thickness of layers.....	60

Building and structure safety

Poddubny A.A., Gordon V.A., Semenova G.A. Response of the beam-base system to a sudden change in the modulus of elasticity of the beam material..	69
Tamrazyan A.G., Matseevich T.A., Savin S.Y. Assessment of the technical condition of load-bearing structures of buildings based on accident risk forecasting.....	82

Architecture and urban planning

Volichenko O.V., Makunina O.V. Problems of transformability of unfinished construction objects in time. ways to solve.....	92
---	----

Construction materials and technologies

Urkanova L.A., Ivanov A.A., Lhasaranov S.A. Increasing the performance properties of hydraulic concrete using ultra- and fine-dispersed additives.....	110
---	-----

Review on the monograph “Deformation of composite plane-stressed reinforced concrete structures”	122
---	-----

ПОЗДРАВЛЕНИЕ С 80-ЛЕТНИМ ЮБИЛЕЕМ АКАДЕМИКА РААСН В.П. СЕЛЯЕВА

21 ноября 2024 г. академику РААСН, заслуженному деятелю науки РФ, доктору технических наук, профессору, заведующему кафедрой строительных конструкций Мордовского государственного университета имени Н.П. Огарёва Владимиру Павловичу Селяеву исполняется 80 лет!

Трудовая биография Владимира Павловича неразрывно связана с Мордовским государственным университетом, который он окончил с отличием в 1967 году. В 1973 году В.П. Селяев стал кандидатом технических наук, а уже в 1984 году защитил докторскую диссертацию. В 1994 году стал членом-корреспондентом, а с 2010 года является действительным членом Российской академии архитектуры и строительных наук.



В разные годы он руководил строительным факультетом, был проректором по учебной и научной работе Мордовского государственного университета имени Н.П. Огарёва. С 1986 года он возглавляет кафедру строительных конструкций.

Научные интересы Владимира Павловича связаны с оценкой и прогнозированием долговечности строительных материалов, изделий и конструкций. Им впервые обоснована теория химического сопротивления строительных материалов и конструкций, разработаны методы оценки и прогнозирования надежности и долговечности строительных конструкций, работающих при совместном действии силовых факторов и жидких агрессивных сред. Селяев В.П. является основателем и руководителем научно-педагогической школы в области долговечности строительных материалов и конструкций.

Владимир Павлович является автором свыше 750 научных и методических трудов, включая более 20 монографий и около 200 патентов. Под его руководством защищены более 30 докторских и кандидатских диссертаций. А созданная им научная школа развивается и по сей день, занимаясь вопросами оценки и прогнозирования долговечности строительных материалов и конструкций.

Уважаемый Владимир Павлович, коллектив редакции научно-технического журнала «Строительство и реконструкция» от всей души поздравляет Вас с юбилеем, желает крепкого здоровья, благополучия и новых творческих успехов в научно-педагогической деятельности и во всех Ваших начинаниях во благо отечественного строительного образования и строительной науки!

Редакция научно-технического журнала «Строительство и реконструкция»

ЗЕМЛЯНУХИН А.Д.¹, КАШЕВАРОВА Г.Г.¹, СОН М.П.¹

¹ ФГАОУ ВО «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», г. Пермь, Россия.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОДАТЛИВЫХ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Аннотация. В данной работе представлены результаты исследования податливых фланцевых соединений в стальном каркасе. Расчет несущей способности и податливости фланцевых соединений является важным этапом проектирования и требует учета различных факторов, таких как анализ механических свойств материалов, геометрия, условия эксплуатации и тип нагрузок. Основная задача расчета сооружений – это обеспечение безопасности конструкций при минимизации затрат. Для этого необходимо использовать расчетные схемы, соответствующие реальной физической работе конструкций. При решении этой задачи использованы: натурные эксперименты, метод конечных элементов и аналитический метод предельного равновесия (МПР), который традиционно применяется в механике разрушения конструкций. Исследовано влияние изгибной жесткости фланца на процесс разрушения соединения. Предложено новое конструктивное решение податливого узла балки с колонной, для которого свойственна простота расчета и монтажа.

Ключевые слова: T-образное соединение, фланцевый узел, численный эксперимент, податливое соединение.

A.D. ZEMLYANUKHIN¹, G. KASHEVAROVA¹, M.P. SON¹.

¹Perm national research polytechnic university, Perm, Russia

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDIES OF MALLEABLE FLANGE JOINTS

Abstract. This paper presents the results of a study of pliable flange connections in steel frame. Calculation of the load carrying capacity and ductility of flange connections is an important design stage and requires consideration of various factors such as analysis of mechanical properties of materials, geometry, operating conditions and type of loads. The main objective of structural design is to ensure structural safety while minimizing cost. For this purpose, it is necessary to use calculation schemes that correspond to the real physical operation of structures. In solving this problem, the following were used: full-scale experiments, finite element method and analytical method of limit equilibrium (LEM), which is traditionally used in structural fracture mechanics. The influence of bending stiffness of the flange on the process of joint failure is investigated. A new design solution of a pliable beam-column assembly is proposed, which is characterized by simplicity of calculation and assembly.

Keywords: T-stub joint, flange connection, numerical experiment, semi rigid connection.

Введение

В 2024 году в России значительно выросло производство стальных конструкций. В первом квартале 2024 года производство металлопродукции в России выросло на 16%, достигнув 1,14 млн тонн. Объем ввода в эксплуатацию жилых и нежилых зданий также существенно увеличился. Наибольший рост отмечается в промышленном секторе – 57,8%.

Несмотря на сложную экономическую ситуацию в РФ наблюдается потребность в новом строительстве как жилых, так и нежилых зданий. Применение фланцевых соединений в стальном каркасе позволяет снизить время строительства и ускорить ввод здания в эксплуатацию. Сборка данных соединений возможна в любых климатических условиях. Фланцевые соединения доказали свою надежность, долговечность и устойчивость к различным нагрузкам, в том числе динамическим. Главное достоинство использования фланцевых соединений — это превращение процесса строительства в процесс сборки его элементов путем соединения фланцев болтами.

Основные положения по проектированию фланцевых соединений изложены в нормативной документации. В РФ обязательным к выполнению при проектировании является СП16, где в одной из глав приведены общие указания по применению фланцевых соединений в строительстве. Имеется серия 2.440-2 рамных и шарнирных узлов, разработанная в 1989 г., в которой приводятся различные соединения, в том числе, фланцевые узлы примыкания балок к колонне. Отдельные пункты СП, где упоминаются фланцевые соединения, регламентируют общие принципы, но не дают инженерной методики расчета фланцевых соединений. В зарубежных нормах Еврокода EN 1993-1-1 есть разделы, посвященные фланцевым соединениям. В разделах приводится аналитическая методика расчета, основанная на компонентном методе расчета узлов. При помощи компонентного метода возможно выполнить расчет по первой и второй группе предельных состояний. Применение опыта других стран возможно, но иногда идет в разрез с положениями действующих российских норм.

Исследования фланцевых соединений ведутся и в настоящее время. Так, например, в научной публикации представлены натурные испытания фланцевых соединений с целью определения влияния зазоров во фланцевых соединениях [17] на напряженно-деформированное состояние узла. Согласно эксперименту, сделан вывод о работоспособности фланцевых соединений с зазорами до 2 мм, величина которых обусловлена перекосами полок или смещением колонн на монтаже.

В научной публикации [15] представлено исследование, включающее натурный эксперимент и математическое моделирование Т-образных фланцевых соединений. Цель исследования направлено на оценку влияния зазора во фланцевом соединении на несущую способность фланца. Авторы исследования установили степень влияния грибовидности на несущую способность фланца. Установлено, что наличие зазоров 1,5 мм в зоне болтов и грибовидность фланцев приводит к изменению условий развития рычажных сил и снижает несущую способность не более чем на 3 процента. В качестве одной из проблем проектирования фланцевых соединений по существующим зарубежным и отечественным методикам авторы Ведяков М. В. и Конин Д. В. отмечают то, что для упрощения расчета используется гипотеза недеформируемости плоскости контакта (полки колонны или фланца). При рассмотрении узла в сборе, с учетом деформирования, возникает рычажный эффект. Согласно экспериментальным данным, величина рычажного усилия может составлять до 40% от предельных за счет гибкости фланца и полки колонны.

Расчет несущей способности и податливости фланцевых соединений является важным этапом проектирования и требует учета различных факторов, таких как анализ механических свойств материалов, геометрия, условия эксплуатации и тип нагрузок. Учитывать податливость узла нужно, а в некоторых сооружениях необходимо. С другой стороны, расчет податливости представляет собой трудоемкую задачу. Есть необходимость разработки инженерной методики расчета податливых соединений, позволяющей запроектировать узел без проведения численных или натурных экспериментов, при этом механика расчета узла должна быть предельно простой.

Цель данного исследования состоит в развитии эффективных методов расчета несущей способности фланцевых соединений на основе экспериментальных и численных методов с целью разработки оптимальных узлов примыкания балки к колонне.

Модели и методы.

Для расчета фланцевых соединений с учетом развития пластических деформаций применяют метод предельного равновесия [6,7]. При этом различают три возможных механизма разрушения: 1- развитие глубоких пластических деформаций во фланце, 2- разрушение болтов с частичным развитием пластических деформаций во фланце, 3- разрушение болтов [8, 9]. На рис. 1 показаны механизмы разрушения соединения с увеличением соотношения изгибной жесткости фланца к прочности болтов.

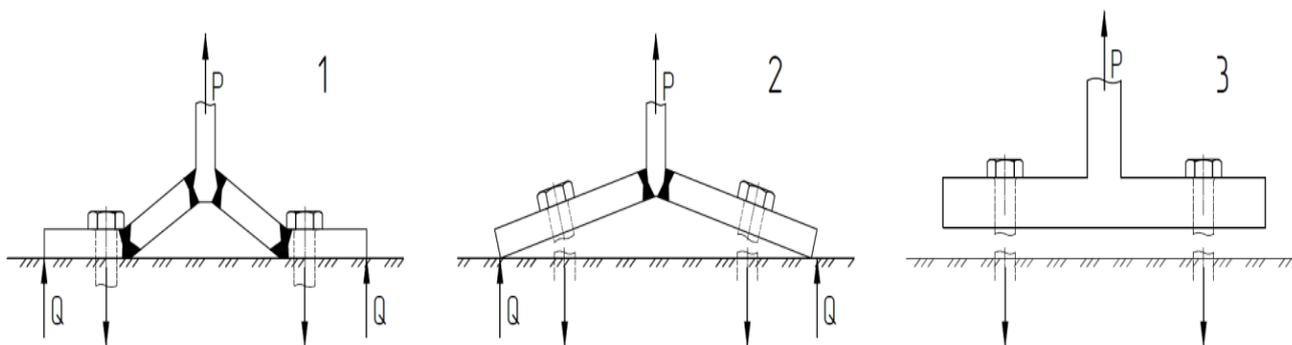


Рисунок 1 – Сценарии разрушения T-образных фланцев

При использовании относительно тонких фланцев разрушение соединения происходит вследствие развития пластических деформаций во фланце. Несущая способность соединения в этом случае определяется несущей способностью самого фланца, а усилие в болтах не достигают предела несущей способности.

С возрастанием изгибной жесткости фланца, разрушение соединения происходит вследствие разрушения болтов при частичном развитии пластических деформаций во фланце.

При значительной жёсткости фланца разрушение соединения происходит вследствие разрушения болтов, нагруженных внешними силами. Несущая способность такого соединения зависит от несущей способности болтов на растяжение [10].

Необходимо отметить, что развитие пластических деформаций во фланцах и в сечениях соединяемых элементов в околофланцевой зоне вызывает значительное повышение общей деформативности конструкции [11, 12], которая должна быть соответствующим образом учтена дальнейшим нелинейным анализом металлического каркаса в целом.

В рамках комплексного исследования несущей способности узлов фланцевых соединений на кафедре «Строительные конструкции и вычислительная механика» ПНИПУ была проведена серия натурных экспериментов моделей образцов [4]. Испытания проводились на специально спроектированном для этого стенде, позволяющем давать суммарную нагрузку на узел до 200т. Принципиально испытания можно разделить на две серии, с использованием двух типов узлов: с двусторонним примыканием балок к колонне (ФС+) и с односторонним примыканием балки (ФСт).

Кроме того, образцы отличались классом прочности болтов (8.8, 10.9), толщинами фланцев (14мм, 16мм, 20мм, 30мм), схемой нагружения (с центральным сжимающим домкратом, или без него). Дополнительно для моделирования болтов с учетом податливости резьбы, была проведена серия испытаний на разрыв болтов класса прочности 8.8 и 10.9.



Рисунок 2 – Натурные испытания узлов фланцевых соединений



Рисунок 3 – Испытания болтов различных классов прочности

В расчетном программном комплексе ANSYS методом конечных элементов выполнены расчеты фланцевых соединений с учетом развития в них пластических деформаций (рис.4). На основе натурных экспериментов проведена верификация и валидация расчетной модели [5].

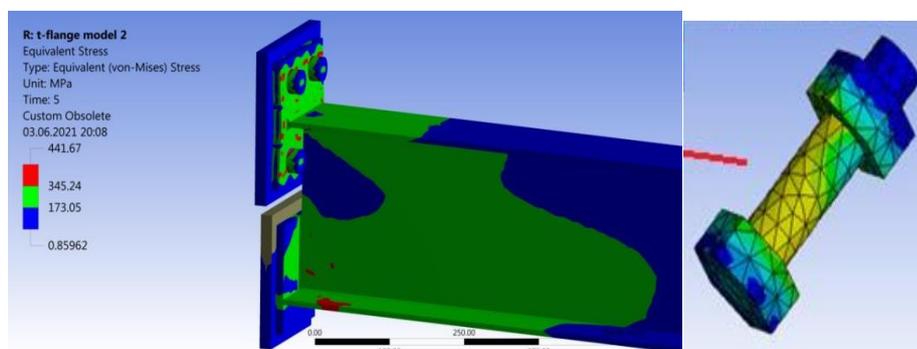


Рисунок 4 – КЭ расчетная модель фланцевого соединения

Результаты исследования и их анализ

Для разработки методики инженерного (аналитического) расчета фланцевого соединения были подготовлены расчетные модели Т-образного фланца (рис.5). Переменными параметрами в данном расчете выступают: толщина фланца t и расстояние до болта e . В расчете применена билинейная диаграмма Прандтля, предел текучести 345 МПа без упрочнения материала [13,14]. В модели использованы болты М24 с предварительным натяжением 244 кН (рис.6).

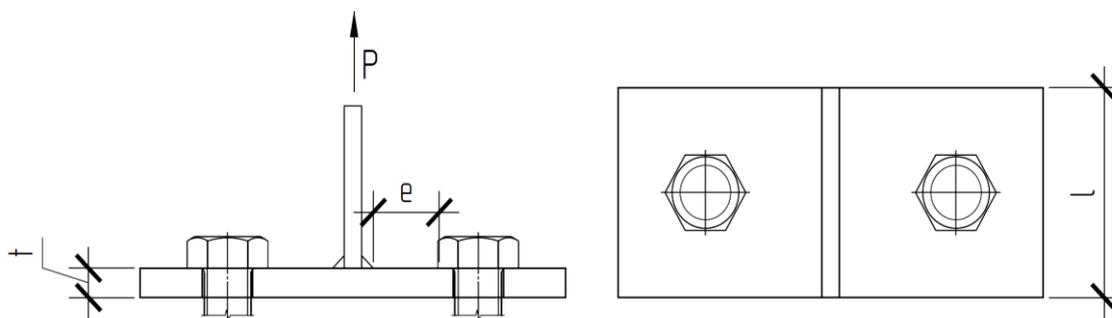


Рисунок 5 – Расчетная схема Т-образных фланцев

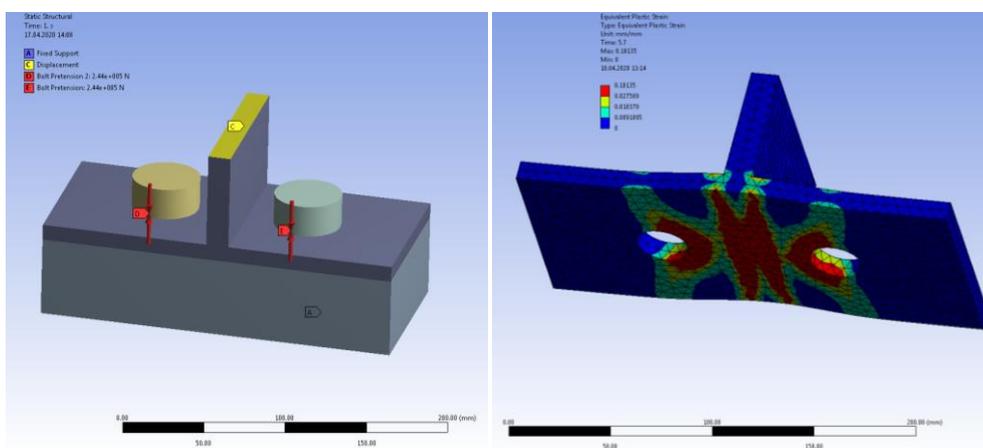


Рисунок 6 – Геометрия расчетной модели, Распределение пластических деформаций Т-образного фланца

Т-фланец можно рассмотреть, как две жестко заземленные балки, пролетом e (рис.5). Переход в пластическое состояние Т-фланца происходит возле болтов и катетов при силе (P). Силу (P) предлагается определять по формуле (1), которая получена на основании статического расчета.

$$P = \frac{l \cdot R_y \cdot t^2}{e} \quad (1)$$

Здесь: R_y - предел текучести стали, l - ширина фланца, e - расстояние от грани болта до катета сварного шва, t - толщина фланца.

Формула (1) имеет ограничение использования, выраженное в, зависящее от соотношения толщин и размеров. Выбор оптимального соотношения толщины фланца к расстоянию между болтом и сварным швом t/e определялось на основании численной модели, для чего были построены графики зависимости усилия P , приложенного к Т-фланцу, от перемещения точки приложения (рис.7) для фланцев различного размера и толщины. Сила образования пластического течения фланца в численном эксперименте определялась на пересечении двух касательных при приведении графика к билинейному. Полученные соотношения экспериментальных данных и численного расчета ($P_{экс}/P$) приведены в таблице

1. Оптимальное соотношение t/e , при котором формула (1) показывает хорошую сходимость, составляет 0,3-0,35.

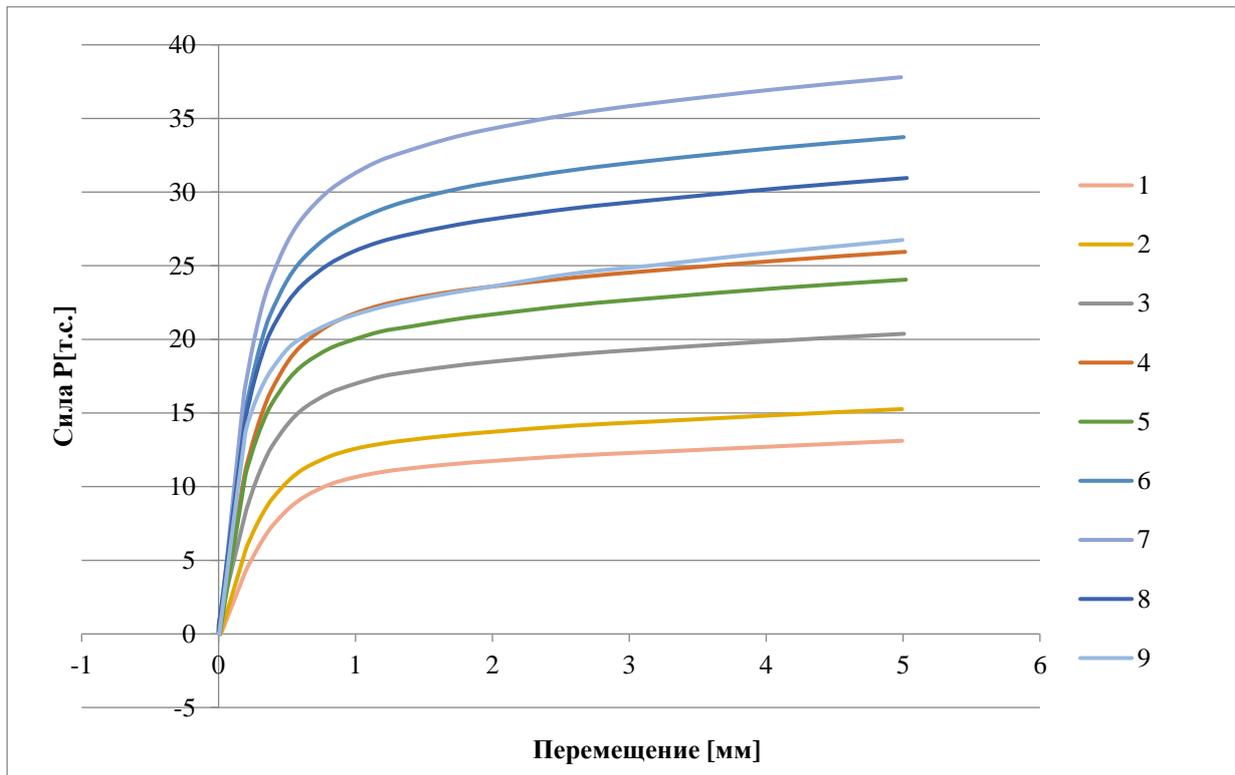


Рисунок 7 – Графики зависимости перемещений от силы, приложенной к фланцу. 1-9 номер численного эксперимента соответствует таблице

Таблица 1– Соотношения аналитического расчета и численного эксперимента

№ фланца	1	2	3	4	5	6	7	8	9
t/e	0.29	0.34	0.41	0.48	0.52	0.59	0.60	0.64	0.87
$P_{экс}/P$ [%]	101.5	100.87	93.40	85.77	87.96	82.54	85.88	81.34	90.00

Рассмотрим ригель сечения двутавр, прикрепленный упругоподатливыми узлами к колоннам и нагруженный равномерно распределенной нагрузкой. Оптимальная жесткость данного узла та, при которой металлоемкость ригеля будет наименьшей. То есть эпюра моментов будет иметь одинаковые по модулю значения изгибающих моментов в пролете и на опорах балки. А именно:

$$M_c = |M_{sup}| = \frac{q \cdot l^2}{16}, \quad (2)$$

где M_c - момент в пролете балки, M_{sup} - момент на опорах балки.

Жесткость опоры, позволяющая получить данное распределение изгибающих

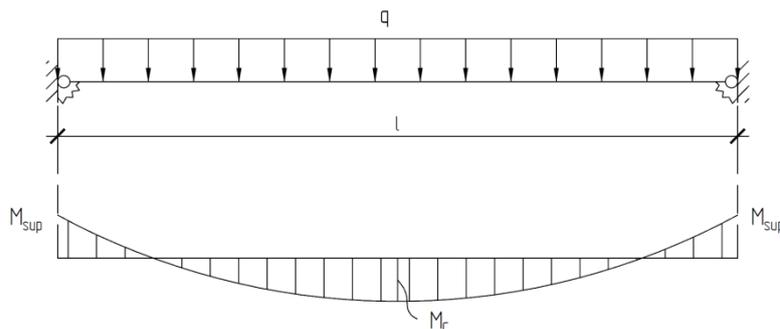


Рисунок 8 – Расчетная схема балки

моментов в балке (рис.8), может быть вычислена на основании статического расчета балки по формуле:

$$c = \frac{6 \cdot E \cdot I_x}{l}, \quad (3)$$

Здесь c - жесткость опоры, E -модуль упругости, I_x - момент инерции, l -пролет балки. Обозначив i как погонную жесткость балки равную $\frac{E \cdot I_x}{l}$, формула (3) примет вид:

$$c = 6 \cdot i \quad (4)$$

Узел должен обладать достаточной начальной жесткостью $c \geq 6 \cdot i$, иначе проектное значение момента в узле не будет достигнуто.

Реализовать податливый узел с постоянной жесткостью (линейным графиком деформирования под нагрузкой) весьма сложно. Возникает множество случайных факторов, способных повлиять на расчетную жесткость. Для строительных конструкций допустимо применение узлов с выраженной площадкой текучести. Применимость данных решений подтверждено множеством исследований и строительной практикой. Усилии P_{fl} , при котором происходит переход в пластику, подбирается конструктивно, в зависимости от момента на опоре M_{sup} . Требуемая податливость узла должна обеспечивать возможность поворота опорного сечения на угол, определяемый по формуле:

$$\theta_{оп} = \frac{M_{sup}}{6 \cdot i} \quad (5)$$

В качестве основного компонента узла используем фланцевое соединение, рассчитанное по методу разбиения на простые Т-образные элементы фланцев (Рис.1). Для податливого узла применим схему отказа №1, так как схемы №2,3 приводят к хрупкому разрушению. Несущей способности болтов должно быть достаточно для реализации отказа по первой схеме предельного состояния.

Вторичные компоненты узла, способные увеличить податливость (такие как деформация стенки колонны, растяжение болтов, изгиб полки колонны), в расчете фигурировать не будут. Конструирование узла следует выполнять таким образом, чтобы вклад вторичных компонентов в общую податливость узла был пренебрежимо мал. Достигается это установкой ребер и накладок в сечение колонны и балки.

Переход в пластическое состояние Т-фланца будем определять по формуле (1). Конструирование Т-образного фланца (толщина и размеры) выполним, используя соотношения толщины фланца к расстоянию между болтами $t/e=0,3:0,35$.

Требуемая несущая способность Т-фланца определяется исходя из опорного момента балки и должна быть ограничена несущей способностью элемента, к которому он закрепляется, в случае двутавровой балки это верхняя полка балки (6).

$$P_{fl} = \frac{M_{sup.}}{h_b - t_s} < t_s \cdot b \cdot R_y, \quad (6)$$

где h_b - высота балки, t_s - толщина полки балки, b - ширина полки балки, R_y - предел текучести стали. Габариты Т-фланца, толщину фланца, расстояние между болтами.

Предлагаемый податливый узел крепления балки представляет собой фланцевую пластину, закрепленную на болтах, и опорный столик, воспринимающий сжимающее усилие и поперечную нагрузку. Верхний (растянутый) фланец приваривается к балке исключительно в зоне полки. Поперечное усилие передается через опорный столик. Податливость узла реализуется в растянутой зоне балки, при образования пластических деформаций в Т-фланце. Сжатая зона балки передает усилие через контактное взаимодействие между нижней пластиной и полкой колонны.

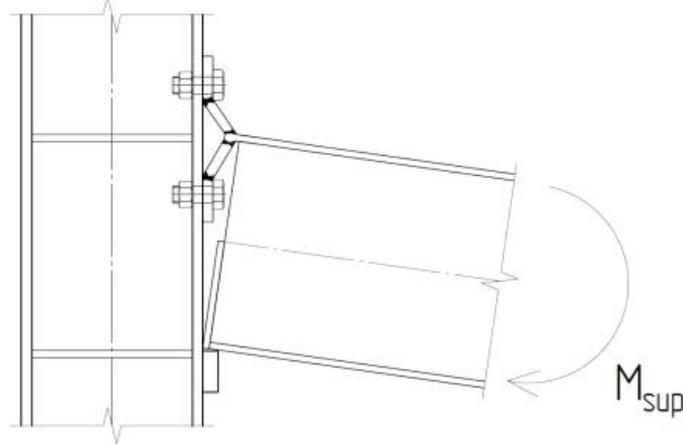


Рисунок 9 – Схема работы фланцевого узла

Несущая способность балки зависит от расчетной схемы (типа применяемых узлов). Максимальная несущая способность достигается для схемы №4 (Рис.10) при равных изгибающих моментах в пролете и на опоре. Несущая способность рассмотренного нами узла ограничивается несущей способностью полки двутавра. Соответственно максимальная несущая способность балки сечения 30Б2, закрепленной по схеме №3 (Рис.10), составит 67кН/м.

№	Расчетная схема	M_{max}	q [кН/м] I 30
1		$ql^2/8$	37 кН/м
2		$ql^2/12$	55 кН/м
3		$ql^2/8 - M_{sup}$	67 кН/м
4		$ql^2/16$	73 кН/м

Рисунок 10 – Максимальный изгибающий момент в зависимости от расчетной схемы

Выводы

1. Податливые соединения имеют ряд преимуществ перед жесткими и значительно проще в изготовлении. Реализовать податливость узла возможно при использовании пластической работы фланцевого соединения;
2. Аналитическое описание пластической работы фланцевого соединения дает хорошую корреляцию при соотношении толщины фланца к расстоянию от грани болта до катета сварного шва (t/e) 0,3-0,35;
3. Предложено новое конструктивное решение податливого узла балки с колонной, для которого свойственна простота расчета и монтажа;
4. Рассмотренный узел соединения балок с колоннами позволяет перераспределять изгибающие моменты по длине балки. Максимальная нагрузка на балку, закрепленную в предложенных узлах, в 1,22 больше расчетной несущей способности жесткозакрепленной балки данного сечения и в 1.8 раз выше, чем для шарнирно закрепленной балки, что подтверждено и численными экспериментами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сон М.П., Землянухин А.Д., Математическое моделирование фланцевых соединений в расчетном комплексе Ansys // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. – Т.2. – 2017. – С.73-79.
2. Сон М.П. Фланцевые соединения в строительных конструкциях // Вестник ПНИПУ. –2018. – №1–С. 125–135.
3. Володин М.В., Катюшин В.В., Конин Д.В., Олуромби А.Р., Рычков С.П., Нормирование требований к проектированию и приемке фланцевых соединений на основании экспериментальных данных и расчетов // Строительная механика и расчет сооружений. –2020. –№1(288).-С. 62–73.
4. Beam to column flange connection: from elasticity to destruction (theory and experiment) I. Shardakov, A. Shestakov, M. Son , A. Zemlanuhin , G. Kashevarova, I. Glot // ECF22 - Loading and Environmental Effects on Structural Integrity, p 360
5. Моделирование фланцевого соединения в расчетном комплексе ANSYS / М. П. Сон, А. Д. Землянухин // Строительство и архитектура. Опыт и современные технологии. - 2017. - Вып. 9: по материалам IX Всерос. молодеж. конф. аспирантов, молодых ученых и студентов Современные технологии в строительстве. Теория и практика, (Ч.2, сент., 2017 г.)- 8 с.
6. Sumner E. A., Murray T M. Behaviour and design of multi-row extended end- plate moment connections // Proceedings of International Conference Advances in Structures (ASCCA'03). — Sydney, 2003.
7. Undermann D., Schmidt B. Moment Resistance of Bolted Beam to Column Connections with Four Bolts in each Row // Proceedings of IV European Conference on Steel and Composite Structures "Eurosteel 2005".— Maastricht, 2005.
8. Pisarek Z., Kozlowski A. End-plate steel joint with four bolts in the row // Proceeding of the International Conference "Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures"// Gizejowski, Kozlowski, Sleccka & Ziolk (eds.) / Taylor & Francis Group, London, 2006. — pp. 257-826.
9. Sokol Z., Wald F., Delabre V., Muzeau J. P, Svarc M. Design of end plate joints subject to moment and normal force // Eurosteel Coimbra, 2002. — pp. 12191228.
10. Urbonas K., Daniunas A. Behaviour of steel beam-to-beam connections under bending and axial force // Proceedings of 8th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques" (Lithuania, Vilnius, May 19-21, 2004).
11. Cerfontaine F., Jaspert J. P. Analytical study of the interaction between bending and axial force in bolted joints // Eurosteel Coimbra, 2002. — pp. 9971006.
12. Jaspert J. P General report: session on connections // Journal of Constructional Steel Research, 2000. — Vol. 55. — pp. 69-89.
13. Надольский В.В., Статистические характеристики погрешности численных моделей несущей способности для стальных элементов // Строительство и реконструкция. –2023. –№3.-С. 17–34.
14. Федорова Н.В., Колчунов В.И., Бушова О.Б., Расчет параметров деформирования железобетонных рам при разрушении ригелей по наклонному сечению // Строительство и реконструкция. –2023. –№2.-С. 90–100.
15. Ведяков И.И., Конин Д.В., Олуромби А.Р., Нахвальнов П.В. Учет пластических деформаций при расчете фланцевых соединений // Строительные конструкции, здания и сооружения. - №10. – 2021. – с. 9-16.

16. Бузало Н.А., Евтушенко С.И., Черныховский Б.А., Невельский О.В., Экспериментальное исследование фланцевых соединений элементов стального каркаса, получивших повреждения // Строительные материалы. - №10. – 2023. – с. 39-44.
17. Туснин А.Р., Платонова В.Д., Экспериментальные исследования влияния зазоров во фланцевых соединениях на напряженно-деформированное состояние узла. // Вестник МГСУ. - №18. – 2023. – с. 1763-1779.
18. Ведяков И.И., Суслов Л.С., Марисюк А.А., Кашин О.В., Новожилов М. В. Несущая способность стального каркаса многоэтажного модульного здания с учетом жесткости быстросборных соединений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2023. № 6. С. 8–44.
19. Каленов В. В, Соскин А. Г., Евдокимов В. В. Исследования и расчет усталостной прочности фланцевых соединений растянутых элементов конструкций.// Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных строительных конструкциях. Международный colloquium. – 1989. – Труды. Т.2 – С. 41-17.
20. Серпик И.Н., Школяренко Р.О. Влияние наклонных ребер жесткости в узлах соединения двутавров на передачу бимоментов. Строительство и реконструкция. 2021;(3):47-58.
21. Перельмутер А. В., Тур В.В. Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. Vol. 13. Issue 3. Pp. 86-102.

REFERENCES

1. Son M.P., Zemlyanuhin A.D., Matematicheskoe modelirovanie flancevyh soedinenij v raschetnom komplekse Ansys. *Sovremennye tekhnologii v stroitel'stve. Teoriya i praktika.* – Т.2. – 2017. – pp.73-79. (Rus.)
2. Son M.P. Flancevye soedineniya v stroitel'nyh konstrukciyah. *Vestnik PNIPU.* –2018. –Vol. 1–pp. 125–135. (Rus.)
3. Volodin M.V., Katyushin V.V., Konin D.V., Olurombi A.R., Rychkov S.P., Normirovanie trebovanij k proektirovaniyu i priemke flancevyh soedinenij na osnovanii eksperimental'nyh dannyh i raschetov. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij.* –2020. –Vol. 1(288).-pp. 62–73.(Rus.)
4. Beam to column flange connection: from elasticity to destruction (theory and experiment) I. Shardakov, A. Shestakov, M. Son , A. Zemlanuhin , G. Kashevarova, I. Glot. ECF22 - Loading and Environmental Effects on Structural Integrity, p 360
5. Son M.P., Zemlyanuhin A.D., Modelirovanie flancevogo soedineniya v raschetnom komplekse ANSYS. *Stroitel'stvo i arhitektura. Opyt i sovremennye tekhnologii.* - 2017. - Vol. 9: po materialam IX Vseros. molodezh. konf. aspirantov, molodyh uchenyh i studentov *Sovremennye tekhnologii v stroitel'stve. Teoriya i praktika,* (Vol.2, 2017 g.)- p 8.
6. Sumner E. A., Murray T M. Behaviour and design of multi-row extended end- plate moment connections. *Proceedings of International Conference Advances in Structures (ASCCA'03).* — Sydney, 2003.
7. Undermann D., Schmidt B. Moment Resistance of Bolted Beam to Column Connections with Four Bolts in each Row. *Proceedings of IV European Conference on Steel and Composite Structures "Eurosteel 2005".* — Maastricht, 2005.
8. Pisarek Z., Kozlowski A. End-plate steel joint with four bolts in the row. *Proceeding of the International Conference "Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures.* London, 2006. — pp. 257-826.
9. Sokol Z., Wald F., Delabre V., Muzeau J. P, Svarc M. Design of end plate joints subject to moment and normal force. *Eurosteel Coimbra, 2002.* — pp. 12191228.
10. Urbonas K., Daniunas A. Behaviour of steel beam-to-beam connections under bending and axial force. *Proceedings of 8th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques"* (Lithuania, Vilnius, May 19-21, 2004).
11. Cerfontaine F., Jaspert J. P. Analytical study of the interaction between bending and axial force in bolted joints. *Eurosteel Coimbra, 2002.* — pp. 9971006.
12. Jaspert J. P General report: session on connections. *Journal of Constructional Steel Research,* 2000. — Vol. 55. — pp. 69-89.
13. Nadolski V.V., Statistical characteristics of the numerical model uncertainties for steel elements. // *Building and Reconstruction.* –2023. –№3.- pp. 17–34.
14. Fedorova N.V., Kolchunov V.I., Bushova O.B., Calculation of parameters of deformation of reinforced concrete frames during the destruction of crossbars along an inclined section. *Building and Reconstruction.* –2023. –№2.- pp. 90–100.
15. Vedyakov I.I., Konin D.V., Olurombi A.R., Nahval'nov P.V. Uchet plasticheskikh deformatsij pri raschete flancevyh soedinenij. *Industrial and Civil Engineering.* 2021. No. 10. Pp. 9-16. (rus)
16. Buzalo N.A., Yevtushenko S.I., Chernyavsky B.A., Nevelsky O.V., Experimental study of flange connections of damaged steel frame elements. *Building materials.* - No. 10. – 2023. – pp. 39-44.
17. Tustin A.R., Platonova V.D. Influence of gaps in flange joints on the stress-strain state of the unit. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture].* 2023; 18(11):1763-1779. -0935.2023.11.1763-1779.
18. Vedyakov I.I., Suslov L.S., Marisiuk A.A., Kashin O.V., Novozhilov M.V. Bearing capacity of a steel frame of a multi-storey modular building with consideration of the rigidity of quick-assembled connections. *Earthquake engineering. Constructions safety.* 2023, no. 6, pp. 8–44

19. Kalenov V. V., Soskin A. G., Evdokimov V. V. Research and calculation of fatigue strength of flange joints of stretched structural elements. *Bolted and special mounting joints in steel building structures. International Colloquium.* – 1989. – Proceedings. vol.2 – pp. 41-17.
20. Serpik I.N., Shkolyarenko R.O. Influence of inclined stiffeners in i-beam connections on bimoment transferring. *Building and Reconstruction.* 2021;(3):47-58. (In Russ.)
21. Perel'muter A.V., Tur V.V. Gotovy li my perejti k nelinejnomu analizu pri proektirovanii. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering.* 2017. Vol. 13. Issue 3. Pp. 86-102. (rus)

Информация об авторах:

Землянухин Александр Дмитриевич

ФГАОУ ВО «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», г. Пермь, Россия
аспирант.

E-mail: a_zemlyanukhin@bk.ru

Кашеварова Галина Геннадьевна

ФГАОУ ВО «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», г. Пермь, Россия
доктор технических наук, профессор, зав кафедрой строительных конструкций и вычислительной механики.

E-mail: ggkash@mail.ru

Сон Марк Петрович

ФГАОУ ВО «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», г. Пермь, Россия
кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций и вычислительной механики.

E-mail: mark-son.mail.ru

Information about authors:

Aleksandr Zemlyanukhin D.

Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russia,
PHD student.

E-mail: a_zemlyanukhin@bk.ru

Galina Kashevarova G.

Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russia,
doctor of Technical Science, Professor, Head of the Department of *Building Structures and Computational Mechanics*

E-mail: ggkash@mail.ru

Mark Son P.

Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russia,
Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of *Building Structures and Computational Mechanics*

E-mail: mark-son.mail.ru

ВЛ. И. КОЛЧУНОВ^{1,2}, Н.В. ФЁДОРОВА¹, Т.А. ИЛЬЮЩЕНКО³¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Ярославское шоссе, 26, Россия² Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, 127238, г. Москва, Локомотивный проезд, 21, Россия³ Курский государственный университет (КГУ), г. Курск, ул. Радищева, д.33, Россия

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ОКОЛОАРМАТУРНОЙ ОБЛАСТИ

Аннотация. Решена актуальная задача сопротивления околоарматурной зоны бетона, как задача объемного напряженно-деформированного состояния с «замыканием» выходных интегральных параметров этой зоны на стержневую схему всего железобетонного элемента синтезирующей в себе гипотезы и зависимости механики железобетона и механики разрушения. В расчетной модели железобетонного элемента учтен эффект железобетона проф. Вл.И. Колчунова, описывающий механизм образования и развития поперечных и продольных трещин. При этом приняты обобщенные гипотезы линейных и угловых деформаций для деформации и градиентов относительных взаимных смещений арматуры и бетона. Построены новые функционалы железобетона, которые согласуются с физическими представлениями о сопротивлении поперечных сечений стержневых элементов в околоарматурных зонах. Записаны физические уравнения для бетонной матрицы, моделирующей зоны между поперечными трещинами. Найдены составляющие перемещений для околоарматурной области применительно к ширине раскрытия трещин на границе контакта «бетон-арматура» в поперечных, продольных и радиальных трещинах, соответственно. В принятых предположениях Использование принятых предположений и многоуровневой расчетной схемы для околоарматурной области заметно приближает расчетную модель к реальной оценке физических явлений.

Ключевые слова: расчетная модель, сопротивление железобетона, околоарматурная область, цилиндрические координаты, эффект железобетона, линейные и угловые деформации, обобщенная гипотеза.

VL. I. KOLCHUNOV^{1,2}, N.V. FEDOROVA¹, T. A. ILUSHCHENKO³¹ Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), 26, Yaroslavskoye Shosse, Moscow, Russian Federation² Scientific Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences 21 Lokomotivnyy Proezd, Moscow, 127238, Russian Federation³ Kursk State University (KSU), 33 Radishcheva street, Kursk, Russian Federation

DEVELOPMENT OF THE REINFORCED CONCRETE RESISTANCE THEORY IN THE ZONE ABOUT REINFORCEMENT

Abstract. The actual problem of resistance of near-reinforcement zone of concrete is solved as a problem of volumetric stress-strain state with "closure" of output integral parameters of this zone on the rod scheme of the whole reinforced concrete element synthesizing hypotheses and dependencies of various disciplines of mechanics of solid deformation body, including fracture mechanics. The calculation model of the reinforced concrete element takes into account the effect of reinforced concrete of prof. V.I. Kolchunov describing the mechanism of formation and development of transverse and longitudinal cracks. In this case, generalized hypotheses of linear and angular deformations for warping and gradients of jumps of relative mutual displacements of reinforcement and concrete are adopted. New functionals of reinforced concrete are constructed, which are consistent with the ideas about resistance of cross-sections of rod elements in near-reinforcement zones. Physical equations for a concrete matrix modeled between transverse cracks are written.

© Колчунов Вл.И., Фёдорова Н.В., Ильющенко Т.А., 2024

The displacement components for the near-reinforcement area are found in relation to the crack opening width at the boundary of the "concrete-reinforcement" contact in transverse, longitudinal and radial cracks, respectively. The use of the accepted assumptions and multi-level calculation scheme for the near-reinforcement region significantly brings the calculation model closer to a real assessment of physical phenomena.

Keywords: calculation model, resistance of reinforced concrete, near-reinforcement region, cylindrical coordinates, effect of reinforced concrete, linear and angular deformations, generalized hypothesis

Введение

Механика железобетона является основой при обеспечении механической безопасности конструкций зданий и сооружений в условиях новых вызовов техногенного природного и террористического характера. Одной из ключевых и крайне противоречивых проблем современной теории железобетона является проблема раскрытия трещин. В последние два-три десятилетия для ее решения накоплена значительная информация о механике деформирования и трещинообразования в железобетоне, в том числе в российских [1-4], зарубежных [5-6] работах и нормативных документах [7-12]. За это время разработано множество моделей, связанных с большим числом теоретических и экспериментальных исследований, в числе которых можно отметить работы российских [13-15] и зарубежных [16-18] ученых, в том числе экспериментальные исследования по изучению сцепления арматуры с бетоном [19-20]. В исследовании [21] с использованием программных комплексов получены результаты связи между параметрами закона сцепления и факторами, влияющими на сцепление. В последние два десятилетия в рамках такой концепции и на общей методологической основе проводятся исследования по этой проблеме и под руководством автора [22-27]. В связи с этим целью исследования является построение расчетной модели сцепления арматуры с бетоном с учетом физической нелинейности и наличия поперечных трещин, а также с использованием двухуровневой расчетной схемы: на первом уровне весь железобетонный элемент рассчитывается как стержень, на втором уровне рассматривается объемное напряженно-деформированное состояние околоарматурной зоны с использованием ряда параметров, полученных из расчетной схемы первого уровня.

Материалы и методы

Совместность работы бетона и арматуры в железобетонном элементе обеспечивается околоарматурной зоной. Это местная зона бетона, непосредственно прилегающая к боковой поверхности арматурного стержня и заканчивающаяся (согласно принципу Сен-Венана) на некотором радиальном расстоянии t_b (рисунок 1). Поэтому решение задачи будем вести в цилиндрических координатах. Положительные направления этих координат приведены на рисунке 1.

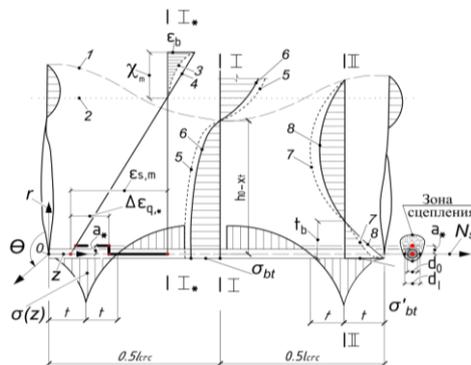


Рисунок 1 - К анализу экспериментальных и численных исследований при решении задачи определения напряженно-деформированного состояния околоарматурной зоны в окрестностях характерных сечений

Теоретическому решению рассматриваемой задачи предшествовал целый ряд экспериментальных и численных исследований [1-3; 10-12; 14; 18; 26]. В результате экспериментальных исследований (с использованием для измерения деформаций непрерывных цепочек тензорезисторов) получена качественная картина деформаций бетона вдоль оси Z (рисунок 1).

В результате таких исследований удалось выяснить не только качественный характер распределения деформаций бетона, арматуры и их взаимных смещений в околоарматурной зоне вдоль оси Z , но и получить теоретическое решение для определения ряда параметров напряженно-деформированного состояния стержневого железобетонного элемента с учетом физической нелинейности и наличия поперечных трещин.

Таким образом, первой особенностью приведенного ниже решения объемного напряженно-деформированного состояния околоарматурной зоны является то, что здесь используется многоуровневая расчетная схема: на первом уровне весь железобетонный элемент рассчитывается как стержень, на втором уровне рассматривается объемное напряженно-деформированное состояние околоарматурной зоны с использованием ряда параметров, полученных из расчетной схемы первого уровня. В свою очередь выходные интегральные параметры расчетной схемы второго уровня на следующем этапе итерации оказывают влияние на параметры расчетной схемы первого уровня. Такой подход возможен, например, при использовании традиционного для железобетона параметра ψ_s , который позволяет для расчетной схемы первого уровня уточнять среднее значение ее параметров без изменения этой схемы.

Второй важной особенностью предлагаемого решения является то, что после образования трещин (как поперечных, так и продольных), к расчету привлекаются гипотезы механики разрушения.

Результаты и обсуждение

Решение будем вести с учетом физической нелинейности и специфики бетона, заключающейся в его разном сопротивлении растяжению и сжатию. Для расчета принимаем диаграммы связи $\sigma_{bi}—\varepsilon_{bi}$, $\mu(\lambda)—\varepsilon_{bi}$, $\sigma_{br}—\omega$.

Проецирование диаграммы $\sigma_{bi}—\varepsilon_{bi}$ на оси $\tau_{rz}—\gamma_r$ позволяет установить связь между касательными напряжениями и относительными сдвигами или, при введении местного сдвига, - между относительными взаимными смещениями арматуры и бетона ε_q . Здесь важно подчеркнуть, что так как напряжения в бетоне околоарматурной зоны, прилегающей к трещине, в поперечном сечении железобетонного элемента являются сжимающими (см. рисунок 1), то касательные напряжения будут обусловлены верхней ветвью диаграммы деформаций. Это весьма существенно отразится на максимальной величине касательных напряжений. Так, зоны максимальных касательных напряжений сцепления сосредотачиваются в непосредственной близости от поперечных трещин. Поэтому, с одной стороны, чем большее количество поперечных трещин пересекает арматурный стержень, тем лучше обеспечивается его сцепление с бетоном в околоарматурных зонах (до наступления текучести в арматуре или образования радиальных трещин). С другой стороны, с увеличением нагрузки сцепление бетона и арматуры на участке между трещинами (при $z_l=0,5l_{erc}$) сначала увеличивается, а затем, в силу особенностей деформирования бетонной матрицы (рисунок 1, 2) начинает уменьшаться. Во-первых, это связано с тем, что на этих участках напряжения в бетоне околоарматурной зоны в поперечном сечении железобетонного элемента являются растягивающими. Это отражается как на текущей величине касательного напряжения, так и на его возможном максимуме. Во-вторых, по мере появления поперечных трещин участок и величина растягивающих напряжений между трещинами уменьшаются. С учетом отмеченного особое внимание при решении рассматриваемой задачи требуется два выделенных сечений (рисунок 1, 2), находящихся на расстояниях $z=t$ и $z=z_l$. Примем

дополнительную предпосылку, касающуюся околоарматурных зон, прилегающих к сечениям I—I и II—II, в которых необходимо определить напряженно-деформированное состояние бетона. Эпюра деформаций растянутого бетона в поперечном сечении I—I и сжатого бетона околоарматурной зоны в сечении II—II принимаются линейными. Данная предпосылка согласуется с представлениями о сопротивлении поперечных сечений стержневых элементов и подтверждается многочисленными экспериментами. Напряжения σ_{bt} и σ'_{bt} (см. рисунок 1) в стержневом железобетонном элементе определяются из условий равновесия моментов в сечении I—I и II—II относительно точки приложения равнодействующей сжатого бетона. Значения деформаций $\varepsilon_b(z)$ в сечениях I—I и II—II определяются с учетом несовместности деформаций бетона и арматуры. Обозначим их соответственно через $\varepsilon_{z,I}$ и $\varepsilon_{z,II}$. С использованием диаграммы $\sigma_{bi}-\varepsilon_{bi}$ для сечения I—I находится напряжения $\sigma_{z,I}(r)$. Учитывая, что рассматриваются деформации и напряжения вдоль оси z, диаграммы проецируются на эту ось. Поскольку известно, что криволинейные участки диаграммы описываются квадратной параболой и имеются координаты конечных точек этих парабол ($\varepsilon_{z,I}$ и σ_{bt} , $\varepsilon_{z,II}$ и σ_b), то угол между рассматриваемыми осями необходим лишь для уточнения начального модуля диаграммы $\sigma_{b,z} - \varepsilon_{b,z}$:

$$E_{b,z} = \phi E_b, \tag{1}$$

где ϕ — коэффициент, учитывающий сложное напряженное состояние и наличие касательных напряжений вдоль оси z [28].

При этом величина касательных напряжений сцепления и нормальных напряжений $\sigma_{b,z}$ определяется при нагрузке, составляющей 0,2 от момента трещинообразования ($M_{cr,c}$). После подстановки выражения для определения деформаций в сечении I—I в выражение для определения напряжений в этом же сечении будем иметь следующее уравнение:

$$\sigma_{z,I}(r) = k_1 \varepsilon_{z,I}^2 \cdot (-\varepsilon_{z,I} + \Delta\varepsilon_q)^2 \cdot \left(1 - \frac{r}{h_0 - x_t - a_*}\right)^2 + \phi E_b \varepsilon_{z,I} \cdot (-\varepsilon_{z,I} + \Delta\varepsilon_q) \cdot \left(1 - \frac{r}{h_0 - x_t - a_*}\right). \tag{2}$$

Здесь $k_1 = \frac{\sigma_{bt} - \phi E_b \varepsilon_{z,z}}{\varepsilon_{z,I}^2}$; $D = -\varepsilon_{z,I} + \Delta\varepsilon_q$; $t_1 = h_0 - x_t - a_*$.

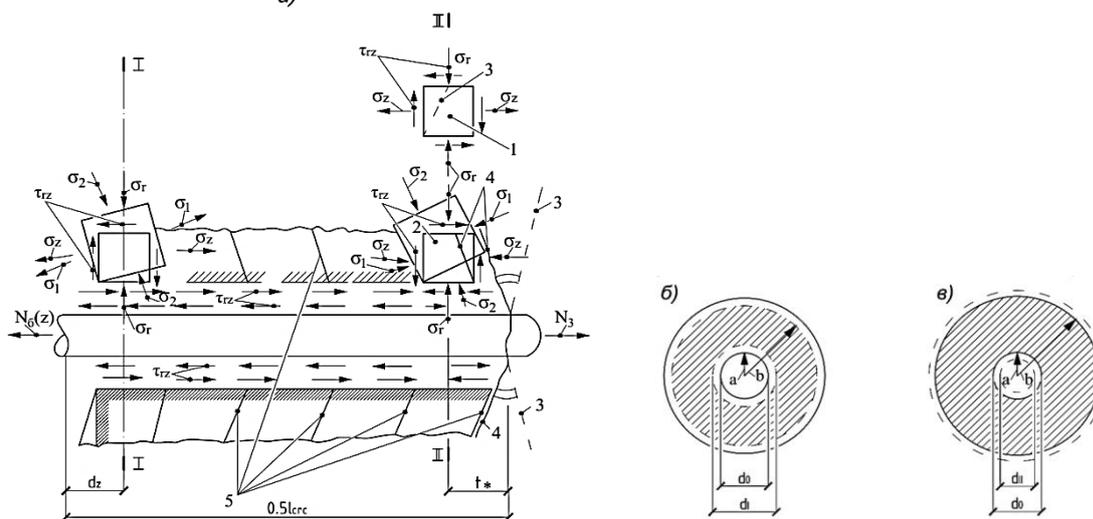


Рисунок 2 - Схема напряженного состояния околоарматурной зоны (а) и деформирование бетонной матрицы в сечениях I—I и II—II соответственно (б, в): 1, 2 — НДС до и после образования трещин соответственно; 3, 4 — направление микротрещин и макротрещин соответственно; 5 — деформирование бетона

Рассмотрим теперь основные уравнения для околоарматурной зоны применительно к случаю, когда имеются лишь поперечные трещины, а продольных и радиальных трещин еще нет.

Учитывая, что рассматриваемая задача осесимметрична, то значения $\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta}$, $\tau_{\theta r}$ и τ_{0z} равны нулю и уравнения равновесия в цилиндрических координатах примут вид:

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{zr}}{r} = 0; \quad (3)$$

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0. \quad (4)$$

Упростятся и геометрические соотношения Коши, так как составляющие перемещения v и деформаций $\gamma_{r\theta}$, $\gamma_{\theta z}$ в силу симметрии также равны нулю. Остальные компоненты деформаций имеют вид:

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}; \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}; \quad \gamma_{rz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r}. \quad (5)$$

Физические уравнения для бетонной матрицы, моделируемой между поперечными трещинами упругопластичным изотропным телом, запишем в виде:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E(\lambda)} [\sigma_r - \mu(\lambda)(\sigma_z + \sigma_\theta)]; \quad (6)$$

$$\gamma_{rz} = \frac{\tau_{rz}}{\zeta(\lambda)}, \quad (7)$$

где $E(\lambda)$, $\zeta(\lambda)$ и $\mu(\lambda)$ — соответственно, упругопластические модули деформаций и коэффициент поперечных деформаций для бетона.

Следует подчеркнуть, что для выражения (2), включенного во вторые круглые скобки, сначала выполняется дифференцирование по z , а уже потом оно вычисляется при $z = z_1$.

Тогда применительно к околоарматурной зоне между поперечными трещинами уравнение (3) с учетом выражения (2) примет вид:

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + A_{1,I} \cdot D^2 \cdot \left(1 - \frac{r}{t_1}\right)^2 + A_{2,I} \cdot D \cdot \left(1 - \frac{r}{t_1}\right) + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0. \quad (8)$$

Здесь можно ввести следующее обозначение:

$$\left(\frac{\partial k_1}{\partial z} \varepsilon_z^2 + 2k_1 \varepsilon_z \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial z} \right) \Big|_{z=z_1} = A_{1,I}; \quad \varphi E_b \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial z} \Big|_{z=z_1} = A_{2,I}; \quad t_1 = h_0 - x_t - a_*$$

Решение дифференциального уравнения (8) будем искать в виде произведения двух функций от r :

$$\tau_{rz} = u(r)v(r). \quad (9)$$

После дифференцирования обеих частей равенства (9) и подстановки их в уравнение (8) получим:

$$u \left(\frac{\partial v}{\partial r} + \frac{v}{r} \right) + v \frac{\partial u}{\partial r} = -A_{1,I} \cdot D^2 \cdot \left(1 - \frac{r}{t_1}\right)^2 - A_{2,I} \cdot D \cdot \left(1 - \frac{r}{t_1}\right). \quad (10)$$

Выберем функцию v такой, чтобы выражение в круглых скобках левой части уравнения (10) равнялось нулю. Тогда после разделения переменных в этом выражении получим:

$$\frac{\partial v}{v} = -\frac{\partial r}{r}, \quad (11)$$

а после интегрирования — $v = r^{-1}$.

Подставляя найденное значение $v(r)$ в уравнение (10) и выполняя алгебраические преобразования и операцию интегрирования, получим:

$$u(r) = A_{1,I} \left(-\frac{D^2 \cdot r^2}{2} + \frac{2 \cdot D^2 \cdot r^3}{3t_1} - \frac{D^2 \cdot r^4}{4t_1^2} \right) + A_{2,I} \left(-\frac{D \cdot r^2}{2} + \frac{D \cdot r^3}{3t_1} \right) + C_1. \quad (12)$$

После подстановки $v(r)$ и $u(r)$ в уравнение (9) получим:

$$\tau_{rz} = r^3 A_{3,I} + r^2 A_{4,I} + r A_{5,I} + \frac{C_1}{r}. \quad (13)$$

Здесь

$$A_{3,I} = -\frac{A_{1,I}}{4t_1^2}; \quad A_{4,I} = -\frac{2D^2}{3t_1} + \frac{A_{2,I} \cdot D}{3t_1}; \quad A_{5,I} = A_{1,I} \left(-\frac{D^2}{2} \right) + A_{2,I} \left(-\frac{D}{2} \right). \quad (14)$$

Постоянная интегрирования C_1 определяется из условия, в соответствии с которым при $r=a^*$, $\tau_{rz}=\tau_{r,I}$. Здесь $\tau_{r,I}$ касательные напряжения в сечении I—I, известные из решения стержневого железобетонного элемента при несовместных деформациях бетона и арматуры [28].

Тогда

$$C_1 = A_{1,I} \frac{a_*^2}{(a_*-1)} \left(D^2 a_* - \frac{D^2 \cdot a_*^2}{t_1} + \frac{D^2 \cdot a_*^3}{3t_1^2} \right) + A_{2,I} \frac{a_*^2}{(r-1)} \left(D a_* - \frac{D \cdot a_*^2}{t_1} \right) - a_*^4 \cdot A_{3,I} - a_*^3 \cdot A_{4,I} - a_*^2 \cdot A_{5,I}. \quad (15)$$

Применительно к околоарматурной зоне, прилегающей к поперечной трещине (сечения II—II), уравнение (13) будет иметь аналогичный вид. При этом

$$\left(\frac{\partial k_2}{\partial z} \varepsilon_z^2 + k_2 2\varepsilon_z \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial z} \right) \Big|_{z=z_{II}} = A_{1,II}; \quad \phi E_b \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial z} \Big|_{z=z_{II}} = A_{2,II}. \quad (16)$$

Отличие параметров $A_{3,II}$ — $A_{5,II}$ и C_2 будет заключаться в том, что в зависимостях (14) и (15) вместо t_1 следует вставить t_b .

Далее, располагая компонентами напряженного состояния τ_{rz} , можно переходить к рассмотрению второго дифференциального уравнения равновесия (4). Задачу проще решать в напряжениях. Из уравнения для определения деформаций в сечении I—I следует, что:

$$\sigma_\theta = \frac{1}{\mu(\lambda)} (\sigma_z - \varepsilon_z E(\lambda)) - \sigma_r. \quad (17)$$

Подставив выражения (17) и (13) в уравнение (4), получим дифференциальное уравнение, которое после алгебраических преобразований примет вид:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + r^3 B_1 + r^2 B_2 + r B_{10} + \frac{1}{r} B_{11} + \frac{2\sigma_r}{r} = B_{12}. \quad (18)$$

Здесь значения параметров B_1 - B_7 определяются согласно [28].

Решение дифференциального уравнения (18) также будем отыскивать в виде произведения двух функций, которое после ряда аналогичных преобразований сводится к следующему выражению:

$$\sigma_r = -\frac{r^4 B_1}{4} - \frac{r^3 B_2}{5} - \frac{r^2 B_{10}}{4} - \frac{B_{11}}{2} + \frac{r B_{12}}{3} + \frac{C_2}{r^2}. \quad (19)$$

Постоянную интегрирования C_2 определяем из условия, в соответствии с которым при $r = b^*$, $\sigma_r = 0$:

$$C_2 = \frac{b_*^6 B_1}{6} + \frac{b_*^5 B_2}{5} + \frac{b_*^4 B_{10}}{4} - \frac{b_*^3 B_{12}}{3} + \frac{b_*^2 B_{11}}{2}. \quad (20)$$

Здесь параметр b^* находится из условия, в соответствии с которым при $r = b^*$ местные напряжения τ_{rz} в зоне, прилегающей к арматуре, практически затухают т.е. их значения приближаются к нулю. Тогда из уравнения (13) следует:

$$b_*^3 A_{3,I} + b_*^2 A_{4,I} + b_* A_{5,I} + \frac{C_1}{b_*} = 0. \quad (21)$$

Зависимость (21) можно использовать для определения параметра b^* . Учитывая, что градиент изменения этой функции весьма существен, то даже небольшие изменения b^* приводят к значительным изменениям напряжений τ_{rz} . Численные исследования показывают, что при $b^*=3...4$ значения τ_{rz} можно считать приближающимися к нулю. Более того, при $b^*>4$ наружный радиус околоарматурной зоны можно считать бесконечно большим (с

погрешностью менее 6%). При этом решение уже не связывается с формой внешнего контура. Таким образом, формулы (13), (17), (19) характеризуют распределение напряжений для околоарматурной зоны с любой формой внешнего контура поперечного сечения железобетонного элемента.

Зная составляющие напряжений $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{rz}$, определяем составляющие деформаций по формулам (6), (7). Затем находим составляющие перемещений из зависимости Коши (5):

$$u = \int \varepsilon_r dr + f_1(z); \quad (22)$$

$$w = \int \varepsilon_z dz + f_2(r); \quad (23)$$

$$\gamma_{rz} = \frac{\tau_{rz}}{G(\lambda)} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r}. \quad (24)$$

Здесь $\varepsilon_r, \varepsilon_z$ определяются в соответствии с уравнением (6), а τ_{rz} — по уравнению (13). Подставляя в уравнение (6) значения σ_z, σ_θ и σ_r из зависимостей (2), (17) и (19) и выполняя алгебраические преобразования с учетом (22) и (23), получим значения перемещений u, w . После подстановки последних и напряжений из уравнения (19) в уравнение (24) с учетом интегрирования уравнений получим:

$$u = D_1 + C_3 z + C_5; \quad (25)$$

$$w = D \cdot \left(1 - \frac{r}{t_1}\right) \left(\int \varepsilon_{z,l} dz\right) |z - z, I + \eta_1 \frac{r^6}{6} + \eta_2 \frac{r^5}{5} + \eta_3 \frac{r^4}{4} + \eta_4 \frac{(r-a)^4}{4} + \eta_5 \frac{r^3}{3} + \eta_6 \frac{r^2}{2} - 2C_1 \frac{1+\mu(\lambda)}{E(\lambda)} \ln r - C_4 r + C_6. \quad (26)$$

Здесь значения $\eta_1 - \eta_8, C_1 - C_6, D_1, E_1, H_1$ определяются согласно [28].

Применительно к околоарматурной зоне, прилегающей к поперечной трещине (сечение II—II), уравнения (13)—(26) будут иметь аналогичный вид. При этом используется уравнение (16), и в этих уравнениях вместо $\varepsilon_{z,l}, A_{l,l}, t_l, \tau_{z,l}, \varepsilon_{q,l}$ соответственно подставляются значения $\varepsilon_{z,II}, A_{l,II}, t_b, \tau_{z,II}, \varepsilon_{q,II}$.

Во всех приведенных выше формулах модуль деформаций $E(\lambda)$ и коэффициент $\mu(\lambda)$ определяются на основании диаграмм $\sigma_{bi} - \varepsilon_{bi}$ и μ . Деформации определяются по формуле:

$$\varepsilon_{bi} = \frac{\sqrt{2}}{2[1+\mu(\lambda)]} \sqrt{(\varepsilon_z - \varepsilon_r)^2 - (\varepsilon_r - \varepsilon_e)^2 + (\varepsilon_e - \varepsilon_z)^2 + \frac{3}{2} \gamma_{rz}^2}. \quad (27)$$

Напряжения σ_{bi} определяются по величине деформаций бетона ε_{bi} . Тогда

$$E(\lambda) = \frac{\sigma_{bi}}{\varepsilon_{bi}}. \quad (28)$$

Для коэффициента $\mu(\lambda)$ используется более сложная зависимость:

- при $\varepsilon_{bi} < \varepsilon_{crc,c}$ значение $\mu(\lambda)$ равно 0,2;
- при $\varepsilon_{crc,c} < \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{crc,v}$ значение $\mu(\lambda)$ вычисляется по формуле:

$$\mu(\lambda) = 0,2 + 0,3 \frac{\varepsilon_{bi} - \varepsilon_{crc,c}}{\varepsilon_{crc,v} - \varepsilon_{crc,c}}; \quad (29)$$

- при $\varepsilon_{crc,v} < \varepsilon_{bi} < \varepsilon_v$ значение $\mu(\lambda)$ равно 0,5;
- при $\varepsilon_v < \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{bu}$ значение $\mu(\lambda)$ вычисляется по формуле:

$$\mu(\lambda) = 0,5 - (0,5 - \mu_b) \frac{\varepsilon_{bi} - \varepsilon_v}{\varepsilon_{bu} - \varepsilon_v}. \quad (30)$$

Здесь параметры бетона $\varepsilon_{bi}, \varepsilon_{bu}$ принимаются по таблицам, параметры ε_v, μ_b определяются в соответствии с диаграммами $\sigma_{bi} - \varepsilon_{bi}$.

Учитывая, что получено аналитическое решение для околоарматурной зоны, то проецирование диаграммы $\sigma_{bi} - \varepsilon_{bi}$ на любые оси, например на оси $\sigma_z - \varepsilon_z$, не вызывает затруднений.

Продольные трещины (рисунок 3, а) исключают сопротивление сцеплению при $\Delta u \leq \omega_u$, где ω_u определяется из зависимостей механики разрушения. Ширина раскрытия продольных трещин вычисляется по формуле:

$$a_{cr,c} = \Delta u = u_b - u_s, \quad (31)$$

где u_b и u_s — соответственно радиальные перемещения бетона и арматуры при $r = a$.

При этом через граничные условия имеется возможность учитывать особенности, связанные с нарушением сплошности на границе контакта бетон—арматура.

Продольные трещины, проходящие вдоль поверхности сцепления бетона и арматуры, наиболее важны в смысле обеспечения сцепления этих материалов. Перемещение u_b определяется по формуле (25) при $r = a$. Перемещения u_s определяются по формуле:

$$u_s = \int_0^a \varepsilon_{rs} dr. \quad (32)$$

Здесь

$$\varepsilon_{rs} \approx \mu_s \frac{\sigma_{si}(z)}{E_s}. \quad (33)$$

Более точные значения $\varepsilon_{r,s}$ и u_s можно получить, используя особенности предложенного здесь решения для околоарматурной зоны применительно к арматурному стержню. Однако, как показывает численный анализ, влияние составляющих напряжений σ_{rs} и $\sigma_{\theta s}$ на величину ε_{rs} менее 3%. Поэтому при решении рассматриваемой задачи этим влиянием для упрощения расчетных формул логично пренебречь.

Тогда из (5) после интегрирования получим:

$$u_s = \frac{\mu_s \sigma_{si}(z)}{E_s} \quad (34)$$

Постоянную интегрирования определяем из условия, в соответствии с которым при $r=0, u_s=0$. Тогда $C=0$.

Значение u_s по формуле (34) вычисляется при $r=a$.

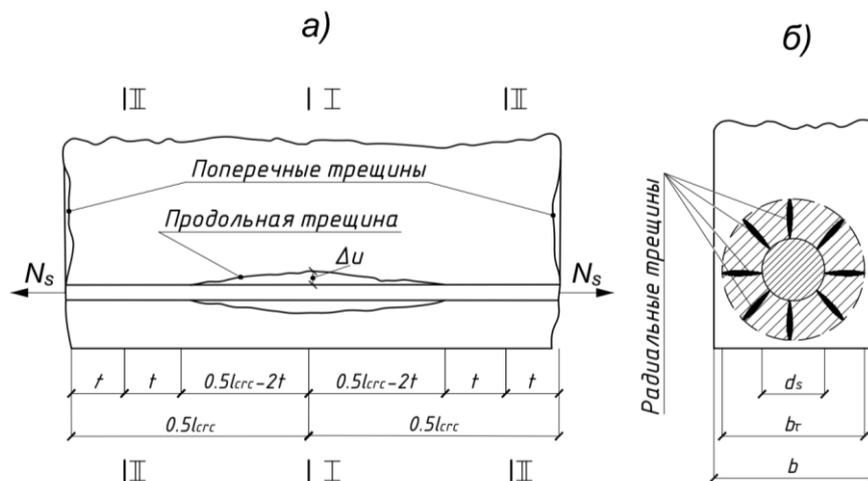


Рисунок 3 - К анализу продольных трещин в окрестности сечения I—I (а) и характер разрушения от радиальных трещин в окрестности сечений II—II (б)

Продольные трещины появляются, как правило, в околоарматурных зонах, расположенных между поперечными трещинами, за счет разности радиальных перемещений бетона и арматуры в месте их контакта (см. рисунок 3,а). Профиль продольной трещины близок к треугольнику с ее максимальным раскрытием между поперечными трещинами (сечение I—I) и нулевым — на расстоянии $2t^*$ от поперечных трещин. При этом будем полагать, что на участке магистральной продольной трещины при $\Delta u \geq \omega_u$ сцепление между бетоном и арматурой отсутствует. Однако если за счет сцепления бетона и арматуры на других участках, прилегающих к поперечным трещинам (где $\Delta u < \omega_u$), обеспечивается сопротивление конструкции по жесткости и прочности, то, учитывая, что наличие продольных трещин у поверхности арматуры не нарушает защитный слой бетона, эксплуатация конструкции может быть продолжена.

Предлагаемый расчетный аппарат позволяет обнаруживать расчетом не только поперечные трещины, но и продольные, и радиальные. Учитывая, что схема нагружения от σ_0 не вызывает торможения трещин в их вершине, то появление радиальных трещин приводит практически к исключению сопротивления сцепления в этой зоне, т. е. к ее разрушению при $a_{ср,г} \geq \omega_u$. Защитный слой разрушается, арматура оголена, поэтому дальнейшая эксплуатация конструкции должна быть запрещена, даже если ее сопротивление за счет других участков не исчерпано и она соответствует известным критериям, предъявляемым нормами по прочности и жесткости. Разрушение от радиальных трещин (рисунок 3) характерно для околоарматурных зон, прилегающих к поперечной трещине. Здесь также возможно (в зависимости от конструктивных особенностей) разрушение от раздавливания бетона околоарматурной зоны. При этом значение ε_i вычисляется по формуле (27), где составляющие деформаций вычисляются при $z=z_{II}$ и $r=a$.

Заметим, что предлагаемое решение в напряжениях имеет преимущество по сравнению с аналогичным решением в перемещениях. Последнее даже в рамках принятых предпосылок приводит к неоднородному дифференциальному уравнению второго порядка с большим количеством частных решений, что явно усложняет расчет. Попытка же отказаться от использования многоуровневой расчетной схемы настолько усложняет решение задачи объемного напряженно-деформированного состояния в рассматриваемой зоне, что аналитически оно становится неразрешимым. В итоге решение возможно лишь вариационными методами. Сравняя рассмотренный подход с вариационными методами решения, позволяющими получать приближенное решение дифференциальных уравнений с точностью, достаточной для инженерных расчетов, отметим, что предлагаемое решение прежде всего проще. Тем не менее, применительно к рассматриваемой задаче для стержневых железобетонных элементов это решение не уступает в точности вариационным методам при задании в последних достаточно большого количества независимых функций и членов соответствующих рядов. Вместе с тем даже при таком уточненном подходе известные методы не позволяют учесть особенностей нарушения сплошности бетонной матрицы при появлении в ней трещин. Гипотезы и методы механики разрушения до настоящего времени еще не нашли здесь должного применения. Это же можно отметить и по отношению к учету несовместности деформаций бетона и арматуры.

Таким образом, дифференцированный подход к анализу НДС околоарматурной зоны позволяет ввести более обоснованные критерии эксплуатации железобетонных конструкций с учетом не только поперечных, но также продольных и радиальных трещин. При этом учет специфики и отмеченных особенностей сопротивления бетона околоарматурной зоны (в том числе несовместности деформаций бетона и арматуры) заметно приближает расчет к реальной оценке происходящих здесь физических явлений. В то же время предложенная методика сохраняет относительную простоту расчета и его физическую суть, а, следовательно, и инженерную обозримость.

Выводы

1. Решена актуальная задача сопротивления околоарматурной зоны бетона, как задача объемного напряженно-деформированного состояния с «замыканием» выходных интегральных параметров этой зоны на стержневую схему всего железобетонного элемента. Не смотря на сложность такой задачи, с учетом совместности деформаций бетона и арматуры и нарушения сплошности бетона, решение записанных при этом дифференциальных уравнений полученного в замкнутом аналитическом виде.

2. Важной особенностью предлагаемого решения задачи являются гипотезы механики разрушения и установленного автором деформационного эффекта железобетона, а также учет как поперечных, так и продольных трещин. При этом разработаны обобщенные продольные и угловые деформации гипотез для депланаций, скачки от относительных взаимных смещений арматуры и бетона ε_q .

3. Записаны физические уравнения для бетонной матрицы, моделируемой поперечными трещинами упругопластическим изотропным телом. Решение получено с учетом физической специфики бетона, заключающейся в его разном сопротивлении растяжению и сжатию его параметров.

4. Разработанный дифференцированный подход к анализу НДС околоарматурной области позволяет применительно к арматурному стержню и матрицы бетона, вести более обоснованные критерии эксплуатации железобетонных конструкций с учетом не только поперечных, но и продольных и радиальных трещин. Здесь напряжения σ_{θ} не вызывает торможение трещин в их вершине, а появление радиальных трещин приводит практически к исключению сопротивления сцепления в этой зоне и к ее разрушению при $a_{cr,c,r} \geq \omega_u$. При этом защитный слой разрушается, арматура оголена, поэтому дальнейшая эксплуатация конструкции должна быть запрещена, даже если ее сопротивление за счет других участков не исчерпано, и она соответствует известным критериям, предъявляемым нормами по прочности, жесткости и трещиностойкости для характерного разрушения от радиальных трещин.

5. Сравнивая предложенный подход с вариационными методами решения, позволяющими получать лишь приближенное решение дифференциальных уравнений, где присутствует достаточно большое количество независимых функций и членов соответствующих рядов, предлагаемое решение с использованием многоуровневой расчетной схемы не усложняет объемного напряженно-деформированного состояния в рассматриваемой зоне. В таком дифференцированном подходе гипотезы и методы механики разрушения позволяют вести более обоснованные критерии эксплуатации железобетонных конструкций с учетом не только поперечных, но также продольных и радиальных трещин. При этом учет специфики отмеченных особенностей сопротивления бетона околоарматурной зоны заметно приближает расчет к реальной оценке происходящих здесь физических явлений. В то же время предложенная методика сохраняет относительную простоту расчета и инженерную обзорность.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. В.М. Бондаренко, Вл.И. Колчунов. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: Изд-во АСВ, 2004. 472 с.
2. А.Б. Гольшев, Вл.И. Колчунов. Сопротивление железобетона. – К.: Основа, 2009. 432 с.
3. Н.И. Карпенко. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. 410 с.
4. ACI Committee 318-14. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. - Farmington Hills, Mich: American Concrete Institute, 2014. - 519 p.
5. EN 1992-1-2: 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004. - 225 p.
6. CEB (Comité Euro-International du Béton). CEB-FIP Model Code 2010: Model Code for concrete structures. Ernst & Sohn, Wiley, Berlin, Germany, 2013. - 434 p.
7. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск, 2020. – 236 с.
8. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.– М.: Минстрой России, 2018. – 152 с.
9. Пособие по расчету железобетонных элементов, работающих на кручение с изгибом. – М.: Минстрой России, 2020. – 96 с.
10. Frosch R. J. Another look at cracking and crack control in reinforced concrete // ACI Structural Journal, 1999. № 96(3). Pp. 437–442.
11. Мурашев В.И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона. - Изд – во: Машстройиздат, 1950. С. 269.
12. Thomas F. G. Cracking in reinforced concrete // The Structural Engineer. 1936. №14. Pp. 298–320.
13. Iakovenko I., Kolchunov Vl. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. Journal of Applied Engineering Science. 2017. Vol.15(455). Pp. 366–375. <http://doi.org/10.5937/jaes15-14662>
14. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov Vl.I., Kaprielov S.S., Demyanov A.I., Bulkin S.A., Moskovtseva V.S. Results of experimental studies of high-strength fiber reinforced concrete beams with round cross-

- sections under combined bending and torsion. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020. Vol. 16(4). Pp. 290–297. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-290-297>
15. Ключева Н. В., Яковенко И. А., Усенко Н. В. К расчету ширины раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях // *Промышленное и гражданское строительство*. 2014. №1. С. 37–40
 16. Dem'yanov, A.I., Yakovenko, I.A., Kolchunov, V.I. The development of universal short dual-console element for resistance of reinforced concrete structures under the action torsion with bending // *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii, Seriya Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennost'is*. 2017. № 370(4). Pp. 246–251.
 17. Травуш В.И., Кашеварова Г. Г., Мартиросян А. С., Кузьминых В. С. Изучение процесса разрушения связей сцепления при вдавливании стержня жесткой арматуры в бетон\Часть 1: Экспериментальные исследования // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2016. Т. 12. №. 1. С. 140-146.
 18. Dey A., Valiukas D., Jakubovskis R., Sokolov A., Kaklauskas G. Experimental and Numerical Investigation of Bond-Slip Behavior of High-Strength Reinforced Concrete at Service Load // *Materials*. 2021. Т. 15. №. 1. С. 293.
 19. Bado M. F., Casas J. R., Kaklauskas G. Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete members for reinforcement strain monitoring, crack detection and bond-slip calculation // *Engineering Structures*. 2021. № 226. P. 111385.
 20. Kaklauskas G., Sokolov A., Sakalauskas K. Strain compliance crack model for RC beams: primary versus secondary cracks // *Engineering Structures*. 2023. №. 281. P. 115770.
 21. Rimkus A., Cervenka V., Gribniak V., Cervenka J. Uncertainty of the smeared crack model applied to RC beams // *Engineering Fracture Mechanics*. 2020. Т. 233. P. 107088.
 22. Колчунов Вл. И. Обобщенные гипотезы деформации линейных и угловых деформаций в железобетонных конструкциях при изгибе с кручением // *Научный журнал строительства и архитектуры*. 2023. № 1 (59). С. 9-26.
 23. Колчунов В. И. Некоторые проблемные задачи современной теории железобетона и их решения // *Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2021 году*. 2022. С. 130-141.
 24. Колчунов Вл. И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2023. т.19, №3. С.261-275
 25. Колчунов Вл. И., Карпенко С. Н. Жесткость железобетонных конструкций при сложном сопротивлении // *Научный журнал строительство и архитектуры*. 2022. №1(65). С. 11–24
 26. Kolchunov V. The Effect of Reinforced Concrete for Crack Resistance and Rigidity Based on Mechanics of Fracture Under Bending with Torsion // *Modern Problems in Construction: Selected Papers from MPC 2021*. 2022. С. 79-95.
 27. Колчунов Вл.И., Никулин А.И., Обернихин Д.В. Ширина раскрытия трещин железобетонных конструкций трапециевидного поперечного сечения с учетом новых эффектов сопротивления // *Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова*. 2018. № 10. С. 64-73
 28. Верюжский Ю.В., Колчунов Вл.И. Методы механики железобетона: учебное пособие. К.: Книжное издательство НАУ, 2005. 653 с.

REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Computational models of the strength resistance of reinforced concrete. Moscow: ASV Publ.; 2004. (In Russ.)
2. Golyshev A. B., Kolchunov V.I. Resistance of reinforced concrete. Kyiv: Osnova Publ.; 2009. (In Russ.)
3. Karpenko N.I. General models of reinforced concrete mechanics. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1996. (In Russ.)
4. ACI Committee 318-14. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. - Farmington Hills, Mich: American Concrete Institute. 2014.
5. EN 1992-1-2: 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004.
6. CEB (Comit'e Euro-International du Beton). CEB-FIP Model Code 2010: Model Code for concrete structures. Ernst & Sohn, Wiley, Berlin, Germany. 2013..
7. Building Code SP 5.03.01-2020. Concrete and reinforced concrete structures. Minsk, 2020. (In Russ.)
8. Building Code SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. 2018.. (In Russ)
9. Manual for calculating reinforced concrete elements working in torsion with bending. - M.: Ministry of Construction of Russia. 2020. (In Russ)
10. Frosch R. J. Another look at cracking and crack control in reinforced concrete. *ACI Structural Journal*. 1999;96(3):437–442.
11. Murashev V.I. Crack resistance, rigidity and strength of reinforced concrete. - Publisher: Mashstroyizdat Publ.;1950. (In Russ)
12. Thomas F. G. Cracking in reinforced concrete. *The Structural Engineer*. 1936; 14:298–320.

13. Iakovenko I., Kolchunov V.I. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017;15(455):366–375. <http://doi.org/10.5937/jaes15-14662>(In Russ)
14. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kapriyelov S.S., Demyanov A.I., Bulkin S.A., Moskovtseva V.S. Results of experimental studies of high-strength fiber reinforced concrete beams with round cross-sections under combined bending and torsion. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020; 16(4):290–297. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-290-297>(In Russ)
15. Klyueva N.V., Yakovenko I.A., Usenko N.V. On the calculation of the opening width of inclined cracks of the third type in composite reinforced concrete structures. *Industrial and civil engineering*. 2014; 1:37–40. (In Russ)
16. Dem'yanov, A.I., Yakovenko, I.A., Kolchunov, V.I. The development of universal short dual-console element for resistance of reinforced concrete structures under the action torsion with bending. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii, Seriya Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennost'is*. 2017; 370(4):246–251. (In Russ)
17. Travush V.I., Kashevarova G.G., Martirosyan A.S., Kuzminykh V.S. Study of the process of destruction of adhesion bonds during pressing of a rigid reinforcement rod into concrete. Part 1: Experimental studies. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2016; 12(1):140-146. (In Russ)
18. Dey A., Valiukas D., Jakubovskis R., Sokolov A., Kaklauskas G. [Experimental and Numerical Investigation of Bond-Slip Behavior of High-Strength Reinforced Concrete at Service Load] [Materials. 2021; 15(1): 293.
19. Bado M. F., Casas J. R., Kaklauskas G. Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete members for reinforcement strain monitoring, crack detection and bond-slip calculation. *Engineering Structures*. 2021; 226:111385. (In Russ)
20. Kaklauskas G., Sokolov A., Sakalauskas K. Strain compliance crack model for RC beams: primary versus secondary cracks. *Engineering Structures*. 2023; 281: 115770. (In Russ)
21. Rimkus A., Cervenka V., Gribniak V., Cervenka J. Uncertainty of the smeared crack model applied to RC beams. *Engineering Fracture Mechanics*. 2020; 233: 107088. (In Russ)
22. Kolchunov V.I. I. Generalized hypotheses of warping of linear and angular deformations in reinforced concrete structures under bending with torsion. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2023;1(59):9-26. (In Russ.)
23. Kolchunov V. I. Some problematic tasks of the modern theory of reinforced concrete and their solutions. [Fundamental, exploratory and applied research of RAASN on scientific support for the development of architecture, urban planning and the construction industry of the Russian Federation in 2021.]2022: 130-141. (In Russ.)
24. Kolchunov V.I. I. Method of calculation models of resistance for reinforced concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023; 19(3):261-275. (In Russ.)
25. Kolchunov V.I., Karpenko S. N. Rigidity of reinforced concrete structures under complex resistance. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2022; 1(65):11–24. (In Russ.)
26. Kolchunov V. The Effect of Reinforced Concrete for Crack Resistance and Rigidity Based on Mechanics of Fracture Under Bending with Torsion. *Modern Problems in Construction: Selected Papers from MPC 2021*. 2022:79-95. (In Russ)
27. Kolchunov V.I., Nikulin A.I., Obornikhin D.V. Crack opening width of reinforced concrete structures with trapezoidal cross-section taking into account new resistance effects. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2018; 10: 64-73. (In Russ)
28. Veryuzhskiy Y.V., Kolchunov V.I. Methods of reinforced concrete mechanics: textbook. K.: Book publishing house NAU, 2005. 653 c. (In Russ)

Информация об авторах:

Колчунов Владимир Иванович

Член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ) (Москва, Российская Федерация).
e-mail: vlik52@mail.ru

Фёдорова Наталия Витальевна

Советник РААСН, доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ) (Москва, Российская Федерация).
e-mail: fedorova@mfmgsu.ru

Ильющенко Татьяна Александровна

Кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Курский государственный университет (КГУ) (Курск, Российская Федерация).
e-mail: tatthalina93@yandex.ru

Information about authors:

Kolchunov Vladimir I.

Corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, doctor of technical sciences, professor, professor of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling, Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU) (Moscow, Russian Federation).

e-mail: vlik52@mail.ru

Fedorova Natalia V.

Advisor of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Industrial and Civil Engineering, Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU) (Moscow, Russian Federation).

e-mail: fedorova@mfngsu.ru

Ilushchenko Tatiana A.

Candidate of technical science, Senior Lecturer of the Department of Industrial and Civil Engineering construction, Kursk State University (KSU) (Kursk, Russian Federation).

e-mail: tatkhalina93@yandex.ru

А.В. КОРОБКО¹, Н.Г. КАЛАШНИКОВА¹¹Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева, г. Орел, Россия

ГЕОМЕТРИЧЕСКАЯ ЖЕСТКОСТЬ СЕЧЕНИЙ В ВИДЕ ВЫПУКЛОГО ОДНОСВЯЗНОГО КОНТУРА ПРИ КРУЧЕНИИ

Аннотация. Настоящая статья является обобщением известных решений задачи по определению приведенной геометрической жесткости сечений упругих призматических брусьев с использованием геометрических аргументов: коэффициента формы и отношения конформных радиусов (внутреннего к внешнему). Для всех рассмотренных сечений (правильные многоугольники, эллипсы, прямоугольники, равнобедренные и прямоугольные треугольники) построены аналитические зависимости: приведенная геометрическая жесткость – коэффициент формы и приведенная геометрическая жесткость – отношение конформных радиусов. Для указанных сечений построены также формулы в виде полиномов для определения отношения конформных радиусов. Анализ изменения обоих аргументов при различных геометрических преобразованиях показал, что отношение конформных радиусов обладает аналогичными изопериметрическими свойствами, что и коэффициент формы, и позволяет определить геометрическую жесткость сечений при кручении методом интерполяции.

Ключевые слова: кручение упругих призматических брусьев, приведенная геометрическая жесткость сечений, коэффициент формы сечений, отношение конформных радиусов.

A. V. KOROBKO¹, N.G. KALASHNIKOVA¹¹Oryol State University named after I.S. Turgenev, Oryol, Russia

GEOMETRIC RIGIDITY OF SECTIONS IN THE FORM OF-IN TORSION

Annotation. This article is a generalization of known solutions to the problem of determining the reduced geometric stiffness of sections of elastic prismatic beams using geometric arguments: the shape coefficient and the ratio of conformal radii (internal to external). Analytical dependences are constructed for all considered sections (regular polygons, ellipses, rectangles, isosceles and right triangles): reduced geometric stiffness is the coefficient of shape and reduced geometric stiffness is the ratio of conformal radii. Formulas in the form of polynomials for determining the ratio of conformal radii are also constructed for these sections. An analysis of the changes in both arguments under various geometric transformations showed that the ratio of conformal radii has similar isoperimetric properties as the shape coefficient. This allows to determine the geometric torsional stiffness of the sections by interpolation.

Keywords: torsion of elastic prismatic beams, reduced geometric stiffness of sections, cross-section shape coefficient, ratio of conformal radii.

Введение

Развитие приближенных аналитических методов решения задачи о кручении стержней некруглого поперечного сечения является одной из важных проблем теории упругости и строительной механики. При расчёте элементов строительных и машиностроительных конструкций на кручение в первую очередь определяется их геометрическая жесткость, а затем с её помощью – основные параметры напряжено-деформированного состояния.

Эта задача для некоторых простых сечений (круг, эллипс, прямоугольник, равносторонний треугольник) в теории упругости [1, 2] решается прямым методом, путём интегрирования соответствующих дифференциальных уравнений.

© Коробко А.В., Калашникова Н.Г., 2024

Для призматических стержней с сечением более сложного вида используются приближенные методы: вариационный метод [3], методы, основанные на различного вида аналогиях (мембранной, гидродинамической и др. [1, 4, 6]), а также численные методы [5, 7-10]. В настоящее время к решению задач о кручении призматических стержней привлекаются геометрические методы – изопериметрический метод (ИЗПМ) [11] и метод интерполяции по коэффициенту формы (МИКФ) [12]. В основу этих методов положены изопериметрические свойства интегральной геометрической характеристики сечений – коэффициента формы, используя которые сложная физическая задача по определению геометрической жесткости сечений сводится к решению элементарной геометрической задачи [11-13]. В этих публикациях показано, что геометрическая жесткость сечений функционально связана с единственным геометрическим аргументом – коэффициентом форм K_f . В монографии [14] при исследовании задач устойчивости пластинок впервые вместо геометрического аргумента K_f использовалось отношение внутреннего конформного радиуса к внешнему \dot{r}/\bar{r} . Этот же аргумент был использован при исследовании задач поперечного изгиба и свободных колебаний пластинок [15, 16]. В статьях [17-20] были рассмотрены задачи с использованием аргумента \dot{r}/\bar{r} при определении приведенной геометрической жесткости различных сечений: сечений в виде правильных фигур, эллипсов, прямоугольников, равнобедренных и прямоугольных треугольников. В настоящей статье приводится обобщение этих решений с анализом некоторых выявленных общих закономерностей.

Материалы и методы

Сечения в виде правильных фигур

В таблице 1 представлены известные значения приведенной геометрической жесткости сечений в виде круга и правильных многоугольников [1, 2, 3], а также отношений внутреннего конформного радиуса к внешнему, полученных по формуле (1), заимствованной из работы [3]:

$$\frac{\dot{r}}{\bar{r}} = \frac{\Gamma(1-1/n)}{2^{1-2/n}\Gamma(1/2)\Gamma(1/2-1/n)} / \frac{\Gamma(1+1/n)}{2^{1+2/n}\Gamma(1/2)\Gamma(1/2+1/n)}, \tag{1}$$

где n – число сторон n -угольника; $\Gamma(x)$ – Гамма функция.

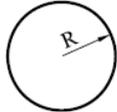
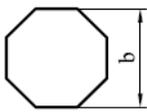
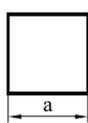
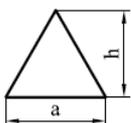
В диссертации А.А. Черняева [4] по этим результатам построена аппроксимирующая функция

$$\dot{r}/\bar{r} = f + bn^{-1} + cn^{-2} + dn^{-3} + en^{-4}, \tag{2}$$

где $f = 0,99997$; $b = 0,013472$; $c = -0,33812$; $d = -1,9499$; $e = -9,7087$.

Погрешность этой функции не превышает 0,01%.

Таблица 1 – Значения приведенной геометрической жесткости сечений в виде правильных фигур i_k и отношений конформных радиусов \dot{r}/\bar{r}

№ п/п	Круг	Восьмиугольник	Шестиугольник	Квадрат	Правильный треугольник
1					
2	$I_k = 0,5\pi R^4$	$I_k = 0,115b^4$	$I_k = 0,108b^4$	$I_k = 0,140a^4$	$I_k = ah^3/30$
3	$i_k = 1/(2\pi)$	$i_k = 0,1568$	$i_k = 0,1533$	$i_k = 0,1406$	$i_k = 0,1155$
4	$\dot{r}/\bar{r} = 1$	$\dot{r}/\bar{r} = 0,9903$	$\dot{r}/\bar{r} = 0,9762$	$\dot{r}/\bar{r} = 0,9139$	$\dot{r}/\bar{r} = 0,7748$

По табличным данным построена аппроксимирующая функция

$$i_k = 0.0498 + 0.1094(\dot{r}/\bar{r})^2. \tag{3}$$

Результаты расчетов по этой функции представлены в столбце 4 таблицы 2, а в столбце 5 приведены отклонения этой функции от известных в теории упругости решений.

Таблица 2 – Анализ геометрической жесткости кручения для сечений в виде круга и правильных многоугольников					Таблица 3 – Анализ геометрической жесткости кручения для сечений в виде эллипса				
Форма области	i_k по [1, 2, 3]	\dot{r}/\bar{r} по (2)	i_k по (3)	Δ , %	a/b	$[i_k]$	\dot{r}/\bar{r}	i_k по (5)	Δ , %
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Круг	0,1592	1	0,1592	0	1,0	0,1592	1	0,1592	0
8-угольник	0,1568	0,9903	0,1571	0,19	1,2	0,1565	0,9838	0,1565	0
6-угольник	0,1533	0,9762	0,1540	0,46	1,5	0,1469	0,9245	0,1465	0,27
4-угольник	0,1406	0,9139	0,1412	0,42	2,0	0,1273	0,8080	0,1269	0,31
3-угольник	0,1155	0,7748	0,1155	0	2,5	0,1098	0,7063	0,1097	0,09
					3,0	0,0955	0,6241	0,0959	0,42
					4,0	0,0749	0,5038	0,0756	0,92
					5,0	0,0612	0,4215	0,0617	0,82
					6,0	0,0516	0,3621	0,0517	0,19

Сечения в виде эллипса

В теории упругости и математической физике [2, 3] известно точное решение задачи о кручении стержня с эллиптическим сечением. Геометрическая жесткость такого стержня определяется по формуле

$$I_k = \pi^2 a^2 b^2 / \pi \left(\frac{a^2 + b^2}{ab} \right) = \frac{A^2}{\pi(a/b + b/a)},$$

где a и b – полуоси эллипса,

A – площадь эллипса.

Значения i_k , полученные по формуле (3) приведены в таблице 3 (в столбце 2).

Отношение внутреннего конформного радиуса к внешнему для эллипсов определяется по формуле [3, 4]

$$\frac{\dot{r}}{\bar{r}} = \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} q^{n(n+1)} \right\}^{-1} \left\{ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} q^{n^2} \right\}^{-1}, \tag{4}$$

где a и b – полуоси эллипса ($a \geq b$); $q = \left(\frac{a-b}{a+b} \right)^2$.

Численные значения этого отношения приведены в таблице 3 (в столбце 3).

В столбце 4 таблицы 3 представлены результаты подсчета значений i_k для эллиптических сечений по формуле (5), которая получена путем аппроксимации известных точных значений этой величины (столбец 2) линейной зависимостью с использованием аргумента \dot{r}/\bar{r} :

$$i_k = (168,6 \dot{r}/\bar{r} - 9,337) \cdot 10^{-3}. \tag{5}$$

В столбце 3 указаны отклонения этих результатов от точных значений. Как видно, эти отклонения не превосходят одного процента в диапазоне $a/b < 6$.

Сечения в виде прямоугольника

В математической физике [3] известно точное решение для определения геометрической жесткости прямоугольных сечений I_k , представленное двойным тригонометрическим рядом:

$$I_k = \frac{256}{\pi^6} ab \sum_{k=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{\ell=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{k^2 \ell^2 (k^2/a^2 + \ell^2/b^2)},$$

где a и b – стороны прямоугольного сечения.

Для приведенной геометрической жесткости это выражение преобразуется к виду:

$$i_k = \frac{256}{\pi^6} \frac{1}{ab} \sum_{k=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{\ell=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{k^2 \ell^2 (k^2/a^2 + \ell^2/b^2)} \quad (6)$$

Решения, полученные по этой формуле для различных прямоугольных сечений, приведены в таблице 4 (столбец 2).

Таблица 4 – Анализ геометрической жесткости кручения прямоугольных сечений

a/b	i_k по (6)	\dot{r}/\bar{r} по (7)	i_k по (8)	Δ , %	a/b	i_k по (6)	\dot{r}/\bar{r} по (7)	i_k по (8)	Δ , %
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1,0	0,1406	0,9139	0,1406	0	3,5	0,0781	0,4965	0,0764	2,18
1,2	0,1384	0,8968	0,1379	0,36	4,0	0,0703	0,4498	0,0692	1,56
1,5	0,1307	0,8363	0,1286	0,84	4,5	0,0637	0,4112	0,0632	0,78
2,0	0,1144	0,7222	0,1111	2,88	5,0	0,0583	0,3788	0,0583	0
2,5	0,0998	0,6281	0,0966	3,21	6,0	0,0497	0,3277	0,0504	1,41
3,0	0,0878	0,5544	0,0853	2,85					

В статье [21] авторами предложены формулы для определения внутреннего и внешнего конформных радиусов для прямоугольников. Внутренний конформный радиус определяется по формуле $\dot{r} = \frac{2}{\pi} b (1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} q^{n^2})^{-2}$,

где a и b – стороны прямоугольника ($a \geq b$); $q = e^{-\pi a/b}$.

Для подсчета значений внешнего конформного радиуса, необходимо решить систему разрешающих уравнений Э.Б. Кристоффеля, Г.А. Шварца

$$\begin{cases} \frac{a}{\bar{r}} = \pi \cos^2 \alpha \sum_{k=0}^{\infty} \frac{((2k-1)!!)^2}{2^{2k} (k+1)! k!} \cos^{2k} \alpha; \\ \frac{b}{\bar{r}} = \pi \sin^2 \alpha \sum_{k=0}^{\infty} \frac{((2k-1)!!)^2}{2^{2k} (k+1)! k!} \sin^{2k} \alpha, \end{cases} \quad (7)$$

относительно \bar{r} и α , где α – аргумент комплексных чисел (точек окружности, образами которых при конформном отображении служат вершины прямоугольника, при этом центр прямоугольника совпадает с началом координат, а стороны параллельны координатным осям.

Принято также $(-1)!! = 1$, α – аргумент комплексных чисел (точек окружности, образами которых при конформном отображении служат вершины прямоугольника, при этом центр прямоугольника совпадает с началом координат, а стороны параллельны координатным осям. Принято также $(-1)!! = 1$. Проведя необходимые преобразования, получены численные значения искомого отношения для прямоугольников в диапазоне $1 \leq a/b \leq 6$. С учетом этих результатов в работе [13] построена аппроксимирующая функция для определения отношения \dot{r}/\bar{r} для любых прямоугольников в указанном диапазоне:

$$\dot{r}/\bar{r} = \frac{g+c\lambda+e\lambda^2}{1+b\lambda+d\lambda^2+f\lambda^3}, \quad (8)$$

где $\lambda = a/b$; $g = 0,80307$; $b = -0,76171$; $c = -0,92186$; $d = 0,49197$; $e = 1,243$; $f = 0,49981$. Погрешность этой функции не превышает 0,04%.

При использовании в качестве аргумента отношения конформных радиусов построена аппроксимирующая функция

$$i_k = 0,1538 \cdot \dot{r}/\bar{r}, \quad (9)$$

с помощью которой получены результаты, приведенные в таблице 4 (столбец 4). Эти результаты отличаются от точного решения в пределах (3 – 3,5) % для прямоугольных сечений, удовлетворяющих условию $1 \leq a/b \leq 6$ (столбец 4). Выражение (9) представляет собой прямую пропорциональность i_k от аргумента \dot{r}/\bar{r} .

Сечения в виде треугольников

В статье [15] по известным решениям [3, 5], приводимым в научной литературе для треугольников произвольного вида с углами α и β , построена аппроксимирующая функция

$$\dot{r}/\bar{r} = \frac{a+c \ln \alpha + e \ln \beta + g(\ln \alpha)^2 + i(\ln \beta)^2 + k \ln \alpha \ln \beta}{1+b \ln \alpha + d \ln \beta + f(\ln \alpha)^2 + h(\ln \beta)^2 + j \ln \alpha \ln \beta}, \quad (10)$$

где $a = -0,07119$; $b = -0,18777$; $c = 0,07191$; $d = -0,21962$; $e = 0,026978$; $f = 0,008523$; $g = -0,011417$; $h = 0,013928$; $i = -0,004845$; $j = 0,019253$; $k = -0,0021934$.

Погрешность этой функции не превышает 1,52%.

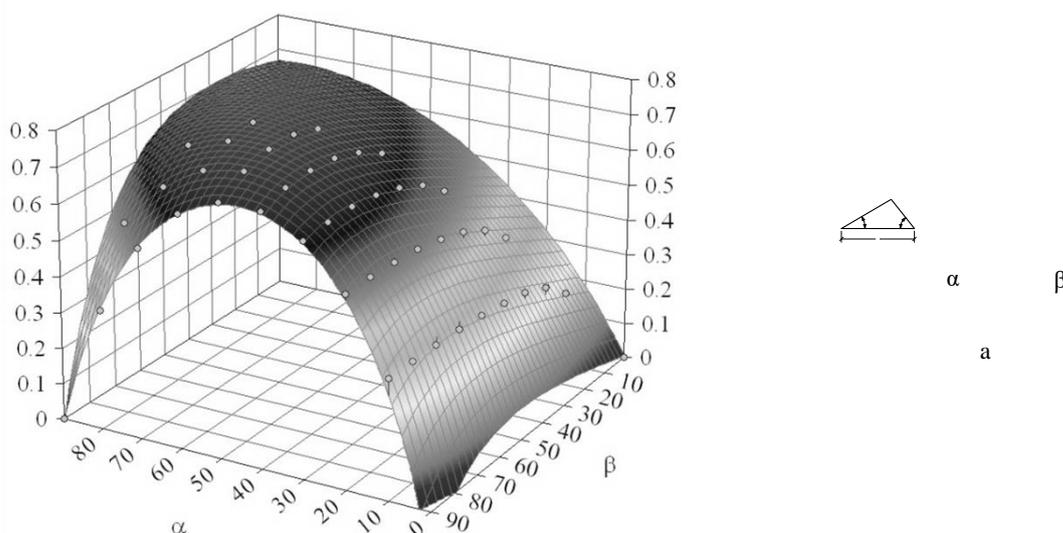


Рисунок 1 – График $\dot{r}/\bar{r} = f(\alpha; \beta)$ для произвольных треугольников

По формуле (9,10) были подсчитаны численные значения отношений \dot{r}/\bar{r} для равнобедренных и прямоугольных треугольников, используя которые были построены аппроксимирующие функции (рис. 1):

– для равнобедренных треугольников

$$\dot{r}/\bar{r} = \frac{a+c\alpha+e\alpha^2+g\alpha^3}{1+b\alpha+d\alpha^2+f\alpha^3+h\alpha^4}, \quad (11)$$

где α – угол при основании треугольника.

В формуле (10) $a = 4,88537 \cdot 10^{-6}$; $b = -0,0128669$; $c = 0,0222194$; $d = -4,94719 \cdot 10^{-5}$; $e = -0,000455718$; $f = 1,13874 \cdot 10^{-6}$; $g = 2,32039 \cdot 10^{-6}$; $h = -3,53318 \cdot 10^{-9}$;

– для прямоугольных треугольников (рис. 2)

$$\dot{r}/\bar{r} = a + b\alpha + c\alpha^2 + d\alpha^3 + e\alpha^4 + f\alpha^5 + g\alpha^6 + h\alpha^7 + i\alpha^8, \quad (12)$$

где $a = 7,0481 \cdot 10^{-6}$; $b = 0,044093$; $c = -0,0016091$; $d = 8,0776 \cdot 10^{-5}$; $e = -4,2632 \cdot 10^{-6}$; $f = 1,5714 \cdot 10^{-7}$; $g = -3,552 \cdot 10^{-9}$; $h = 4,3955 \cdot 10^{-11}$; $i = -2,2763 \cdot 10^{-13}$. Погрешность функций (11) и (12) не превышает 0,09%.

По данным, полученным для сечений в виде равнобедренных и прямоугольных треугольников, построена аппроксимирующая функция

$$i_k = (154,8 \cdot \dot{r}/\bar{r} - 4,3) \cdot 10^{-3}. \quad (13)$$

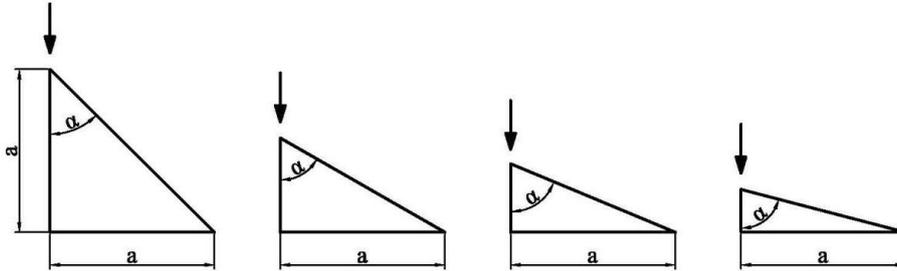


Рисунок 2 – Аффинное сжатие прямоугольного треугольника

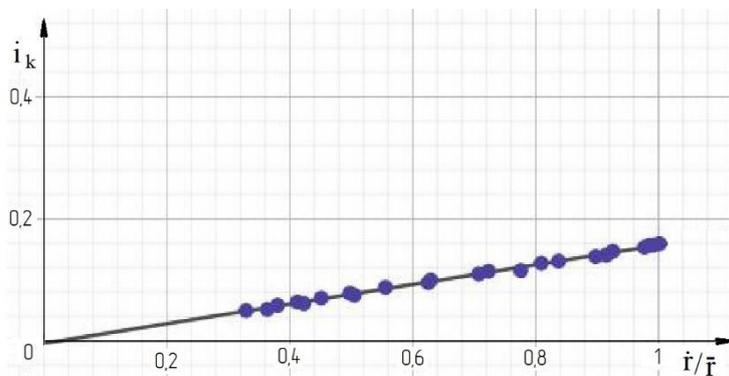


Рисунок 3 – График зависимости геометрической жесткости сечений от отношения конформных радиусов

Проведем анализ полученных выше сведений. Для сечений в виде круга, правильных многоугольников, эллипсов, прямоугольников, равнобедренных и прямоугольных треугольников получены формулы в виде полиномов для подсчета аргумента \dot{r}/\bar{r} (формулы (1), (2), (4), (5), (7), (8), (10), (11), (12)). Для сечений в виде рассматриваемых фигур получены элементарные формулы для подсчета значений приведенной геометрической жесткости кручения (формулы (3), (6), (9), (14)). Последние три формулы являются линейными функциями аргумента \dot{r}/\bar{r} , что существенно упрощает их использования при практических расчетах.

Графический анализ полученных зависимостей и табличных данных показал, что область распределения значений i_k очень узкая, практически вырождается в прямую линию (рис. 3) с погрешностью не более 4,2%

$$i_k = (160,9847050491 \dot{r}/\bar{r} - 3,8437928058) \cdot 10^{-3} \quad (14)$$

Выводы

1. Всё множество сечений, ограниченное односвязным выпуклым контуром, обладает изопериметрическими свойствами:

- из всех значений аргумента \dot{r}/\bar{r} наибольшее $\dot{r}/\bar{r} = 1$ принадлежит кругу;
- всё множество значений аргумента \dot{r}/\bar{r} для фигур с выпуклым контуром ограничено с двух сторон: верхнюю границу образуют правильные фигуры и равнобедренные треугольники, нижнюю границу – эллипсы;

– всё множество значений аргумента \dot{r}/\bar{r} для четырехугольников с выпуклым контуром ограничено снизу значениями \dot{r}/\bar{r} для прямоугольников; максимальное значение $\dot{r}/\bar{r} = 0,1593$ принадлежит квадрату;

– всё множество значений аргумента \dot{r}/\bar{r} для треугольников ограничено снизу значениями \dot{r}/\bar{r} для равнобедренных треугольников; максимальное значение \dot{r}/\bar{r} принадлежит равностороннему треугольнику.

2. С учётом установленной в этой статье взаимосвязи $i_k - \dot{r}/\bar{r}$ можно записать:

– из всех значений i_k для множества сечений с выпуклым контуром наибольшее значение $i_k = 0,1592$ принадлежит круглому сечению;

– всё множество значений i_k для сечений в виде фигур с выпуклым контуром ограничено с двух сторон: верхнюю границу образуют сечения в виде правильных фигур и равнобедренных треугольников и, а нижнюю границу – сечения в виде эллипсов;

– всё множество значений i_k для сечений в виде четырехугольников с выпуклым контуром ограничено снизу значениями i_k для сечений в виде прямоугольников; максимальное значение i_k принадлежит квадратному сечению;

– всё множество значений i_k для сечений в виде треугольников ограничено снизу значениями i_k для сечений в виде равнобедренных треугольников; максимальное значение i_k принадлежит сечению в виде равностороннего треугольника.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Арутюнян Н.Х., Абрамян В.Л. Кручение упругих тел. – М.: Физматгиз, 1963. – 686 с.
2. Справочник по теории упругости: для инженеров-строителей / Под редакцией П.М. Варвака и А.Ф. Рябова. – Киев: Будівельник, 1971. – 418 с.
3. Лейбензон, Л.С. Собрание трудов. Т. 1. – М.: Издательство АН СССР, 1951. – 468 с.
4. Евстифеев В.В., Теперин Л.Л., Теперин Л.Л. Использование гидродинамической аналогии для определения геометрической жесткости и центра изгиба призматических стержней // ТВФ. Т. LXXXV, 2011. – №1. – С. 18-24.
5. Казарина М.В., Уськов В.И., Чедрик А.В., Чедрик В.В. О численных методах для решения задач кручения призматических стержней произвольного вида // Сб, трудов XI Всероссийского съезда по фундаментальным проблемам теоретической и прикладной механики. – Томск, 2015. – С 1667-1670.
6. Chen T. Torsion of a rectangular and the analogy between rectangular and curvilinear // Quart J. Mech. and Apple Math., 2001. – № 2. – Vol. 54. – P. 227-241.
7. Warg C.Y. Torsion of angle bar. // Mech. Struck, and Mach. 24. – 1996. – №3. – P. 283-294.
8. Зонов, Д.В. Приближенное решение задач кручения призматических стержней с треугольным поперечным сечением при больших деформациях. // Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Естественные науки, 1998. – № 4. – С. 56-60.
9. Gong L. et al. A new approach to the calculation of variable tangent bending stiffness for helical strands // Ocean Engineering. 2024. Vol. 311. P. 118991.
10. Zhao P. et al. A novel calculation method for torsional stiffness of flange-spigot structure in aeroengine rotors // Tribol Int. 2024. Vol. 195. P. 109601.
11. Коробко В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода. – М.: АСВ, 1997. – 390 с.
12. Коробко А.В. Геометрическое моделирование формой области в двумерных задачах теории упругости. – М.: АСВ, 1999. – 302 с.
13. Korobko V.I. Korobko A.V., Savin S.Yu., Chernyaev A.A. Isoperimetric Properties of the Torsion Rigidity of Convex Section. // Proc. Eng. 2016. – 150. – P. 1648-1656.
14. Коробко В.И., Хусточкин А.Н. Изопериметрический метод в задачах устойчивости пластинок. – Ростов-на-Дону: Северо-Кавказский научный центр высшей школы, 1994. – 142 с.
15. Черняев А.А. Развитие метода интерполяции по отношению конформных радиусов для решения задач поперечного изгиба пластинок: дисс. канд. технических наук: 05.23.17 / Черняев А.А. – Орел. – 2013. – 211 с.
16. Черняев А.А. Динамический расчет правильных n-угольных, треугольных и ромбических шарнирно опертых пластинок с использованием отношения конформных радиусов в качестве геометрического аргумента // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений, 2012. – № 2. – С. 63-71.
17. Коробко А.В., Калашникова Н.Г. Зависимость геометрической жесткости кручения прямоугольных

сечений от их коэффициента формы и отношения конформных радиусов // *Строительная механика инженерных конструкций*, 2020. – №3. – С. 14-19.

18. Коробко А.В., Черняев А.А., Лыгина Ю.Е. Определение жесткости кручения стержней с эллиптическим сечением способом геометрического моделирования // *Строительство и реконструкция*, 2019. – № 2. – С. 35-42.

19. Korobko V.I., Korobko A.V., Lygina Yu.E. Interrelation of rigidity of triangular cross-sections under bar torsion with conformal radii relation // *International Conferens on Constructhion, Arehitecture and Technosphere Safety // Materials Science and Engineering*. 687(2019)033005 doi:10.1088/1757-899X/687/3/33005.

20. Полия Г., Сеге Г. Изопериметрические неравенства в математической физике – М.: КомКнига, 2006. – 336 с.

21. Казанцев В.П., Золотов О.А., Долгополова М.В. Электростатика на плоскости. Нормировка потенциала. Емкости уединенного проводника и линии относительно точки. Конформные радиусы // *Вестник КрасГУ. Физико-математические науки*. – 2005. – №1. – С. 32-38.

REFERENCES

1. Harutyunyan, N.H., Abrahamyan, V.L. Torsion of elastic bodies. – М.: Fizmatgiz, 1963. – 686 p.
2. Handbook of Elasticity Theory: for civil engineers. Edited by P.M. Varvak and A.F. Ryabov. – Kiev: Budivelnik, 1971. – 418 p.
3. Leibenzon, L.S. Collected works. Vol. 1. – М.: Publishing House of the USSR Academy of Sciences, 1951. – 468 p.
4. Evstifeev, V.V., Teperin, L.L., Teperin, L.L. The use of hydrodynamic analogy to determine the geometric stiffness and bending center of prismatic rods. *TVF. T. LXXXV*, 2011. – Vol. 1. – pp. 18-24. (In Russ.)
5. Kazarina, M.V., Uskov, V.I., Chedrik, A.V., Chedrik, V.V. On numerical methods for solving problems of turning prismatic rods of arbitrary type[Sb, proceedings of the XI All-Russian Congress on Fundamental Problems of Theoretical and Applied Mechanics. Tomsk], 2015. – From 1667-1670.
6. Chen, T. Torsion of a rectangular and the analogy between rectangular and curvilinear. *Quart J. Mech. and Apple Math.*, 2001. –Vol. 54. – pp. 227-241.
7. Warg, C.Y. Torsion of angle bar. *Mech. Struck, and Mach.* 24. – 1996. – Vol.3. – Pp. 283-294.
8. Zonov, D.V. Approximate solution of torsion problems of prismatic rods with triangular cross-section under large deformations. *Izvestiya vuzov. The North Caucasus region. Natural Sciences*, 1998. – Vol. 4. – pp. 56-60. (In Russ.)
9. Gong L. et al. A new approach to the calculation of variable tangent bending stiffness for helical strands. *Ocean Engineering*. 2024. Vol. 311. P. 118991.
10. Zhao P. et al. A novel calculation method for torsional stiffness of flange-spigot structure in aeroengine rotors *Tribol Int.* 2024. Vol. 195. P. 109601.
11. Korobko, V.I. Isoperimetric method in structural mechanics: Theoretical foundations of the isoperimetric method. – М.: DIA, 1997. – 390 p. (In Russ.)
12. Korobko, A.V. Geometric modeling of the shape of the domain in two-dimensional problems of the theory of elasticity. – М.: DIA, 1999. – 302 p. (In Russ.)
13. Korobko, V.I. Korobko A.V., Savin, S.Yu., Chernyaev, A.A. Isoperimetric Properties of the Torsion Rigidity of Convex Section. *Proc. Ing.* 2016. – Vol.150. – P. 1648-1656. (In Russ.)
14. Korobko, V.I., Khustochkin, A.N. Isoperimetric a method in problems of plate stability. – Rostov-on-Don: North Caucasian Scientific Center of Higher Education, 1994. – 142 p.
15. Chernyaev, A.A. Development of the interpolation method with respect to conformal radii for solving problems of transverse bending of plates: diss. candidate of Technical Sciences: 05.23.17. Chernyaev A.A. – Orel. – 2013. – 211 p.
16. Chernyaev, A.A. Dynamic calculation of regular n-angular, triangular and rhombic hinged plates using the ratio of conformal radii as a geometric argument. *Construction mechanics of engineering structures and structures*, 2012. – Vol. 2. – pp. 63-71. (In Russ.)
17. Korobko, A.V., Kalashnikova, N.G. Dependence of the geometric torsion stiffness of rectangular sections on their shape coefficient and the ratio of conformal radii. *Construction Mechanics of engineering structures*, 2020. – Vol. 3. – Pp. 14-19. (In Russ.)
18. Korobko, A.V., Chernyaev, A.A., Lygina, Yu.E. Determination of torsional stiffness of rods with elliptical cross-section by geometric modeling. *Construction and Reconstruction*, 2019. – Vol. 2. – pp. 35-42. (In Russ.)
19. Korobko, V.I., Korobko, A.V., Lygina, Yu.E. Interpretation of rigidity of triangular cross-sections under bar torsion with conformal radii relation. [International Conferences on Constructhion, Architecture and Technosphere Safety. Materials Science and Engineering.] 687(2019)033005 doi:10.1088/1757-899X/687/3/33005. (In Russ.)
20. Polia, G., Sege, G. Isoperimetric inequalities in mathematical physics – М.: KomKнига, 2006. – 336 p. 19. Kazantsev, V.P., Zolotov, O.A., Dolgopolova, M.V. Electrostatics on a plane. Normalization of potential. The capacitances of the solitary conductor and the line relative to the point. Conformal radii. [Bulletin of Krasgu. Physical and mathematical sciences]. - 2005. – Vol. 1. – pp. 32-38.
21. Kazantsev, V.P., Zolotov, O.A., Dolgopolova, M.V. Electrostatics on a plane. Potential normalization. Capacitances of a solitary conductor and a line with respect to a point. Conformal radii. *Vestnik KrasSU. Physico-mathematical sciences*. 2005. №1. Pp. 32-38.

Информация об авторах:

Коробко Андрей Викторович

ФГБОУ «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия
доктор технических наук, профессор, профессор кафедры мехатроники, механики и робототехники
E-mail: ankor.66@mail.ru

Калашникова Наталья Григорьевна

ФГБОУ «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры мехатроники, механики и робототехники
E-mail: naka.61@mail.ru

Information about authors:

Korobko Andrey V.

Oryol state University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia,
Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Mechatronics, Mechanics and Robotics
E-mail: ankor.66@mail.ru

Kalashnikova Nataley G.

Oryol state University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia,
Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Mechatronics,
Mechanics and Robotics
E-mail: naka.61@mail.ru

А.Л. КРИШАН¹, В.И. РИМШИН², В.Д. КОЛЕСНИКОВ¹, М.А. АСТАФЬЕВА¹,
М.А. ЛИХИДЬКО¹

¹ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова», г. Магнитогорск,
Россия

² Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН, г. Москва, Россия

ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ УСОВЕРШЕНСТВОВАННОЙ КОНСТРУКЦИИ

Аннотация. Предложена усовершенствованная конструкция изгибаемого трубобетонного элемента прямоугольного сечения, имеющая большую прочность и требующая значительно больших затрат энергии на разрушение по сравнению с известными аналогами. Для проверки эффективности предложенной конструкции проведены экспериментальные исследования прочности нормальных сечений и жесткости трубобетонных балок при четырех точечном изгибе. Исследования показали, что за счет одновременного усиления сжатой и растянутой зон удалось повысить прочность нормальных сечений балок. Рост прочности балок усовершенствованной конструкции в среднем составил 42%. Жесткость не усиленных трубобетонных балок оказалась значительно выше по сравнению с балками без заполнения стальной трубы бетоном. В балках усовершенствованной конструкции жесткость была еще примерно на 20 % выше. Результаты сопоставления расчетной прочности трубобетонных балок по методу предельных усилий с опытными данными свидетельствует об их удовлетворительном соответствии.

Ключевые слова: изгибаемый трубобетонный элемент, усовершенствованная конструкция, прочность нормальных сечений, жесткость.

A.L. KRISHAN, V.I. RIMSHIN, V.D. KOLESNIKOV, M.A. ASTAFEVA, M.A. LIKHIDKO

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

² Scientific Research Institute of Structural Physics of the Russian Academy of Sciences, Moscow, Russia

STRENGTH OF BENDING CONCRETE FILLED STEEL ELEMENTS OF IMPROVED DESIGN

Abstract. An improved design of concrete filled steel tube element of rectangular cross-section subjected to bending has been proposed, which has greater strength and requires significantly greater energy consumption for destruction compared to known analogues. To test the effectiveness of the proposed design, experimental studies were carried out on the strength of normal sections and the beam rigidity of concrete filled steel tube beams under four-point bending. Research has shown that by simultaneously strengthening the compressed and tensile zones, it was possible to increase the strength of normal sections of beams. The increase in strength of beams of the improved design averaged 42%. The rigidity of non-reinforced concrete filled steel tube beams turned out to be significantly higher compared to beams without filling the steel pipe with concrete. In the improved beams, the stiffness was still approximately 20% higher. The results of comparing the calculated strength of concrete filled steel tube beams using the limit force method with experimental data indicate their satisfactory agreement.

Keywords: concrete filled steel tube subjected to bending, improved design, strength of normal sections, rigidity.

Введение

Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном (СТБ), широко используются при строительстве зданий во многих странах мира.

© Кришан А.Л., Римшин В.И., Колесников В.Д., Астафьева М.А., Лихидько М.А., 2024

Они удачно сочетают в себе преимущества как стальных, так и железобетонных конструкций: высокие прочность и жесткость, пластический характер разрушения, хорошую скорость возведения, относительно небольшую стоимость и т. д. [1-5].

Поведение СТБ конструкций изучали многие ученые, среди которых можно отметить Ахмед М. [6], Ду Г. [7], Джи Х. и Усами Т. [8], Хан Л.-Х. и Лам Д. [9], Хассанен М., Елкалакани М. и Пател В. [10], Кибрия Т. [11], О Шиа М. и Бридж Р. [12], Ю Б. и Тао З. [13]. Однако большинство предыдущих исследований было сосредоточено на поведении центрально и внецентренно сжатых СТБ. Исследований, посвященных СТБ конструкциям, подвергавшимся изгибу, крайне мало. В СССР под руководством Л.И. Стороженко проводили исследования изгибаемых трубобетонных элементов, но их эффективность оказалась невысока, поскольку они имели круглое или кольцевое поперечное сечение. В последние годы проведено ряд зарубежных исследований элементов с квадратным или прямоугольным поперечным сечением [14-26]. Очевидно, что более эффективны были балки с прямоугольным сечением. Основные результаты этих исследований следующие:

- разрушение балок происходило по нормальным сечениям в зоне действия максимального изгибающего момента;
- прочность на изгиб прямоугольных СТБ элементов на 10–50% выше, по сравнению с со стальными профилями. Прирост прочности зависит от прочности бетона, геометрических и механических характеристик стальной трубы;
- по сравнению со стальными профилями заметно возросла жесткость элементов;
- возросла площадь под криволинейной зависимостью «нагрузка-прогиб», что свидетельствует об увеличении энергии поглощения;
- к моменту разрушения прямоугольных СТБ элементов проявляется локальный изгиб сжатой полки стальной трубы и трещины в растянутой зоне бетона в средней части пролета.

Для еще большего увеличения прочности нормальных сечений и пластического характера разрушения была предложена усовершенствованная конструкция изгибаемого СТБ элемента. Целью данного исследования являлась экспериментальная проверка эффективности предложенной усовершенствованной конструкции балки.

Материалы и методы

Экспериментальному исследованию подвергались СТБ балки прямоугольного сечения. Для внешнего армирования балок использовались трубы с размерами поперечного сечения 160×80×4 мм из стали С345. Отношение высоты и ширины поперечного сечения к толщине стенки входит в пределы, рекомендуемые действующими стандартами стран (EuroCode 4, СП 266.1325800.2016), в которых достаточно широко применяются подобные конструкции [27].

Трубы заполнялись самоуплотняющейся бетонной смесью (СУБ). Использовался тяжелый бетон класса В70. Пролет балок составлял 2,9 м (рисунок 1).

Всего было изготовлено и испытано девять балок, разделенных на три серии (по три балки в серии). Балки разных серий отличались между собой конструктивным исполнением. Первая серия Б-1 включала в себя три балки «классической» конструкции, которую можно коротко охарактеризовать как бетон в трубе. Вторая серия Б-2 имела усовершенствованную конструкцию. В сжатой зоне средней части пролета балок этой серии размещался арматурный каркас, состоящий из четырех продольных стержней и навитой на них спирали. В качестве продольной арматуры применялась Ø6 А400, а в качестве косвенной арматуры Ø6 А240. Среднее значение предела текучести этой арматура составляло, соответственно 450 МПа и 310 МПа. Шаг стержней спирали был принят 25 мм, диаметр спирали – 60 мм. Провисание спирали в пролете исключали небольшим предварительным напряжением продольных

стержней за счет накручивания на резьбу по концам этих стержней гаек с опиранием в стальные торцевые пластины.

Для полного включения спирали в работу балки необходимо было обеспечить усиление растянутой зоны замкнутой металлической оболочки. С этой целью увеличивалась толщина нижней полки стальной трубы. Ко всей внутренней поверхности этой полки на сварке прикрепляли металлический лист толщиной 4 мм из стали С345. Хорошее сцепление листа с бетоном растянутой зоны обеспечивали анкера в виде приваренных к нему стальных равнополочных уголков 25×2 мм.

Третья серия Б-3 имела лишь одно отличие от серии Б-2. В трубах балок этой серии срезались верхние полки, которые затем использовались для усиления нижних полок замкнутых металлических оболочек. Такой вариант конструкции облегчал процесс бетонирования балок. Применение СУБ для обеспечения качественного заполнения трубы смесью становилось здесь необязательным.

Испытания балок проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 8829-94 с целью определения прочности нормальных сечений при кратковременном нагружении при четырехточечном изгибе, а также контроля жесткости и трещиностойкости. Балки устанавливались на специально изготовленный испытательный стенд (рисунок 2).

Нагрузка создавалась гидравлическим домкратом грузоподъемностью 50 т. В процессе ступенчатого нагружения проводились замеры прогибов и деформаций поперечного сечения трубы в средней части пролета балки. Для этого использовались прогибомеры, тензометры Аистова и электротензорезисторы. В наиболее сжатой зоне с помощью индикаторов часового с ценой деления 0,001 мм проводились замеры продольных деформаций бетона. Методика таких измерений подробно описана в [1]. На рисунке 2 можно увидеть расстановку измерительных приборов.

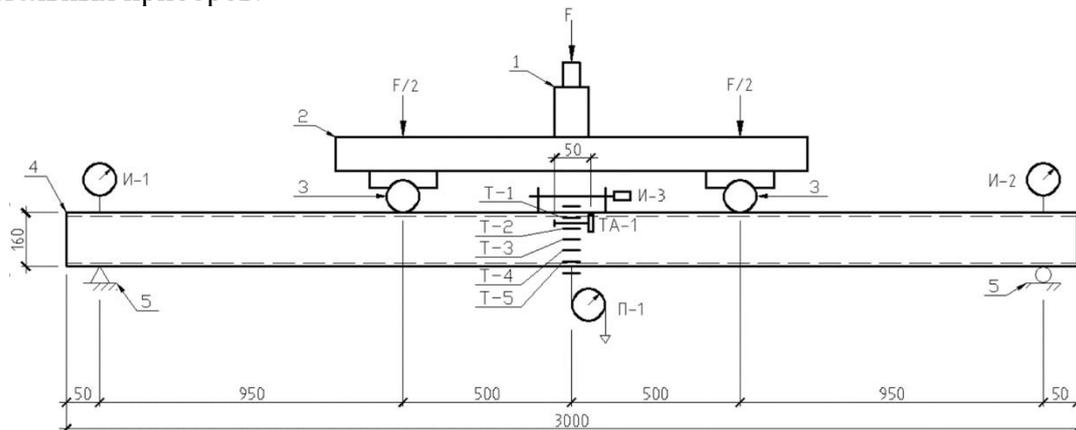


Рисунок 1 – Конструкция СТБ балок

1 – гидравлический домкрат; 2 – распределительная траверса; 3 – грузовые шарниры;
4 – стальная оболочка (160x80x4, ГОСТ 30245-2003); 5 – опоры; 6 – бетонное ядро;
И – индикаторы часового типа; П – прогибомер; ТА – тензометр Аистова



Рисунок 2 – Балка серии Б.ІІ в момент испытания

Результаты и обсуждения

Основные результаты испытаний, а также расчетное значение предельного изгибающего момента, сведены в таблицу 1. В ней представлены:

- призмная прочность бетона R_{bu} ;
- осредненная прочность бетона сжатой зоны с учетом косвенного армирования спиралью R_{br} ;
- фактическая высота сжатой зоны бетона перед разрушением балки x_{ϕ} ;
- максимальный изгибающий момент в середине пролета балки M_u^{exp} ;
- теоретическое значение разрушающего изгибающего момента M_u^{th} .

Данные таблицы 1 свидетельствуют о следующем. Наличие высокопрочного бетона в трубе положительно сказалось на прочности балок. Прочность балок серии Б.І оказалась в 1,52 раза выше по сравнению с расчетной прочностью стальной трубы. Одновременно достигнут существенный рост прочности СТБ балок усовершенствованной конструкции.

Таблица 1 – Прочность исследованных трубобетонных образцов

№ n/n	Серия, образец	R_{bu} , МПа	R_{br} , МПа	x_{ϕ} , мм	M_u^{exp} , кН×м	M_u^{th} , кН×м,	$\frac{M_u^{exp}}{M_u^{th}}$
1	Б.І – 1	73,3	73,3	64	51,47	53,62	0,96
2	Б.І – 2	70,8	70,8	64	57,71	53,44	1,08
3	Б.І – 3	71,8	71,8	64	49,76	53,51	0,93
4	Б.ІІ-1	74,5	111,1	62	76,95	73,99	1,04
5	Б.ІІ-2	71,3	106,3	64	71,70	73,92	0,97
6	Б.ІІ-3	72,2	107,6	63	75,50	74,02	1,02
7	Б.ІІІ-1	72,5	108,0	79	64,04	69,60	0,92
8	Б.ІІІ-2	71,8	107,0	79	74,35	69,50	1,07
9	Б.ІІІ-3	73,4	109,4	78	72,56	69,77	1,04

Предельное значение изгибающего момента M_u^{exp} в балках серии Б.ІІ в среднем на 42% выше, чем в балках серии Б.І. Для серии Б.ІІІ этот прирост немногим меньше – 34%, однако и такой результат следует считать очень хорошим. Рост прочности нормальных сечений в балках этих серий обусловлен увеличением прочности сжатого бетона за счет косвенного армирования и усилением растянутой полки.

Дополнительным подтверждением проявления эффекта косвенного армирования сжатой зоны бетона являются данные, полученные по деформациям бетона и стальной трубы в нормальном сечении. На рисунке 3 приведены характерные графические зависимости продольных деформаций в различных точках по высоте нормального сечения от уровня нагружения для всех трех серий. Они свидетельствуют о заметно большей предельной деформативности балок усовершенствованной конструкции.

Зависимости прогиба от изгибающего момента (рисунок 4) свидетельствуют о том, что жесткость балок обеспечивает их пригодность к нормальной эксплуатации. При значении изгибающего момента 60% от предельного (примерный уровень максимальных эксплуатационных нагрузок) прогиб составлял 13÷16 мм, что составляет менее 1/150 пролета. Для балки из стальной трубы расчетный прогиб при таком же значении момента равен 23 мм. К моменту потери прочности прогиб СТБ балок был равен 40÷55 мм и далее начинал резко нарастать. Сравнение зависимостей, приведенных на рисунке 4 балками серии Б.І. Основной вывод из этого сравнения заключается в том, что площадь под зависимостью «нагрузка-прогиб» в балках усовершенствованной конструкции существенно больше, что свидетельствует о заметно больших затратах энергии на их разрушение.

В целом характер разрушения балок всех серий был схож. В сжатой зоне балок серий Б.І и Б.ІІІ наблюдалась местная потеря устойчивости верхней полки стальной трубы. В зоне чистого изгиба в растянутой зоне бетона образовывались нормальные трещины. Факт их наличия определяли после вырезания стенок стальных труб испытанных балок (рисунок 5). Параметры этих трещин в балках всех серий были примерно одинаковы. Расстояние между трещинами составляло от 125 до 150 мм. По высоте сечения они распространялись от нижней полки вверх на 85÷90 мм, т.е. почти достигали нейтральной оси. Максимальная ширина раскрытия этих трещин оказалась равной 0,6 мм. Очевидно, что при уровне эксплуатационных нагрузок ширина раскрытия трещин значительно меньше.

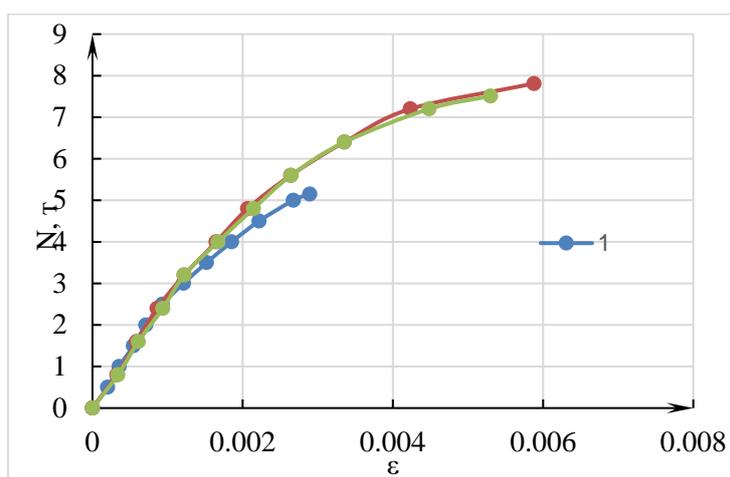


Рисунок 3 – Характерные зависимости продольных деформаций в различных точках по высоте нормального сечения от уровня нагружения для балок серий: 1 – Б.І ; 2 – Б.ІІ ; 3 – Б.ІІІ

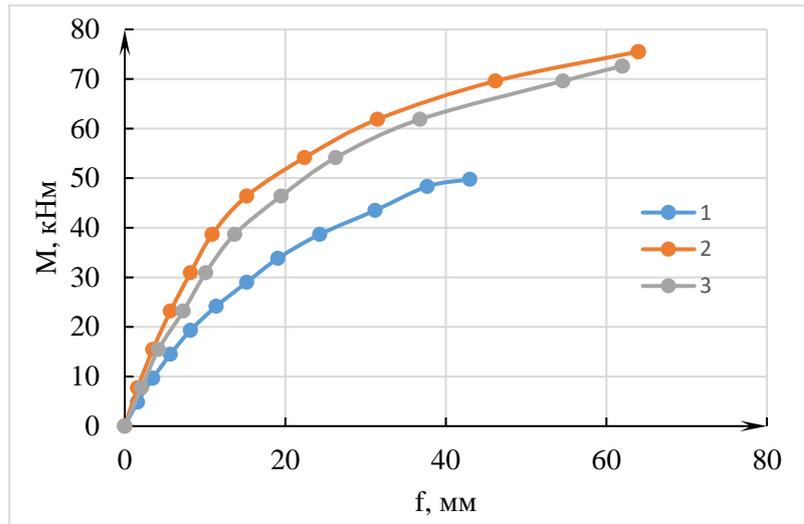


Рисунок 4 – Зависимость прогиба от изгибающего момента для балок трех серий



Рисунок 5 – Нормальные трещины в бетоне растянутой зоны балок

Расчет прочности

Расчет прочности нормальных сечений балок выполнен с использованием метода предельных усилий. Принятая расчетная схема усилий и эпюра напряжений показаны на рисунке 6.

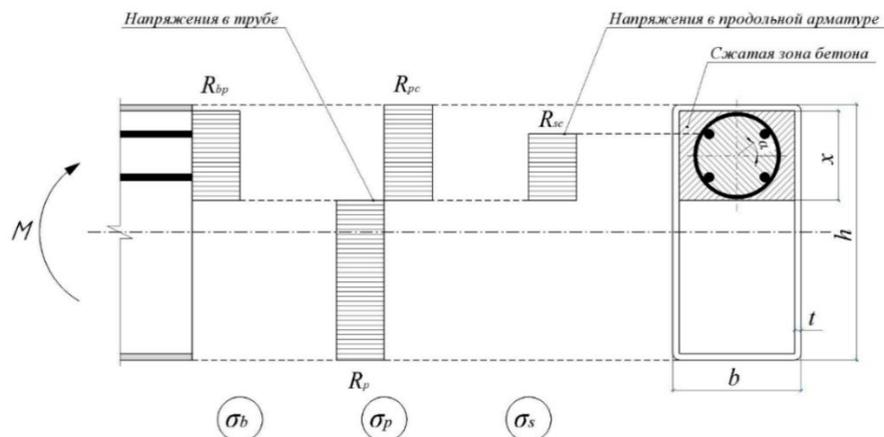


Рисунок 6 – Расчетная схема усилий и напряжений в нормальном сечении балки

Предельное напряжение в бетоне сжатой зоны балки R_{bp} принимается в зависимости от наличия спирального армирования. Для балок серии Б.1 $R_{bp} = R_{bu}$. Для балок со спиральной арматурой оно вычисляется по формуле

$$R_{bp} = \frac{R_{bu}(A_b - A_c) + R_{b3}A_c}{A}, \quad (1)$$

где A_b – площадь сжатой зоны бетона в поперечном сечении;

A_c – площадь поперечного сечения бетонного ядра, ограниченного спиральной арматурой;

R_{b3} – прочность объемно сжатого бетонного ядра, для тяжелого бетона определяемая по формуле

$$R_{b3} = R_{bu} \left[1 + \left(0,5\bar{\sigma} + \frac{\bar{\sigma}-2}{4} + \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}-2}{4}\right)^2 + \frac{\bar{\sigma}}{0,096}} \right) \right], \quad (2)$$

в которой $\bar{\sigma}$ – относительная величина бокового давления со стороны стальной оболочки на бетонное ядро в предельном состоянии

$$\bar{\sigma} = \frac{2A_{sc}}{d_{sc}s} \cdot \frac{\sigma_{yc}}{R_{bu}} \quad (3)$$

В формуле (3) приняты следующие обозначения: σ_{yc} , A_{sc} , s – предел текучести, площадь поперечного сечения и шаг арматуры спирали; d_{sc} – диаметр спирали.

Площади A_b и A_c в формуле (1) зависят от высоты сжатой зоны, которая вначале расчета неизвестна. Косвенное армирование в балке должно использоваться эффективно. Для этого подбирается такая толщина δ листа усиления нижней полки трубы, чтобы вся спираль располагалась в сжатой зоне. С учетом данного фактора предлагается следующая последовательность расчета. Сначала положение нейтральной оси принимается совпадающей с нижней точкой спирали. Производятся расчеты и уточняются высота сжатой зоны из условия равновесия продольных усилий. Формула для расчета высоты сжатой зоны балки с верхней полкой трубы (серия Б.2) имеет следующий вид:

$$x = \frac{R_p [2(h-2t-\delta) + b(1 + \frac{\delta}{t})] - R_{pc}b - R_{sc} \frac{\delta A_{sc}}{t}}{R_{bp}(\frac{\delta}{t} - 2) + 2R_{pc} + 2R_p}. \quad (4)$$

После определения x площади A_b и A_c уточняются и при необходимости расчет предельного напряжения в бетоне R_{bp} повторяется.

Расчетная величина разрушающего момента определяется из условия прочности

$$M \leq R_{bp}x(b-2t)z_1 + 2R_{pc}x \cdot t \cdot z_1 + R_{pc}bt(h-1,5t) + R_p t(z_2 + \delta)z_2 + \sum R_{sc,i}A_{sc,i}z_i, \quad (5)$$

в котором z_1 , z_2 , z_i – плечи внутренних усилий сжатого бетона и сжатых стенок трубы, растянутых стенок трубы, соответствующего ряда продольной арматуры, рассчитываемые относительно центра тяжести растянутой полки трубы.

Теоретические значения разрушающего изгибающего момента для балок всех серий представлены в таблице 1. Сопоставление и свидетельствует об удовлетворительной точности использованной методики расчета. Одновременно расчеты подтвердили значительное повышение прочности балок усовершенствованной конструкции.

Выводы

1. Проведенные экспериментальные исследования показали, что за счет усовершенствования конструкции удалось значительно повысить прочность нормальных сечений трубобетонных балок прямоугольного поперечного сечения. Рост прочности в балках с косвенным армированием сжатой зоны бетона спиралью и усилением растянутой полки трубы дополнительным стальным листом по сравнению с аналогичной СТБ балкой

«классической» конструкции составил 42%. В усовершенствованных балках со срезанной верхней полкой стальной трубы прочность возросла на 33%.

2. Жесткость не усиленных СТБ балок оказалась не менее, чем в 1,5 раза выше по сравнению с балками без заполнения стальной трубы бетоном. В балках усовершенствованной конструкции жесткость была еще примерно на 20 % выше.

3. Теоретическое определение прочности СТБ балок, в том числе имеющих усовершенствованную конструкцию, может осуществляться с использованием метода предельных усилий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кришан А. Л., Римшин В. И., Астафьева М.А. Сжатые трубобетонные элементы. Теория и практика. Москва, 2020. 375 с.
2. Кришан А. Л., Римшин В. И., Астафьева М.А. Самозаклинивающиеся элементы в трубобетонных колоннах. *Academia. Архитектура и строительство*. 2023. № 3. С. 140-148. [Электронный ресурс]. URL: <https://doi.org/10.22337/2077-9038-2023-3-140-148> (дата обращения: 27.06.2024).
3. Кришан А. Л., Римшин В.И., Анпилов С.М., Астафьева М.А., Ступак А.А. Прочность коротких трубобетонных колонн квадратного сечения // *Русский инженер*, 2023. № 2 . С.46-48.
4. Кришан А.Л., Римшин В.И., Астафьева М.А., Сагадатов А.И., Семенова М.Н., Ступак А.А. Прочность и деформативность сжатых трубобетонных элементов квадратного сечения // *БСТ: Бюллетень строительной техники*, 2022. № 6(1054). С. 16-18.
5. Кришан А.Л., Суровцов М.М. Экспериментальные исследования прочности гибких трубобетонных колонн // *Вестник Магнитогорского государственного технического университета им. Г.И. Носова*, 2013. № 1(41). С. 90-92.
6. Ahmed M., Liang Q.Q., Patel V.I., Hadi M.N.S. Numerical analysis of axially loaded circular high strength concrete-filled double steel tubular short columns // *Thin-Walled Structures*, 2019. (138). С. 105–116. URL: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.02.001>. (дата обращения: 27.06.2024).
7. Du, G.; Andjelic, A.; Li, Z.; Lei, Z.; Bie, X. Residual Axial Bearing Capacity of Concrete-Filled Circular Steel Tubular Columns // *Applied Sciences*, 2018. № 8 (793). URL: <https://www.mdpi.com/2076-3417/8/5/793/htm> (дата обращения: 27.06.2024).
8. Ge H.B., Usami T. Strength analysis of concrete-filled tin-walled steel box columns // *Journal of Constructional Steel Research*, 1994. С. 259-281.
9. Han, L.-H., Lam, D., & Nethercot, D. Design Guide for Concrete-filled Double Skin Steel Tubular Structures (1st ed.). CRC Press. URL: <https://doi.org/10.1201/9780429440410>.
10. Hassanein M.F, Elchalakani M., Patel V.I. Overall buckling behaviour of circular concrete-filled dual steel tubular columns with stainless steel external tubes // *Journal Thin-Walled Structures*, 2017. №115. С. 336–348.
11. Kibriya T. Performance of Concrete Filled Steel Tubular Columns // *American Journal of Civil Engineering and Architecture*, 2017. № 5(2). С. 35–39.
12. O'Shea M.D., Bridge R.Q. Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes // *Journal of Structural Engineering*, 2000. №126(11). С. 1295–1303.
13. Uy B., Tao Z., Han L.H. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns // *Journal of Constructional Steel Research*, 2011. №67. С. 360-378.
14. Abed F.H., Abdelmageed Y.I., Ilgun A.K. Flexural response of concrete-filled seamless steel tubes // *Journal of Constructional Steel Research*, 2018. №149. С. 53–63.
15. Jiang A., Chen J., Jin W-L. Experimental investigation and design of thin-walled concrete-filled steel tubes subject to bending // *Thin-Walled Structures*, 2013. № 63. С. 44–50.
16. Gho W.M., Liu D. Flexural behavior of high-strength rectangular concrete- filled steel hollow sections // *Journal of Constructional Steel Research*, 2004. №60. С.1681–96.
17. Guochang Li, Di Liu, Zhijian Yang, Chunyu Zhang. Flexural behavior of high strength concrete filled high strength square steel tube // *Journal of Constructional Steel Research*, 2017. №128. С. 732–744.
18. Han L.-H., Lu H., Yao G.-H., Liao F. Further Study on the Flexural Behavior of Concrete-filled Steel Tubes // *Journal of Constructional Steel Research*, 2006. №62(6). С. 554-565.
19. Hemzah S.A., Al-Obaidi S., Salim T. Flexural behavior of concrete filled steel tube composite with different concrete compressive strength // *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 2018. № 9(7). С. 824–832.
20. Ming-Xiang Xiong, De-Xin Xiong, J.Y. Richard Liew. Flexural performance of concrete filled tubes with high tensile steel and ultra-high strength concrete // *Journal of Constructional Steel Research*, 2017. № 132. С. 191–202.

21. Tomii, Masahide and Kenji Sakino. Elasto-plastic behavior of concrete filled square steel tubular beam-columns // Transactions of the Architectural Institute of Japan, 1979. №280. С. 111–20.
22. Uy B. Strength of short concrete filled high strength steel box columns // Journal of Constructional Steel Research, 2001. №57. С. 113–134.
23. Wang R., Han L-H., Nie J-G., Zhao X-L. Flexural performance of rectangular CFST members // Thin-Walled Structures, 2014. №79. С.154–165.
24. Арленинов, П.Д., Крылов С.Б., Смирнов П.П. Расчетно-экспериментальные исследования изгибаемых трубобетонных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2017. № 4. С. 34-38.
25. Хазов П.А., Помазов А.П. Экспериментальное исследование продольного и поперечного изгиба трубобетонных стержней // Жилищное строительство, 2023. № 12. С. 66–71.
26. Якупова, Л.З., Астанков К. Ю., Овчинников И. Г. О возможности применения свода правил СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» для проектирования трубобетонных конструкций в малом мостостроении // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология, 2023. № 2. С. 112-121.
27. American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10. American Institute of Steel Construction, 2010.

REFERENCES

1. Krishan A.L., Rimshin V.I., Astafieva M.A. Szhatyye trubobetonnyye elementy. Teoriya i praktika [Compressed pipe concrete elements. Theory and practice]. Moscow: ASV. 2020. 375 p.
2. Rimshin V.I., Krishan A.L., Astafieva M.A. Self-jamming elements in pipe-concrete columns. *Academia. Arhitektura i stroitel'stvo*. 2023. No. 3. Pp. 140—148. (rus). [Online]. URL: <https://doi.org/10.22337/2077-9038-2023-3-140-148> (date of application: 27.06.2024).
3. Rimshin V.I., Anpilov S.M., Krishan A.L., Astafieva M.A., Stupak A.A. Strength of short tube-concrete columns of square section. *Russkii in zhener*. 2023. No. 2 (79). Pp. 46—48. (rus).
4. Krishan A.L., Rimshin V.I., Astafieva M.A., Sagadatov A.I., Semenova M.N., Stupak A.A. Strength and deformability of compressed tube-concrete elements of square section. *BST*. 2022. No. 6 (1054), pp. 16–18.(rus).
5. Krishan A.L., Surovtsov M.M. Experimental reserches of strength of flexible concrete-filled tube (CFT) columns. *Vestnik of Nosov Magnitogorsk State Technical University*. 2013. No. 1(41). Pp. 90-92. (rus).
6. Ahmed M., Liang Q.Q., Patel V.I., Hadi M.N.S. Numerical analysis of axially loaded circular high strength concrete-filled double steel tubular short columns. *Thin-Walled Structures*. 2019. (138). Pp. 105–116. URL: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.02.001>. (date of application: 27.06.2024).
7. Du, G.; Andjelic, A.; Li, Z.; Lei, Z.; Bie, X. Residual Axial Bearing Capacity of Concrete-Filled Circular Steel Tubular Columns. *Applied Sciences*. 2018. No. 8 (793). URL: <https://www.mdpi.com/2076-3417/8/5/793/htm> (date of application: 27.06.2024).
8. Ge H.B., Usami T. Strength analysis of concrete-filled tin-walled steel box columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 1994. Pp. 259-281.
9. Han, L.-H., Lam, D., & Nethercot, D. Design Guide for Concrete-filled Double Skin Steel Tubular Structures (1st ed.). CRC Press. URL: <https://doi.org/10.1201/9780429440410>. (date of application: 27.06.2024).
10. Hassanein M.F, Elchalakani M., Patel V.I. Overall buckling behaviour of circular concrete-filled dual steel tubular columns with stainless steel external tubes. *Journal Thin-Walled Structures*. 2017. No. 115. Pp. 336–348.
11. Kibriya T. Performance of Concrete Filled Steel Tubular Columns. *American Journal of Civil Engineering and Architecture*. 2017. No. 5(2). Pp. 35–39.
12. O'Shea M.D., Bridge R.Q. Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering*. 2000. No. 126(11). Pp. 1295–1303.
13. Uy B., Tao Z., Han L.H. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011. No.67. Pp. 360-378.
14. Abed F.H., Abdelmageed Y.I., Ilgun A.K. Flexural response of concrete-filled seamless steel tubes. *Journal of Constructional Steel Research*. 2018. No.149. Pp. 53–63.
15. Jiang A., Chen J., Jin W-L. Experimental investigation and design of thin-walled concrete-filled steel tubes subject to bending. *Thin-Walled Structures*. 2013. No. 63. Pp. 44–50.
16. Gho W.M., Liu D. Flexural behavior of high-strength rectangular concrete- filled steel hollow sections. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004. No.60. PP.1681–96.
17. Guochang Li, Di Liu, Zhijian Yang, Chunyu Zhang. Flexural behavior of high strength concrete filled high strength square steel tube. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017. No.128. Pp. 732–744.
18. Han L.-H., Lu H., Yao G.-H., Liao F. Further Study on the Flexural Behavior of Concrete-filled Steel Tubes. *Journal of Constructional Steel Research*. 2006. No.62(6). PP. 554-565.
19. Hemzah S.A., Al-Obaidi S., Salim T. Flexural behavior of concrete filled steel tube composite with different concrete compressive strength. *International Journal of Civil Engineering and Technology*. 2018. No. 9(7). Pp. 824–832.
20. _Ming-Xiang Xiong, De-Xin Xiong, J.Y. Richard Liew. Flexural performance of concrete filled tubes with

high tensile steel and ultra-high strength concrete. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017. No. 132. Pp. 191–202.

21. Tomii, Masahide and Kenji Sakino. Elasto-plastic behavior of concrete filled square steel tubular beam-columns. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*. 1979. No.280. Pp. 111–20.

22. Uy B. Strength of short concrete filled high strength steel box columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2001. No.57. Pp. 113–34.

23. Wang R., Han L-H., Nie J-G., Zhao X-L. Flexural performance of rectangular CFST members. *Thin-Walled Structures*. 2014. No.79. Pp.154–165.

24. Arleninov, P.D., Krylov P.P., Smirnov P.P. Calculation of the central and eccentrically compressed pipe-concrete structures strength. *Sejstmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2017. No. 4. Pp. 34–38. (rus).

25. Khazov P.A., Pomazov A.P. Experimental study of longitudinal and transverse bending of pipe concrete rods. *Zhilishhnoe stroitel'stvo*. 2023. No. 12. Pp. 66–71. (rus).

26. Yakupova L.Z., Astankov K.Yu., Ovchinnikov I.G. The code of norms SP 266.1325800.2016 "Composite steel and concrete structures. Design rules" applicability for the low-span bridges made of concrete-filled steel tubes design. *Transport. Transportny'e sooruzheniya. E'kologiya*. 2023. No. 2. Pp. 112-121. (rus).

27. American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10. American Institute of Steel Construction. 2010.

Информация об авторах:

Кришан Анатолий Леонидович

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова», г. Магнитогорск, Россия,

доктор технических наук, профессор, советник РААСН, профессор кафедры проектирования и строительства зданий.

E-mail: kris_al@mail.ru

Колесников Владислав Дмитриевич

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова», г. Магнитогорск, Россия,

аспирант кафедры проектирования и строительства зданий.

E-mail: vladislav-kolesnikov74@mail.ru

Римшин Владимир Иванович

Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН, г. Москва, Россия,

доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РААСН

E-mail: v.rimshin@niisf.ru

Астафьева Мария Анатольевна

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова», г. Магнитогорск, Россия,

кандидат технических наук, доцент кафедры проектирования и строительства зданий.

E-mail: skymanika@mail.ru

Лихидько Михаил Алексеевич

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова», г. Магнитогорск, Россия,

аспирант кафедры проектирования и строительства зданий.

E-mail: likhidkom@yandex.ru

Information about authors:

Krishan A.L.

Nosov Magnitogorsk State Technical University, Magnitogorsk, Russian Federation,

Doctor of Sciences (Engineering), Professor, Adviser of RAACS, Professor of the Department of Design and Construction of Buildings.

E-mail: kris_al@mail.ru

Kolesnikov V. D.

Nosov Magnitogorsk State Technical University, Magnitogorsk, Russian Federation,

Postgraduate student of the Department of Design and Construction of Buildings.

E-mail: vladislav-kolesnikov74@mail.ru

Rimshin V. I.

Scientific-Research Institute of Building Physics of RAACS, Moscow, Russian Federation,

Doctor of Sciences (Engineering), Professor, Corresponding Member of RAACS.

E-mail: v.rimshin@niisf.ru

Astafeva M.A.

Nosov Magnitogorsk State Technical University, Magnitogorsk, Russian Federation,

Candidate of Sciences (Engineering), Docent of the Department of Design and Construction of Buildings.

E-mail: skymanika@mail.ru

Likhidko M. A.

Nosov Magnitogorsk State Technical University, Magnitogorsk, Russian Federation,

Postgraduate student of the Department of Design and Construction of Buildings.

E-mail: likhidkom@yandex.ru

Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ¹, А.М. ХАТКЕВИЧ¹, Д.О. ГЛУХОВ¹¹ Полоцкий государственный университет (ПГУ) имени Евфросинии Полоцкой, г. Полоцк, Беларусь

НЕЛИНЕЙНАЯ ДЕФОРМАЦИОННАЯ МОДЕЛЬ В РАСЧЕТЕ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Аннотация. Рассмотрен вопрос применимости нелинейной деформационной модели для определения параметров напряженного-деформированного состояния внецентренно сжатых трубобетонных элементов. Для учета сложного напряженного состояния материалов бетона внутреннего сердечника и стали трубы введены корректировки их диаграмм деформирования. Поперечное сечение трубобетонного элемента рассматривается как совокупность элементарных площадок. В качестве критерия расчета сопротивления сжатию в предельной стадии по прочности предложено принимать максимальное усилие, вычисляемое из условия совместности деформаций стали и бетона. Преимуществом данного критерия является отсутствие необходимости нормирования предельной сжимаемости бетона и учет высокой степени перераспределения усилий в поперечных сечениях. На выборке экспериментальных данных выполнена верификация методики сопоставлением результатов расчетного и экспериментально полученного предельного усилия. Подтверждена применимость нелинейной деформационной модели на основе диаграмм деформирования с учетом многоосного напряженного состояния бетона и стали трубы для расчета внецентренно сжатых трубобетонных элементов.

Ключевые слова: трубобетонный элемент, нелинейная деформационная модель, корректировка диаграмм деформирования, критерий разрушения

D.N. LAZOVSKIY¹, A.M. KHATKEVICH¹, D.O. GLUKHOV¹¹Polotsk State University (PSU) named after Euphrosyne of Polotsk", Polotsk, Belarus

NONLINEAR DEFORMATION MODEL IN THE ANALYSIS OF ECCENTRICALLY COMPRESSED CONCRETE-FILLED STEEL TUBE ELEMENTS

Abstract. This paper discusses the applicability of a nonlinear deformation model for determining the parameters of the stress-strain state of eccentrically compressed concrete-filled steel tube elements. Adjustments to the deformation diagrams of the concrete core and the steel tube were introduced to account for the complex stress state of the materials. The cross-section of the concrete-filled steel tube element is considered as a collection of elementary areas. As the criterion for calculating compressive resistance at the ultimate strength stage, it is proposed to use the maximum force calculated based on the compatibility condition of steel and concrete deformations. The advantage of this criterion is that it eliminates the need to normalize the ultimate compressibility of concrete and accounts for the high degree of force redistribution in cross-sections. The method was verified by comparing the calculated and experimentally obtained ultimate forces on a sample of experimental data. The applicability of the nonlinear deformation model based on deformation diagrams, considering the multiaxial stress state of concrete and the steel tube, was confirmed for the analysis of eccentrically compressed concrete-filled steel tube elements.

Keywords: concrete-filled steel tube element, nonlinear deformation model, deformation diagram adjustment, failure criterion

Введение

Трубобетонные элементы, как один из видов сталежелезобетонных конструкций, широко применяются в строительстве благодаря своей эффективной работе при сжатии [1-4]. Целесообразность их использования в сжатых конструкциях определяется «эффектом обоймы», который испытывает бетон внутри стальной оболочки (трубы). Так, деформирование при сжатии бетона, испытывающего боковое давление, существенно отличается повышенным сопротивлением трещинообразованию, предельной прочностью и деформативностью [5-7]. В то же время сопротивление стальной трубы сжатию в продольном направлении снижается из-за растягивающих напряжений в поперечном (тангенциальном) направлении от давления бетона. На основе многочисленных базовых исследований сжатых трубобетонных элементов, подтверждающих вышеприведенное взаимодействие бетона и стальной трубы, издан нормативный документ СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [8].

Многие ученые в предположении неизменяемости и разности коэффициентов поперечных деформаций бетона ($\nu = 0,2$) и стали ($\nu = 0,3$) ставят под сомнение совместную работу бетонного сердечника и стальной оболочки в виде трубы при традиционном способе передачи сжимающего усилия на бетонный сердечник и стальную оболочку [9-15] и в [10] указывают на ошибочность принятых допущений указанного СП [8]. В то же время испытания сжатых трубобетонных элементов показали изменчивость коэффициента поперечных деформаций сжатого бетона при его нелинейном деформировании за границей начала трещинообразования вплоть до значения 0,5 [16-18]. Учитывая неоднозначность подходов к расчету трубобетонных элементов, имеется ряд сопоставлений результатов расчетов по различным методикам [5, 19-21]. В [22-29], включая и нормы [8], предлагается нелинейный расчет сжатых трубобетонных элементов без представления в печати практической реализации данной методики и сопоставления результатов расчета с экспериментальными данными.

Цель настоящей работы – исследовать применимость нелинейной деформационной модели в постановке нормативного документа СП 266.1325800.2016 к расчету внецентренно сжатых трубобетонных элементов с ее верификацией на результатах экспериментальных исследований различных авторов [20, 30-33].

Модели и методы

Поперечное сечение внецентренно сжатого трубобетонного элемента с наружным диаметром трубы D_p и толщиной стенки t_p рассматривается как совокупность элементарных площадок (рисунок 1), в пределах которых относительные деформации считаются равномерно распределенными. В поперечном сечении предполагается полная совместная работа бетона и стальной оболочки (трубы). Распределение относительных деформаций по поперечному сечению трубобетонного элемента подчиняется гипотезе плоских сечений для средних продольных относительных деформаций растянутой и сжатой зон, включающей поперечные сечения с трещинами нормального отрыва и сечения между трещинами.

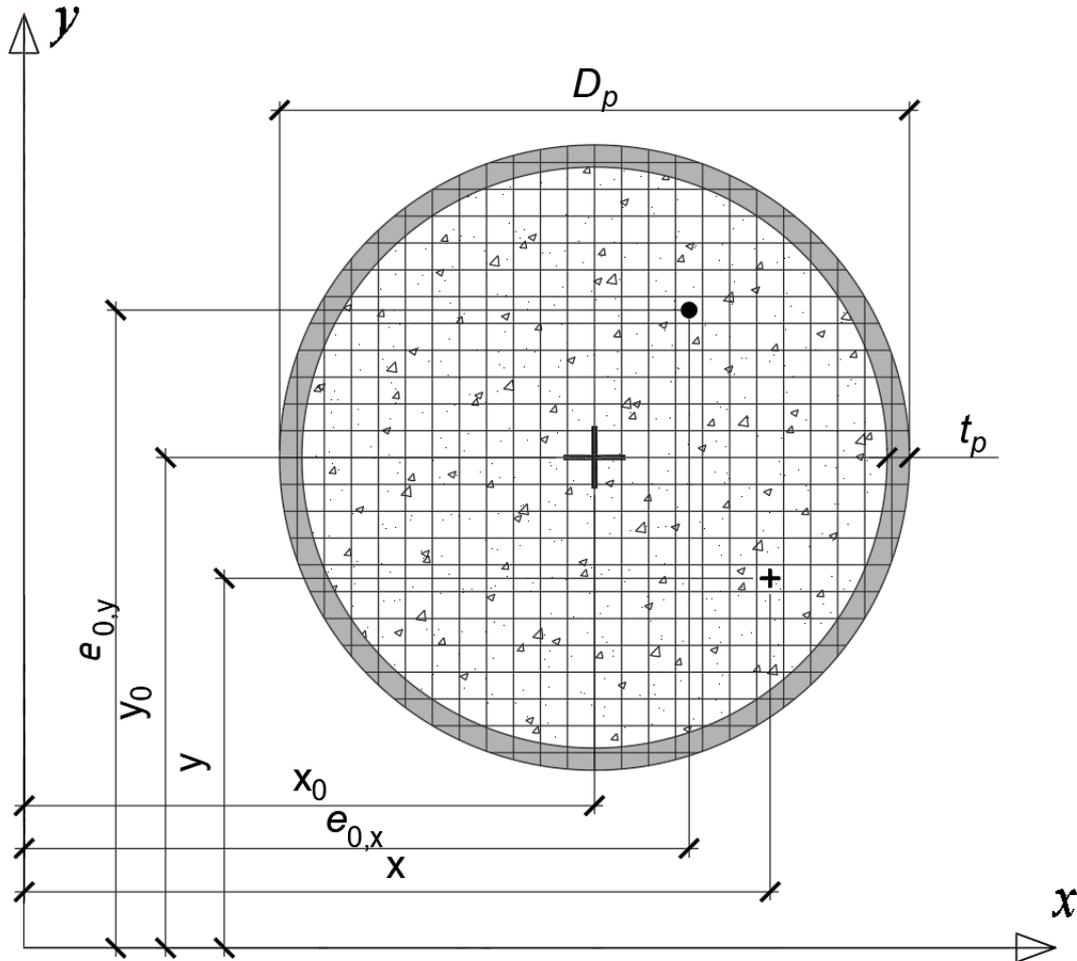


Рисунок 1 - Расчетное поперечное сечение внецентренно сжатого трубобетонного элемента

В качестве аппроксимации диаграммы деформирования бетона с призмной прочностью при сжатии f_c и начальным модулем упругости E_c , устанавливающей зависимость между напряжениями при сжатии (растяжении) σ_c (σ_{ct}) и средними относительными деформациями ε_c (ε_{ct}), принимается нелинейная диаграмма состояния бетона с ниспадающей ветвью (ЕКБ-ФИП) [34-36] без введения ограничений ее длины по деформациям сжатия с целью получения полного перераспределения усилий между бетоном и стальной трубой трубобетонного элемента (рисунок 2 а):

$$\begin{cases} \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k_c \eta_c - \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \eta_c}; & k_c = \frac{1,1 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_c}; & \eta_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}; & \varepsilon_{c1} = f_c \left(0,12 + \frac{18,8}{f_c} \right) \cdot 10^{-4}; \\ \frac{\sigma_{ct}}{f_{ct}} = \frac{k_{ct} \eta_{ct} - \eta_{ct}^2}{1 + (k_{ct} - 2) \eta_{ct}}; & k_{ct} = \frac{E_{ct} \varepsilon_{ct1}}{f_{ct}}; & \eta_{ct} = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}}; & \varepsilon_{ct1} = \frac{2 \cdot f_{ct}}{E_{ct}}, \end{cases} \quad (1)$$

где $\varepsilon_{c1} = 0,7 f_c^{0,31}$ – относительные деформации бетона в вершине диаграммы деформирования; $f_{ct} = 0,232 f_c^{2/3}$ – прочность бетона при растяжении.

В формуле (1) начальный модуль упругости бетона при растяжении E_{ct} , относительные деформации ε_{ct1} в вершине диаграммы деформирования и предельная растяжимость бетона ε_{ct1} определяются по [8]:

$$E_{ct} = \frac{10^7 \cdot f_{ct}}{750 + 81,55 \cdot f_{ct}}; \quad \varepsilon_{ctu} = \frac{K \cdot \varepsilon_{ct1}}{2}; \quad K = 6,4 + 0,1223 f_c. \quad (2)$$

С учетом многоосного напряженного состояния в составе трубобетонного элемента сопротивление бетона при сжатии продольным усилием с эксцентриситетом e_0 корректируется [8]:

$$f_{cp} = f_c + \Delta f_c \left(1 - \frac{7,5e_0}{D_p - 2t_p}\right), \quad (3)$$

где

$$\Delta f_c = f_c \left(2 + 2,52e_0^{\frac{-1}{(f_y A_p + f_c A_c)}}\right) \frac{t_p}{D_p - 2t_p} \cdot \frac{f_y}{f_c}. \quad (4)$$

В формуле (4) A_p и A_c – площадь поперечного сечения соответственно бетона и стальной трубы внецентренно сжатого трубобетонного элемента; постоянная $c = 25$ МН при измерении величин в формуле в МПа и м.

Идеализированная диаграмма деформирования стали трубы сопротивлением при сжатии и растяжении f_y с начальным модулем упругости E_s , устанавливающей зависимость между напряжениями σ_s и относительными деформациями ε_s , принимается билинейной с горизонтальным участком и ограничением относительных деформаций удлинения при растяжении и без ограничения при сжатии (рисунок 2 б). Предельное значение относительной деформации стали трубы при растяжении принимается $\varepsilon_{su} = 0,025$.

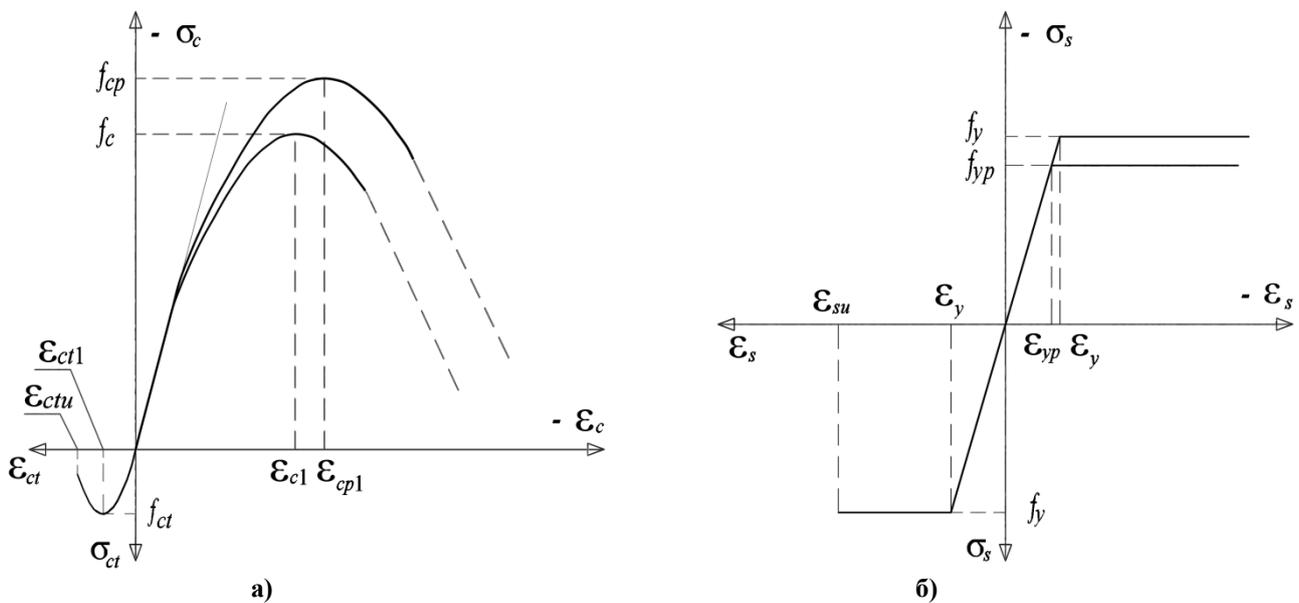


Рисунок 2 – Диаграммы деформирования: а) бетона, б) стали трубы

С учетом многоосного напряженного состояния сопротивление стали трубы при сжатии трубобетонного элемента корректируется по [8]:

$$f_{yp} = f_y - \frac{1}{4} f_y \left(1 - \frac{7,5e_0}{D_p - 2t_p}\right). \quad (5)$$

В формулах (3) и (5):

$$1 - \frac{7,5e_0}{D_p - 2t_p} \geq 0. \quad (6)$$

В общем случае система уравнений для расчета параметров напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатого трубобетонного элемента, состоящая из уравнений равновесия и гипотезы плоских сечений, описывающей положение плоскости распределения относительных деформаций по его поперечному сечению имеет вид:

$$\begin{cases} \iint \sigma(\varepsilon(x, y))(x - x_0) dx dy = N \cdot e_{0,x}; \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y))(y - y_0) dx dy = N \cdot e_{0,y}; \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y)) dx dy = N; \\ \varepsilon(x, y) = \varepsilon_{z\varepsilon} + 1/r_x(x - x_0) + 1/r_y(y - y_0), \end{cases} \quad (7)$$

где $\sigma(x, y)$, $\varepsilon(x, y)$ – нормальные напряжения, относительные деформации в элементарной площадке бетона или стали трубы с координатами (x, y) ; $e_{0,x}$ и $e_{0,y}$ – эксцентриситеты приложения продольного усилия в направлении соответственно оси x и y ; x_0 и y_0 – координаты центра тяжести поперечного сечения трубобетонного элемента; $1/r_x$ и $1/r_y$ – кривизна продольной оси трубобетонного элемента относительно соответственно оси x и y ; $\varepsilon_{z\varepsilon}$ – относительная деформация от действия продольного усилия, соответствующая его центральному приложению.

Критерием разрушения внецентренно сжатого трубобетонного элемента принято максимальное продольное усилие от внешних воздействий, которое способен воспринять элемент. Максимальное значение продольного усилия N_u , при котором процесс последовательных приближений сходится (соблюдаются условия равновесия и условие совместности деформаций (7)), соответствует прочности трубобетонного элемента. Преимуществом такого критерия разрушения является отсутствие необходимости нормирования предельной сжимаемости бетона и возможность учета высокой степени перераспределения усилий в поперечном сечении трубобетонного элемента. Достижение предельных относительных деформаций при разрыве ε_{su} стали трубы в растянутой зоне свидетельствует о разрушении стали, достижение предельных относительных деформаций при растяжении ε_{cti} свидетельствует об образовании нормальных трещин.

Результаты исследования и их анализ

Нелинейный деформационный расчет на основе принятых предпосылок позволяет получать параметры напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатого трубобетонного элемента на любой стадии его работы.

В качестве примера рассмотрен трубобетонный элемент диаметром $D_p = 106$ мм с толщиной стенки трубы $t_p = 3$ мм, загруженный продольным сжимающим усилием с эксцентриситетом $e_0 = 100$ мм (рисунок 3).

Сопротивление стали трубы трубобетонного элемента равно $f_y = 288$ МПа, бетона сердечника – $f_c = 16,8$ МПа. Экспериментально полученное значение предельного усилия $N_u^{exp} = 115$ кН [32].

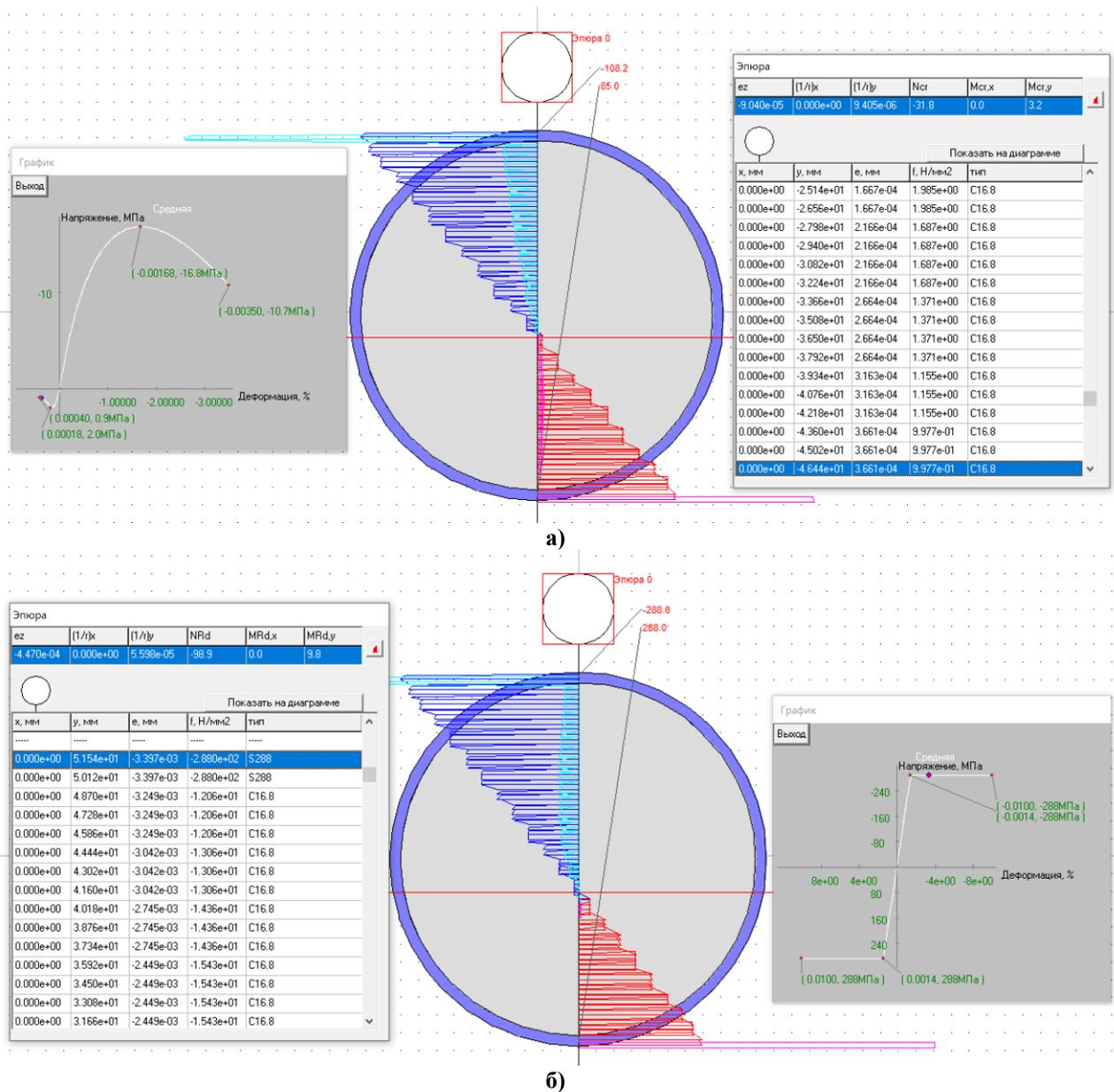


Рисунок 3 – Распределение относительных деформаций и нормальных напряжений по поперечному сечению внецентренно сжатого трубобетонного элемента: а) на стадии образования трещин нормального отрыва N_{cr} , б) в предельном по прочности состоянии при N_u (цифры справа от сечения – нормальные напряжения в МПа)

В результате расчета по нелинейной деформационной модели получено усилие образования трещин нормального отрыва $N_{cr} = 31,8$ кН, предельное усилие $N_u^{th} = 98,9$ кН. Максимальное значение относительных деформаций бетона сердечника и стали трубы при сжатии составляет $\varepsilon_u = 339,7 \cdot 10^{-5}$, что превышает значения, соответствующие началу текучести стали трубы $\varepsilon_y = 144 \cdot 10^{-5}$ и вершины диаграммы деформирования бетона при сжатии $\varepsilon_{cl} = 168 \cdot 10^{-5}$.

Аналогичные нелинейные расчеты с корректировкой сопротивлений стали трубы и бетона при многоосном напряженном состоянии произведены для других экспериментальных данных из источников [20, 30-33]. Нелинейная деформационная модель для расчета внецентренно сжатых трубобетонных элементов имеет удовлетворительную сходимость с результатами экспериментальных исследований.

Сопоставление результатов нелинейного расчета предельного усилия N_u с экспериментальными данными приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Сопоставление результатов нелинейного расчета предельного усилия с экспериментальными данными [20, 30-33]

№ п/п	Автор	$\frac{e_0}{D_p}$	D_p , мм	t_p , мм	f_y , МПа	f_{yp} , МПа	f_c , МПа	f_{cp} , МПа	$\varepsilon_u \cdot 10^{-5}$	N_u^{exp} , кН	N_u^{th} , кН	$\frac{N_u^{exp}}{N_u^{th}}$
1	А.И. Сагадатов [30]	0,06	159	6	295	257	22	51,4	277,2	1406	1377,6	1,02
2		0,13	159	6	295	295	22,5	22,5	346	1210	953,2	1,27
3		0,26	159	6	295	295	24,2	24,2	396,2	932	730,7	1,28
4		0,06	159	6	295	257	32,1	59,2	256,7	1559	1473,1	1,06
5		0,13	159	6	295	295	32,8	32,8	335	1412	1040,7	1,35
6		0,26	159	6	295	295	35,1	35,1	331,9	1066	816,7	1,31
7		0,06	219	8	290	256	32,5	54,3	260,5	2921	2480,2	1,18
8		0,13	219	8	290	290	30,5	30,5	319,5	2698	1709,1	1,58
9		0,26	219	8	290	290	32,1	32,1	347,4	1962	1334,4	1,47
10		0,06	219	8	290	253	46,1	71	249,4	3308	2867,9	1,15
11		0,13	219	8	290	290	43,4	43,4	295,2	3041	1974,2	1,54
12		0,26	219	8	290	290	45,6	45,6	315,5	2289	1506,4	1,52
13	К.С. Кузнецов [31]	0,125	159	6	440	440	38,9	38,9	334,7	1774	1403,8	1,26
14		0,25	159	6	440	440	41,6	41,6	341,2	1346	1092,9	1,23
15		0,375	159	6	440	440	38	38	418,8	1059	861,7	1,23
16		0,125	159	6	440	440	55,8	55,8	280,6	1842	1558	1,18
17		0,25	159	6	440	440	57,5	57,5	294,1	1515	1173,3	1,29
18		0,375	159	6	440	440	59	59	308,8	1238	927,2	1,33
19		0,125	106	4	435	435	40,5	40,5	295,5	849	608,4	1,4
20		0,25	106	4	435	435	41,2	41,2	365,9	633	477,4	1,33
21		0,375	106	4	435	435	37,4	37,4	395,2	468	372,1	1,26
22		0,125	106	4	435	435	54,6	54,6	293,3	839	678,3	1,24
23		0,25	106	4	435	435	58,2	58,2	297,1	691	515,7	1,34
24	0,375	106	4	435	435	57,8	57,8	323,3	572	405,8	1,41	
25	Л.И. Стороженко [32]	0,09	106	3	288	267	16,8	27,8	322,5	400	382,2	1,05
26		0,189	106	3	288	288	16,8	16,8	350	300	272,3	1,1
27		0,283	106	3	288	288	16,8	16,8	423	270	230	1,17
28		0,377	106	3	288	288	16,8	16,8	463,6	230	199,8	1,15
29		0,472	106	3	288	288	16,8	16,8	439,7	200	174,7	1,14
30		0,943	106	3	288	288	16,8	16,8	339,7	115	98,9	1,16
31		0,376	133	4	288	288	16,8	16,8	479,4	480	386,9	1,24
32		0,752	133	4	288	288	16,8	16,8	410	250	241,8	1,03
33	В.Л. Шабров [33]	0,062	530	7,8	349,2	303	34,5	44,4	256,8	12500	11002	1,14
34		0,125	530	7,8	349,2	346	34,5	35,1	297	10700	8357,9	1,28
35		0,062	530	11,95	322,6	281	34,5	48,1	259	14500	12651	1,15
36		0,125	530	11,95	322,6	321	34,5	35	300,6	12500	9677,7	1,29
37		0,064	630	6,6	303	264	25,6	31,5	272,1	12000	11316	1,06
38		0,127	630	6,6	303	301	25,6	25,9	300,9	10500	8991,6	1,17
39		0,064	630	9,8	311	271	34,9	43,3	263,5	17000	14920	1,14
40		0,127	630	9,8	311	310	34,9	35,2	305,5	15000	11673	1,29
41		0,063	720	7,7	395,4	344	28,3	35,6	267,1	18500	16768	1,1
42		0,125	720	7,7	395,4	391	28,3	28,9	296,4	16000	13007	1,23
43		0,063	720	9,6	315,6	274	28,3	35,6	265,2	18500	16645	1,11
44		0,125	720	9,6	315,6	313	28,3	28,8	311,3	16000	13018	1,23
45		0,063	720	11,74	274	239	28,3	36	269,8	19000	16828	1,13
46		0,125	720	11,74	274	271	28,3	28,7	301,1	16650	13133	1,27

Расчеты расчетов показывают, что корректировка сопротивления бетона и стали трубы с учетом их многоосного напряженного состояния в соответствии с [8] до значений f_{cp} и f_{yp} положительно влияет на сближение результатов нелинейного расчета с экспериментальными

данными. Следует отметить осторожность нормативного документа СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» к учету влияния многоосного напряженного состояния на сопротивление бетона сердечника и стали трубы-оболочки.

Выводы

1. Результаты описанного исследования позволяют использовать нелинейную деформационную модель к расчету внецентренно сжатых трубобетонных элементов. Деформационный подход, в частности, позволяет учитывать физическую нелинейность деформирования материалов в виде стали трубы и бетона сердечника, корректировать их сопротивления с учетом многоосного напряженного состояния, получать параметры напряженно-деформированного состояния элементов произвольных размеров и формы поперечного сечения с различными эксцентриситетами приложения продольных усилий на всех уровнях нагружения.

2. Предложенный критерий расчета сопротивления внецентренному сжатию в предельной стадии по прочности в виде максимального усилия, воспринимаемого трубобетонным элементом из условия совместности деформаций бетона сердечника и стальной трубы-оболочки, позволяет учесть перераспределение усилий в поперечном сечении трубобетонных элементов и расчетным путем определять предельные деформации сжатия бетона, как правило, превышающие нормируемые значения его предельной сжимаемости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кришан, А. Л. Трубобетонные колонны для многоэтажных зданий // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2009 № 4. С. 75-80.
2. Дуванова, И. А., Сальманов И. Д. Трубобетонные колонны в строительстве высотных зданий и сооружений // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2014 № 6(21). С. 89-103.
3. Овчинников И.И., Овчинников И.Г., Чесноков Г.В., Михалдыкин Е.С. О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 1. Опыт применения трубобетона с металлической оболочкой // *Интернет-журнал Науковедение*. 2015 Т.7 № 4(29). С. 90. DOI: 10.15862/95TVN415.
4. Пенкина, Е. В. Плотников А. И. К вопросу о применении трубобетонных колонн в многоэтажных и высотных зданиях // *Научному прогрессу - творчество молодых: Международная молодежная научная конференция по естественнонаучным и техническим дисциплинам: материалы и доклады: в 3 частях, Йошкар-Ола, 19–20 апреля 2013 года / Поволжский государственный технологический университет. Том Часть 3. Йошкар-Ола: Поволжский государственный технологический университет, 2013. С. 121-123.*
5. Овчинников И.И., Овчинников И.Г., Чесноков Г.В., Михалдыкин Е.С. О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 2. Расчет трубобетонных конструкций с металлической оболочкой // *Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ»*. 2015 Т.7, №4 (29) DOI: 10.15862/112TVN415.
6. Несветаев, Г. В., Резван И. В. Оценка прочности трубобетона // *Фундаментальные исследования*. 2011 № 12-3. С. 580-583.
7. Кикин А. И., Санжароиский Р. С., Труль В. А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. М.: Стройиздат, 1974, 144 с.
8. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные : Правила проектирования : свод правил : издание официальное : утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 30 декабря 2016 г. № 1030/пр : дата введения 01 июля 2017 г. – URL: <http://www.consultant.ru>.
9. Снигирева В.А., Горынин Г.Л. Нелинейное напряженно-деформированное состояние трубобетонных конструкций // *Инженерно-строительный журнал*. 2018 № 7(83). С. 73-82.
10. Хазов П.А., Ситникова А.К., Чибаква Е.А. Расчет трубобетонных конструкций: современное состояние вопроса и перспективы дальнейших исследований (обзор) // *Приволжский научный журнал*. 2023 № 4. С.57-76.
11. Gardner N. J., Jacobson E. R. Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tube // *ACI Journal*. 1967. P. 404-413.
12. Tomii M., Yoshimura K., Morishita Y. Experimental Studies on Concrete Filled Steel Tubular Columns under Centric Loading // *Proc. Int. Colloquium on Stability of Structures Under Static and Dynamic Loads*. 1977. – P. 718-741

13. Schneider, S. P. Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes // *Journal of Structural Engineering*. 1998 Vol. 124, Issue. 10. P. 1125-1138.
14. Kuranovas A., Goode D., Kvedaras A., Zhong S. Load-Bearing Capacity of Concrete-Filled Steel Columns // *Journal of Civil Engineering and Management*. 2009 №15(1). P. 21–33. DOI:10.3846/1392-3730.2009.15.21-33
15. Jayalekshmi S. A., Sankar Jegadesh J. S. Comparative Study on Design Principles of Circular Concrete Filled Steel Tubular Columns // *Proceedings to the ICIDRET*. 2014. P. 133-137.
16. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 412 с.
17. Маилян Д. Р., Несветаев Г. В., Халезин С. В., Горцевской А. А. Деформационные свойства и параметрические точки бетонов каркасной структуры // *Инженерный вестник Дона*. 2018 № 2(49). С. 177.
18. Горынин Г. Л., Снигирева В. А., Горынин А. Г., Иванов А. В. Учет изменения коэффициента Пуассона бетона при нелинейном деформировании трубобетонных стоек // *Известия высших учебных заведений. Строительство*. 2022 № 11(767). С. 15-27. DOI: 10.32683/0536-1052-2022-767-11-15-27.
19. Стороженко Л.И., Семко А.В. Сравнение методик расчета трубобетонных конструкций // *Коммунальное хозяйство городов. Научно-технический сборник*. 2005 №63. С. 59-67.
20. Кришан А. Л., Наркевич М. Ю. Анализ существующих методик расчета внецентренно сжатых трубобетонных колонн городских сооружений и зданий // *Предотвращение аварий зданий и сооружений*. 2012 № 1. С. 1-5.
21. Астанков К.Ю., Пермикин А.С., Овчинников И.Г. Анализ возможности применения российских норм проектирования сталетрубобетонных конструкций в малом мостостроении // *Транспорт. Транспортные сооружения. Экология*. 2022 № 2. С. 53-63. DOI: 10.15593/24111678/2022.02.07.
22. Хашхожев К. Н. Аваков А. А. Расчет центрально сжатых трубобетонных колонн кольцевого сечения с учетом физической нелинейности // *Строительство и архитектура*. 2021 Т. 9 № 3. С. 6-10. DOI: 10.29039/2308-0191-2021-9-3-6-10.
23. Конин Д.В., Крылов А.С., Гаврилов Д.Н., Жданова А.А., Воропаева М.И. О работе сталезебетонных конструкций при внецентренном сжатии // *Промышленное и гражданское строительство*. 2023 № 12. С. 31-37. DOI: 10.33622/0869-7019.2023.12.31-37.
24. Кришан А.Л., Сагадатов А. И., Мельничук А.С. Реализация нелинейной деформационной модели при расчете прочности трубобетонных колонн // *Предотвращение аварий зданий и сооружений*. 2010 №10. С. 635-643.
25. Чепурненко В.С., Языев Б.М., Урвачёв П.М., Аваков А.А. Определение напряжённо-деформированного состояния коротких внецентренно-сжатых трубобетонных колонн методом конечных элементов путём сведения трёхмерной задачи к двумерной // *Строительство и архитектура*. 2020 Том 8. Выпуск 4 (29). С.87-94.
26. Кришан, А. Л. Диаграммный расчет прочности трубобетонных колонн // *Международная научно-практическая конференция "Инженерные системы - 2011": Тезисы докладов, Москва, 05–08 апреля 2011 года / Под общей редакцией С.Н. Кривошапко. Москва: Российский университет дружбы народов, 2011. С. 79.*
27. Кришан, А. Л., Трошкина Е. А., Кузьмин А. В. Предложения по расчету прочности трубобетонных колонн // *Вестник Магнитогорского государственного технического университета им. Г.И. Носова*. 2011 № 1(33). С. 66-69.
28. Ведерникова, А. А. Совершенствование методики расчета трубобетонных элементов обратным численно-аналитическим методом и ее применение // *Инженерный вестник Дона*. 2023 № 11(107). С. 437-449.
29. Snigireva, V.A., Gorynin, G.L. The nonlinear stress-strain state of the concrete-filled steel tube structures. *Magazine of Civil Engineering*. 2018 83(7). P. 73-82. DOI: 10.18720/MCE.83.7.
30. Сагадатов А.И. Напряженно-деформированное состояние сжатых трубобетонных элементов с внутренним стальным сердечником. Дисс. ... канд. техн. наук. – Магнитогорск, 2006 – 180 с.
31. Кузнецов К.С. Прочность и деформативность колонн из стальных труб, заполненных высокопрочным предварительно обжатым бетоном. Дисс. ... канд. техн. наук. – Магнитогорск, 2007 – 154 с.
32. Стороженко Л.И. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием: Дисс. ... докт. техн. наук. – Кривой Рог, 1984 – 587 с.
33. Шабров В.Л. Прочность трубобетонных элементов диаметром 500 мм и более при внецентренном сжатии: Дисс. канд. ... техн. наук. – М.: НИИЖБ, 1988 – 253 с.
34. СЕВ-FIB. Model Code for Concrete Structures. Ernst & Sohn, 2013. 402 p.
35. СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции»//РУП «Стройтехнорм» Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2020 -236с.
36. ТКП 45-5.03-16-2005 (02250) Конструкции сталезебетонные покрытий и перекрытий. Правила проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь // Минск, 2006. – 71 с.

REFERENCES

1. Krishan, A. L. Trubobetonnye kolonny dlya mnogoetazhnykh zdaniy [The concrete-filled steel tube columns for high-rise buildings]. *Stroitel'naya mekhanika inzhe-nernykh konstruksii i sooruzhenii*. 2009 No 4. Pp. 75-80. (rus)
2. Duvanova, I. A., Sal'manov I. D. Trubobetonnye kolonny v stroitel'stve vysotnykh zdaniy i so-oruzhenii [Concrete-filled steel tube columns in construction high-rise building and structures]. *Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzhenii*. 2014 No 6(21). Pp. 89-103. (rus)
3. Ovchinnikov I.I., Ovchinnikov I.G., Chesnokov G.V., Mikhaldykin E.S. O probleme rascheta trubobetonnykh konstruksii s obolochkoi iz raznykh materialov. Chast' 1. Opyt primeneniya trubobetona s metallicheskoi obolochkoi. *Internet-zhurnal Naukovedenie*. 2015 T.7 No 4(29). Pp. 90. DOI: 10.15862/95TVN415. (rus)
4. Penkina, E. V. Plotnikov A. I. K voprosu o primeneniі trubobetonnykh kolonn v mnogoetazhnykh i vysotnykh zdaniyakh. *Nauchnomu progressu - tvorchestvo molodykh : Mezhdunarodnaya molodezhnaya nauchnaya konferen-tsiya po estestvennonauchnym i tekhnicheskim distsiplinam: materialy i doklady: v 3 chastyakh, Ioshkar-Ola, 19–20 aprelya 2013 goda. Povolzhskii gosudarstvennyi tekhnologicheskii universitet. Tom Chast' 3. Yoshkar-Ola: Povolzhskii gosudarstvennyi tekhnologicheskii universitet, 2013. Pp. 121-123. (rus)*
5. Ovchinnikov I.I., Ovchinnikov I.G., Chesnokov G.V., Mikhaldykin E.S. O probleme rascheta trubobetonnykh konstruksii s obolochkoi iz raznykh materialov. Chast' 2. Raschet trubobetonnykh konstruksii s metalli-cheskoi obolochkoi. *Internet-zhurnal «NAUKOVEDENIE»*. 2015 T.7, No 4 (29) DOI: 10.15862/112TVN415. (rus)
6. Nesvetaev, G. V., Rezvan I. V. Otsenka prochnosti trubobetona [RESISTIBILITY EVALUATION OF THE COMPOSITE COLUMNS]. *Fundamental'nye issledovaniya*. 2011 No 12-3. Pp. 580-583. (rus)
7. Kikin A. I., Sanzharoiskii R. S., Trull' V. A. Konstruksii iz stal'nykh trub, zapolnennykh beto-nom. Moscow: Stroizdat, 1974, 144 p. (rus)
8. SP 266.1325800.2016 Konstruksii stalezhelezobetonnye : Pravila proektirovaniya : svod pravil : izdanie ofitsial'noe : utverzhden Prikazom Ministerstva stroitel'stva i zhilishchno-kommunal'nogo khozyaistva Rossiiskoi Federatsii ot 30 dekabrya 2016 g. No 1030/pr : data vvedeniya 01 iyulya 2017 g. – URL: <http://www.consultant.ru>. (rus)
9. Snigireva V.A., Gorynin G.L. Nelineinoe napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie trubobetonnykh konstruksii [The nonlinear stress-strain state of the concrete-filled steel tube structures]. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal*. 2018 No 7(83). Pp. 73-82. (rus)
10. Khazov P.A., Sitnikova A.K., Chibakova E.A. Raschet trubobetonnykh konstruksii: sovremennoe sostoyanie voprosa i perspektivy dal'neishikh issledovaniy (obzor). *Privolzhskii nauchnyi zhurnal*. 2023 No 4. Pp.57-76. (rus)
11. Gardner N. J., Jacobson E. R. Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tube. *ACI Journal*. 1967. Pp. 404-413.
12. Tomii M., Yoshimura K., Morishita Y. Experimental Studies on Concrete Filled Steel Tubular Columns under Concentric Loading. *Proc. Int. Colloquium on Stability of Structures Under Static and Dynamic Loads*. 1977. – Pp. 718-741.
13. Schneider, S. P. Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes. *Journal of Structural Engineering*. 1998 Vol. 124, Issue. 10. Pp. 1125-1138.
14. Kuranovas A., Goode D., Kvedaras A., Zhong S. Load-Bearing Capacity of Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2009 No 15(1). Pp. 21-33. DOI:10.3846/1392-3730.2009.15.21-33
15. Jayalekshmi S. A., Sankar Jegadesh J. S. Comparative Study on Design Principles of Circular Concrete Filled Steel Tubular Columns. *Proceedings to the ICIDRET*. 2014. Pp. 133-137.
16. Karpenko N.I. Obshchie modeli mekhaniki zhelezobetona. Moscow: Stroizdat, 1996. 412 p. (rus)
17. Mailyan D. R., Nesvetaev G. V., Khalezin S. V., Gortsevskoi A. A. Deformatsionnye svoystva i parametricheskie točki betonov karkasnoi struktury. *Inzhenernyi vestnik Dona*. 2018 No 2(49). P. 177. (rus)
18. Gorynin G. L., Snigireva V. A., Gorynin A. G., Ivanov A. V. Uchet izmeneniya koeffitsienta Puasso-na betona pri nelineinom deformirovaniі trubobetonnykh stoek. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo*. 2022 No 11(767). P. 15-27. DOI: 10.32683/0536-1052-2022-767-11-15-27. (rus)
19. Storozhenko L.I., Semko A.V. Sravnenie metodik rascheta trubobetonnykh konstruksii. *Kommunal'noe khozyaistvo gorodov. Nauchno-tekhnicheskii sbornik*. 2005 No 63. Pp. 59-67. (rus)
20. Krishan A. L., Narkevich M. Yu. Analiz sushchestvuyushchikh metodik rascheta vnetsentrenno szhatykh trubobetonnykh kolonn gorodskikh sooruzhenii i zdaniy. *Predotvrashchenie avarii zdaniy i sooruzhenii*. 2012 No 1. Pp. 1-5. (rus)
21. Astankov K.Yu., Permikin A.S., Ovchinnikov I.G. Analiz vozmozhnosti primeneniya rossiiskikh norm proektirovaniya staletrubobetonnykh konstruksii v malom mostostroenii. *Transport. Transportnye so-oruzheniya. Ekologiya*. 2022 No 2. Pp. 53-63. DOI: 10.15593/24111678/2022.02.07. (rus)
22. Khashkhodzhev K. N. Avakov A. A. Raschet tsentral'no szhatykh trubobetonnykh kolonn kol'tsevogo secheniya s uchetom fizicheskoi nelineinosti [CALCULATION OF CENTRALLY COMPRESSED CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS OF ANNULAR SECTION TAKING INTO ACCOUNT PHYSICAL NONLINEARITY]. *Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2021 T. 9 No 3. Pp. 6-10. DOI: 10.29039/2308-0191-2021-9-3-6-10. (rus)

23. Konin D.V., Krylov A.S., Gavrilov D.N., Zhdanova A.A., Voropaeva M.I. O rabote stalezhelezobetonnykh konstruksii pri vnetsentrennom szhatii. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2023 No 12. Pp. 31-37. DOI: 10.33622/0869-7019.2023.12.31-37. (rus)
24. Krishan A.L., Sagadatov A. I., Mel'nichuk A.S. Realizatsiya nelineinoy deformatsionnoy modeli pri raschete prochnosti trubobetonnykh kolonn. *Predotvrashchenie avarii zdaniy i sooruzhenii*. 2010 No 10. Pp. 635-643. (rus)
25. Chepurnenko V.S., Yazyev B.M., Urvachev P.M., Avakov A.A. Opredelenie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya korotkikh vnetsentrenno-szhatykh trubobetonnykh kolonn metodom konechnykh elementov putem svedeniya trekhmernoy zadachi k dvumernoy [DETERMINATION OF STRESS-STRAIN STATE OF SHORT ECCENTRICALLY LOADED CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR (CFST) COLUMNS USING FINITE ELEMENT METHOD WITH REDUCING THE PROBLEM FROM THREE-DIMENSIONAL TO TWO-DIMENSIONAL]. *Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2020 Tom 8. Vypusk 4 (29). Pp.87-94. (rus)
26. Krishan, A. L. Diagrammnyi raschet prochnosti trubobetonnykh kolonn // Mezhdunarodnaya nauchno-prakticheskaya konferentsiya "Inzhenernye sistemy - 2011": Tezisy dokladov, Moskva, 05–08 aprelya 2011 goda / Pod obshchei redaktsiei S.N. Krivoshapko. Moskva: Rossiiskii universitet druzhby narodov, 2011. P. 79. (rus)
27. Krishan, A. L., Troshkina E. A., Kuz'min A. V. Predlozheniya po raschetu prochnosti trubobetonnykh kolonn. *Vestnik Magnitogorskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta im. G.I. Nosova*. 2011 No 1(33). Pp. 66-69. (rus)
28. Vedernikova, A. A. Sovershenstvovanie metodiki rascheta trubobetonnykh elementov obratnym chislenno-analiticheskim metodom i ee primenenie. *Inzheneryi vestnik Dona*. 2023 No 11(107). Pp. 437-449. (rus)
29. Snigireva, V.A., Gorynin, G.L. The nonlinear stress-strain state of the concrete-filled steel tube structures. *Magazine of Civil Engineering*. 2018 83(7). P. 73–82. DOI: 10.18720/MCE.83.7. (rus)
30. Sagadatov A.I. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie szhatykh trubobetonnykh elementov s vnutrennim stal'nyim serdechnikom. Diss. ... kand. tekhn. nauk. – Magnitogorsk, 2006 – 180 p.
31. Kuznetsov K.S. Prochnost' i deformativnost' kolonn iz stal'nykh trub, zapolnennykh vysokoprochnym predvaritel'no obzhatym betonom. Diss. ...kand. tekhn. nauk. – Magnitogorsk, 2007 – 154 p. (rus)
32. Storozhenko L.I. Ob'emnoe napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie zhelezobetona s kosvennym armirovaniem: Diss. ... dokt. tekhn. nauk. – Krivoi Rog, 1984 – 587 p. (rus)
33. Shabrov V.L. Prochnost' trubobetonnykh elementov diametrom 500 mm i bolee pri vnetsentrennom szhatii: Diss. kand. ... tekhn. nauk. – Moscow: NIIZhB, 1988 – 253 p. (rus)
34. CEB-FIB. Model Code for Concrete Structures. Ernst & Sohn, 2013. 402 p.
35. SP 5.03.01-2020 «Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii»//RUP «Stroitekhnorm» Ministerstva arkhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', Minsk, 2020 -236 p.
36. ТКР 45-5.03-16-2005 (02250) Konstruksii stalezhelezobetonnye pokrytii i perekrytii. Pravila proektirovaniya. Ministerstvo arkhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus'. Minsk, 2006. – 71 p. (rus)

Информация об авторах:

Лазовский Дмитрий Николаевич

Полоцкий государственный университет (ПГУ) имени Евфросинии Полоцкой, г. Полоцк, Беларусь, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры строительных конструкций
E-mail: d.lazovski@psu.by

Хаткевич Александр Михайлович

Полоцкий государственный университет (ПГУ) имени Евфросинии Полоцкой, г. Полоцк, Беларусь, кандидат технических наук, старший преподаватель, заведующий кафедрой строительных конструкций
E-mail: haalex83@yandex.ru

Глухов Дмитрий Олегович

Полоцкий государственный университет (ПГУ) имени Евфросинии Полоцкой, г. Полоцк, Беларусь, кандидат технических наук, доцент кафедры вычислительных систем и сетей
E-mail: d.gluhov@psu.by

Information about authors:

Lazovsky Dmitry N.

Polotsk State University (PSU) named after Euphrosyne Polotskaya, Polotsk, Belarus,
Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Building Structures
E-mail: d.lazovski@psu.by

Alexander Mikhailovich Kh.

Polotsk State University (PSU) named after Euphrosyne Polotskaya, Polotsk, Belarus,
Candidate of Technical Sciences, Senior Lecturer, Head of the Department of Building Structures
E-mail: haalex83@yandex.ru

Glukhov Dmitry O.

Polotsk State University (PSU) named after Euphrosyne Polotskaya, Polotsk, Belarus,
Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Computing Systems and Networks
E-mail: d.gluhov@psu.by

М.Ю. ТРОШИН¹, А.В. ТУРКОВ¹, А.С. ТРОШИНА²¹ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия²ФГБОУ ВО «Орловский государственный аграрный университет имени Н.В. Парахина», г. Орел, Россия

ВЗАИМОСВЯЗЬ ПРОГИБОВ И ЧАСТОТ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ В ТРЕХСЛОЙНЫХ ПЛИТАХ ИЗ ДПК С ПЕРЕМЕННОЙ ТОЛЩИНОЙ СЛОЕВ

Аннотация. В данном исследовании рассматривается взаимосвязь максимального прогиба и частоты собственных колебаний в трехслойной плите из древесины перекрестноклееной (ДПК) при переменной толщине внутреннего и поперечных слоев досок при различных граничных условиях. Для исследований применялся метод конечных элементов (МКЭ), реализованный в вычислительном комплексе SCAD++ с помощью создания конечно-элементной расчетной модели в виде составной пластины с анизотропными свойствами слоев и жесткими связями между пластинами. В результате получены значения максимальных прогибов и частот собственных колебаний для плит с различными параметрами сечений. Полученные результаты сопоставлены с аналитическими значениями фундаментальной зависимости, полученной профессором В.И. Коробко, описывающей взаимосвязь между максимальным прогибом составной пластины с частотой собственных колебаний. Выявлено, что отклонение численных значений коэффициента K не превышает 3% при различных граничных условиях конструкций и параметров их поперечного сечения.

Ключевые слова: древесина перекрестноклееная, максимальный прогиб, частота собственных колебаний, составная пластина.

M. YU. TROSHIN¹, A. V. TURKOV¹, A. S. TROSHINA²¹Oryol State University named after I.S. Turgenev, Oryol, Russia²Oryol State Agrarian University named after N.V. Parakhin, Oryol, Russia

DEFLECTION TO NATURAL VIBRATION FREQUENCY RATIO IN A THREE-LAYER CLT SLAB WITH VARIABLE THICKNESS OF LAYERS

Abstract. This study examines the relationship between the maximum deflection and natural frequency of vibration in a three-layer cross-laminated timber (CLT) board at variable thicknesses of the inner and transverse plank layers under different boundary conditions. The finite element method (FEM), implemented in the SCAD++ computer complex by creating a finite element computational model in the form of a composite plate with anisotropic properties of the layers and rigid bonds between the plates, was used for the investigations. As a result, the values of maximum deflections and natural vibration frequencies for plates with different cross-sectional parameters were obtained. The obtained results are compared with the analytical values of the fundamental dependence obtained by Professor V.I. Korobko describing the relationship between the maximum deflection of a composite plate and the frequency of natural vibrations. It was found that the deviation of the numerical values of the K coefficient does not exceed 3% under different boundary conditions of structures and parameters of their cross-section.

Keywords: cross-laminated timber, maximum deflection, natural vibration frequency, composite plate.

Введение

В современном строительстве домов из древесины одним из самых популярных и интересных материалов является древесина перекрестноклееная (ДПК) [1]. Ключевой особенностью данного материала является высокая несущая способность, позволяющая возводить многоэтажные дома из дерева [2]. Высокая несущая способность плит при воздействии статических нагрузок из ДПК подтверждается рядом исследований [5-6], в том числе авторов настоящей статьи [7...9]. Использование данного материала в строительстве многоэтажных деревянных зданий предъявляет высокий уровень требований к качеству готовых строительных конструкций. Для этого необходимо развитие неразрушающих методов контроля качества, которые будут универсальными для разных геометрических параметров сечения плит и различных условиях опирания.

В настоящем исследовании изучена взаимосвязь максимального прогиба и частоты собственных колебаний в трехслойной плите из ДПК при жестком защемлении конструкции с одной стороны и шарнирном опирании – с другой; а также при жестком защемлении с двух сторон. Данная взаимосвязь прогиба W_0 и частоты собственных колебаний ω исследована основываясь на фундаментальной закономерности, установленной профессором В.И. Коробко [10] для изотропных пластин массой m при действии равномерно-распределенной нагрузки q , связанных коэффициентом пропорциональности K , полученным для различных граничных условий и являющегося постоянным:

$$W_0 \cdot \omega^2 = K \frac{q}{m} \quad (1)$$

В ряде исследований [11-14] была изучена применимость данной закономерности для разных видов конструкций и их граничных условий. Для изучения данной закономерности была разработана конечно-элементная расчетная схема плиты из ДПК в виде составной пластины с анизотропными свойствами слоев, основанная на исследованиях А.Р. Ржаницына и В.В. Филатова [15-17].

Целью настоящего исследования является изучение взаимосвязи максимального прогиба от действия равномерно-распределенной нагрузки и частоты собственных колебаний в трехслойной плите из ДПК при переменной толщине слоев и различных граничных условиях.

Материалы и методы

Была исследована трехслойная плита из ДПК длиной $L=5890$ мм, шириной $b=1140$ мм, толщиной слоев $t_1=42$ мм, шириной досок в слоях $b_1=190$ мм с продольным направлением наружных слоев и поперечным направлением внутреннего слоя (рисунок 1).

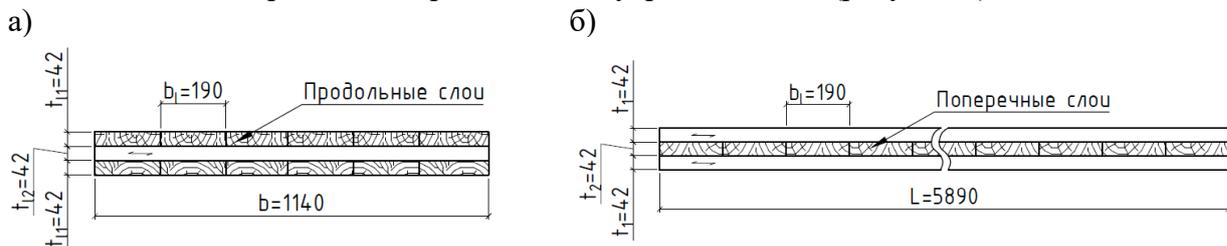


Рисунок 1 – Трехслойная плита из ДПК: а) поперечное сечение; б) продольное сечение

Для расчета в вычислительном комплексе SCAD++ построена конечно-элементная модель в виде ортотропной составной пластины с размером плоских конечных элементов 50×50 мм. Слои связаны стержневыми конечными элементами с продольной жесткостью $EA=5 \times 10^4$ кН, образующими поперечные связи и связи сдвига (рисунок 2).



Рисунок 2 – Конечно-элементная модель плиты из ДПК

конструкции задан собственный вес, рассчитанный исходя из нормативного значения объемного веса древесины 5 кН/м^3 .

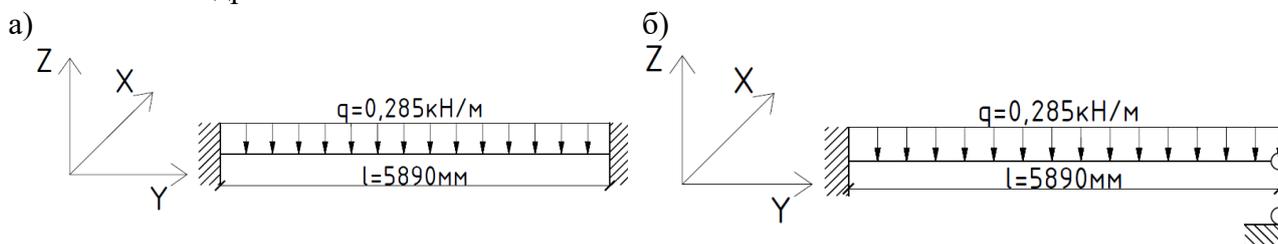


Рисунок 3 – Расчетные схемы трехслойной плиты из ДПК с граничными условиями: а) жесткое защемление (Ж+Ж); б) жесткое защемление с шарниром (Ж+Ш)

Как указывалось выше, пластины в слоях имеют анизотропные свойства, для чего в SCAD++ имеется возможность назначения разных упругих характеристик вдоль осей плоскости конечного элемента. Так, для продольных слоев заданы следующие упругие характеристики: $E_y=1 \times 10^7 \text{ кН/м}^2$, $E_x=4 \times 10^5 \text{ кН/м}^2$, $G_{xy}=5 \times 10^5 \text{ кН/м}^2$, $\nu_{xy}=0,45$, $\nu_{yx}=0,018$; для поперечных слоев: $E_{y90}=4 \times 10^5 \text{ кН/м}^2$, $E_{x90}=1 \times 10^7 \text{ кН/м}^2$, $G_{xy90}=5 \times 10^5 \text{ кН/м}^2$, $\nu_{xy90}=0,018$, $\nu_{yx90}=0,45$.

Полученные значения прогибов и частот собственных колебаний для плит различных геометрических конфигураций были исследованы с помощью уравнения 1. Результатом вычислений был коэффициент пропорциональности K , значение которого сопоставлено со значением, полученным профессором В.И. Коробко аналитическим путем для разных видов граничных условий. Значение K , полученное аналитически для жесткого защемления с двух сторон, составляет $K=1,28420$; для жесткого защемления с одной стороны и шарнирной опоры с другой $K=1,28549$.

Результаты и обсуждение

1. Исследование трёхслойных плит с переменной толщиной среднего слоя.

Исследованы трехслойные плиты из ДПК с переменной толщиной внутреннего поперечного слоя (t_{12}), равной 9, 12, 18, 25, 32 и 42 мм и постоянной толщиной наружных продольных слоев (t_{11}), равной 42 мм. Полученные значения максимальных прогибов и частот собственных колебаний, а также расчетное значение коэффициента K приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Взаимосвязь максимальных прогибов и частот собственных колебаний в 3-хслойной плите из ДПК при переменной толщине поперечного слоя

Толщина продольных слоев t_1 (мм)	Толщина поперечного слоя t_2 (мм)	Максимальный прогиб W_0 (мм) при условии опирания:		Частота собственных колебаний ω (c^{-1}) при условии опирания:		Погонная масса плиты m (т/м)	Расчетное $K = \frac{W_0 * \omega^2}{q/m}$ при условии опирания:		Отклонение $K_{расч}$ от $K_{аналит}$ (%) при условии опирания:	
		Жесткое защемление	Жесткое защемление с шарниром	Жесткое защемление	Жесткое защемление с шарниром		Жесткое защемление	Жесткое защемление с шарниром	Жесткое ащемление	Жесткое защемление
42	9	1,18	2,46	76,88	52,92	0,0540	1,32211	1,30456	2,95	1,48
	12	1,07	2,24	79,31	54,60	0,0558	1,32175	1,30420	2,92	1,46
	18	0,9	1,87	84,11	57,91	0,0593	1,32061	1,30313	2,84	1,37
	25	0,74	1,54	89,58	61,69	0,0633	1,31958	1,30147	2,75	1,24
	32	0,62	1,29	94,89	65,37	0,0674	1,32037	1,29969	2,82	1,10
	42	0,49	1,02	102,22	70,44	0,0732	1,31522	1,29736	2,42	0,92

На основании полученных данных построен график зависимости частоты собственных колебаний и максимального прогиба от толщины поперечного слоя в трехслойной плите из ДПК (рисунок 4).

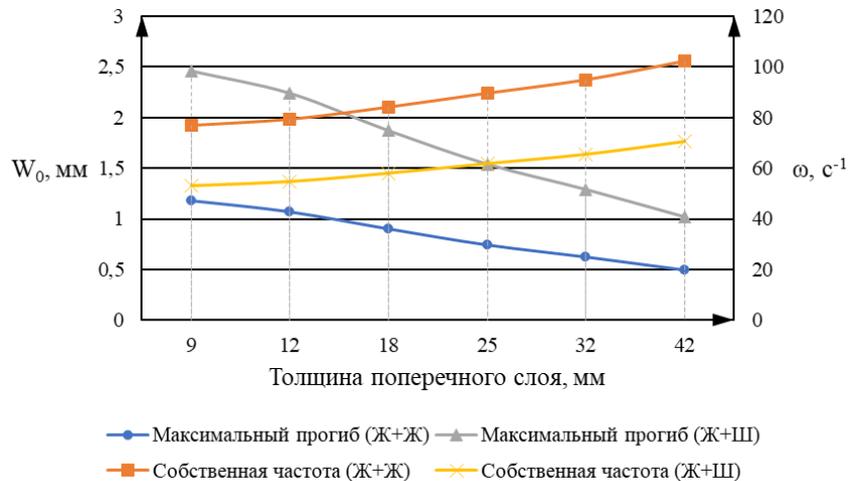


Рисунок 4 – Зависимость частоты собственных колебаний и максимального прогиба от толщины поперечного слоя в трехслойной плите из ДПК при различных граничных условиях

Были построены графики зависимости расчетного коэффициента K от толщины поперечного слоя в трехслойной плите из ДПК при разных граничных условиях (рисунок 5).

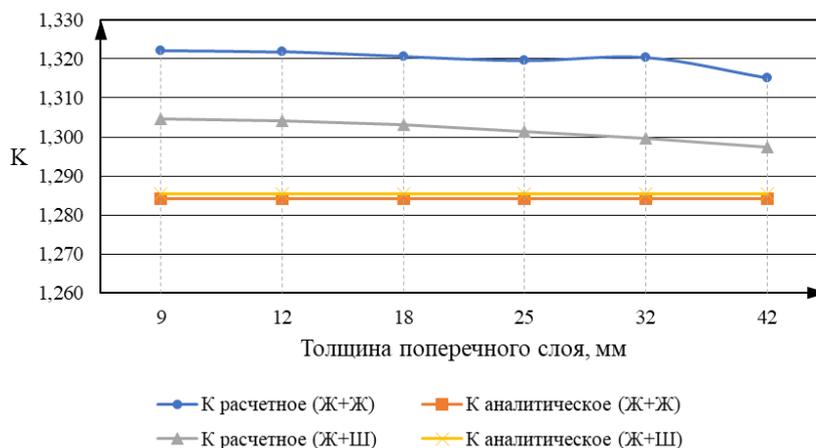


Рисунок 5 – Зависимость расчётного коэффициента K от толщины поперечного слоя в трехслойной плите из ДПК при различных граничных условиях

Можно заметить, что при увеличении толщины поперечного слоя уменьшается прогиб плиты и увеличивается частота собственных колебаний, что свидетельствует об увеличении жесткости плиты. При этом, совсем незначительно меняется расчетный коэффициент K , отклоняясь от значения, полученного аналитическим способом от 2,42% до 2,95% для жесткого защемления и от 0,92% до 1,48% для жесткого защемления с одной стороны и с шарниром с другой. Это свидетельствует о высокой точности предложенного метода и конечно-элементной схемы для трехслойной плиты из ДПК при переменной толщине поперечного слоя.

2. **Исследование трёхслойных плит с переменной толщиной крайних слоёв.**

Проведено исследование трехслойной плиты из ДПК с переменной толщиной наружных продольных слоев (t_1), равной 9, 12, 18, 25, 32 и 42 мм и постоянной толщиной внутреннего поперечного слоя (t_2), равной 42 мм. Полученные результаты приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Взаимосвязь максимальных прогибов и частот собственных колебаний в 3-хслойной плите из ДПК при переменной толщине продольных слоев

Толщина продольных слоев t_1 (мм)	Толщина поперечного слоя t_2 (мм)	Максимальный прогиб W_0 (мм) при условии опирания:		Частота собственных колебаний ω (c^{-1}) при условии опирания:		Погонная масса плиты m (г/м)	Расчетное $K = \frac{W_0 \cdot \omega^2}{q/m}$ при условии опирания:		Отклонение $K_{расч}$ от $K_{аналит}$ (%) при условии опирания:	
		Жесткое защемление	Жесткое защемление с шарниром	Жесткое защемление	Жесткое защемление с шарниром		Жесткое защемление	Жесткое защемление с шарниром	Жесткое ащемление	Жесткое защемление с шарниром
9	42	6,42	13,39	40,79	28,06	0,0348	1,30664	1,28964	1,75	0,32
12		4,31	8,98	47,49	32,68	0,0383	1,30794	1,29046	1,85	0,39
18		2,32	4,83	59,59	41,03	0,0453	1,31006	1,29302	2,01	0,59
25		1,33	2,76	72,60	50,00	0,0534	1,31484	1,29419	2,39	0,68
32		0,84	1,75	85,02	58,56	0,0615	1,31216	1,2969	2,18	0,89
42		0,49	1,02	102,22	70,44	0,0732	1,31522	1,29736	2,42	0,92

На основании полученных данных построены графики зависимости частоты собственных колебаний и максимального прогиба от толщины продольных слоев в трехслойной плите из ДПК (рисунок 5).

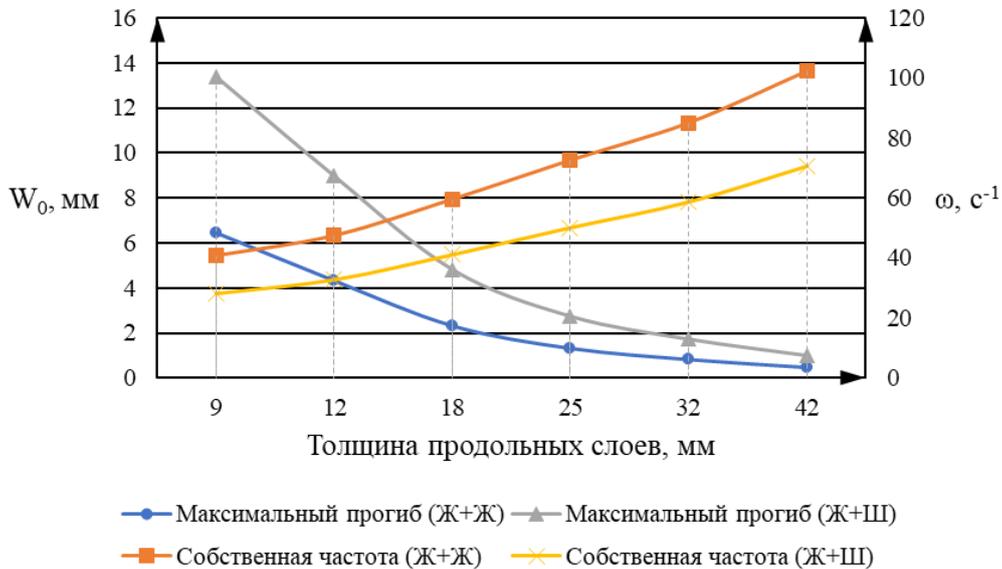


Рисунок 6 – Зависимость частоты собственных колебаний и максимального прогиба от толщины продольных слоев в трехслойной плите из ДПК при различных граничных условиях

Так же были построены графики зависимости расчетного коэффициента К от толщины продольных слоев в трехслойной плите из ДПК при разных граничных условиях (рисунок 7).

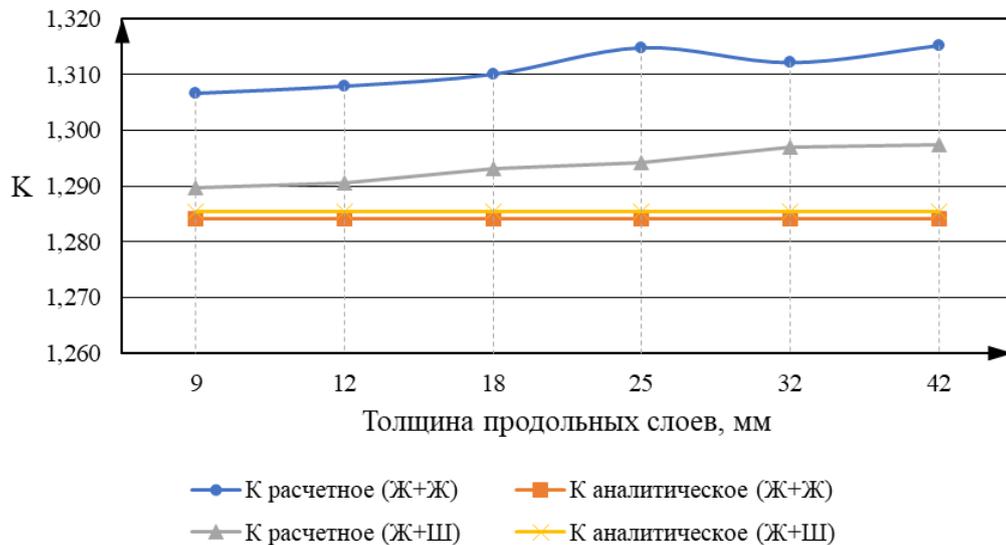


Рисунок 7 – Зависимость расчётного коэффициента К от толщины продольных слоев в трехслойной плите из ДПК при различных граничных условиях

При переменной толщине продольных слоев в трехслойной плите из ДПК сохраняются закономерности, выявленные для трехслойной плиты из ДПК с переменной толщиной поперечного слоя. Кроме того, для данных геометрических параметров поперечного сечения и граничных условий также подтверждается применимость закономерности В.И. Коробко: для жесткого защемления на опорах отклонение расчетного значения коэффициента К от значения, полученного аналитическим методом, варьируется от 1,75% до 2,42%; для жесткого защемления с одной стороны и шарнирного опирания с другой – от 0,32% до 0,92%.

Выводы

По результатам исследования трехслойной плиты из древесины перекрестноклееной, при переменной толщине слоев при различных граничных условиях выявлено, что:

1. При увеличении толщины и поперечного, и продольных слоев при всех параметрах поперечного сечения уменьшался максимальный прогиб и увеличивалась частота собственных колебаний плиты, что вызвано увеличением изгибной жесткости конструкции;
2. Для трехслойных плит из ДПК с переменной толщиной слоев при различных граничных условиях подтверждается установленная профессором Коробко В.И. закономерность взаимосвязи максимального прогиба и частоты собственных колебаний конструкции, так как отклонение коэффициента K , полученного численным методом, отличается не более, чем на 3% от аналитических значений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Современные строительные материалы из древесины // URL: <https://lesprominform.ru/jarticles.html?id=5080> (дата обращения: 14.08.2024).
2. Мавлюбердинов, А. Р. Технологические особенности возведения многоэтажных жилых зданий из CLT-панелей / А. Р. Мавлюбердинов, Д. Н. Хоцанян. // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2018. № 1. С. 219-225.
3. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. М.: Лесная промышленность, 1978. 224 с.
4. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
5. Определение прочностных и упругих характеристик древесины перекрестно клееной (ДПК/CLT) и классификация по классам прочности: отчет о НИР / Научно-исследовательский центр "Строительство"; А.А. Погорельцев, М.А. Филимонов, П.Н. Смирнов – Москва, 2020 – 175 с.
6. Проведение исследований по определению несущей способности стеновых панелей и плит перекрытия из древесины перекрестно клееной (ДПК/CLT) и разработка методики расчета: отчет о НИР / Научно-исследовательский центр "Строительство"; А.А. Погорельцев, П.Н. Смирнов, М.А. Филимонов - Москва, 2020. – 268 с.
7. Рогожина А.В. Расчет деформативности CLT-панели перекрытия // Инженерный вестник Дона. 2022. № 6. URL: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_89_5_Rogozhina.pdf_10c4252bae.pdf
8. Weidong Lu, Jiahui Gu, Bibo Wang. Study on Flexural Behavior of Cross-Laminated Timber Based on Different Tree Species / Advances in Materials Science and Engineering. 2019. V. 2019, Article ID 1728258. <https://doi.org/10.1155/2019/1728258>
9. Филимонов М. А., Смирнов П.Н. Исследования прочностных и упругих характеристик плит из древесины перекрестно-клееной (ДПК/CLT) Российского производства / Сейсмическое строительство. Безопасность сооружений. 2022. №2. С. 81-97. DOI: 10.37153/2618-9283-2022-2-81-97
10. Трошин М.Ю., Турков А.В. Влияние шага досок в поперечном слое на деформативность и распределение напряжений в трехслойной CLT-панели, смоделированной как составная пластина / М.Ю. Трошин, А.В. Турков. – DOI 10.31660/2782-232X-2023-3-25-32 // Архитектура, строительство, транспорт. – 2023. – № 3. – С. 25-32.
11. Трошин М.Ю., Турков А.В., Заев А.В. Влияние шага досок в поперечном слое на деформативность и распределение напряжений в трехслойной CLT-панели, жестко защемленной с двух сторон. Строительство и реконструкция. 2024;(2):50-58. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2024-112-2-50-58> .
12. Трошин, М. Ю. Влияние толщины поперечного и продольных слоев на деформации и напряжения в 3-слойной плите ДПК (CLT), смоделированной как составная пластина / М. Ю. Трошин, А. В. Турков, А. В. Заев. – DOI 10.31660/2782-232X-2024-2-30-41. // Архитектура, строительство, транспорт. – 2024. – № 2 (108). – С. 30–41.
13. Коробко В.И. Об одной "замечательной" закономерности в теории упругих пластинок // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1989. № 11. С. 32-36.
14. Коробко В.И., Бояркина О.В. Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний треугольных пластинок // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2007. № 22 (94). С. 24-26.

15. Турков А. В., Марфин К.В., Баженова А.В. Прогибы и частоты собственных колебаний составных многослойных квадратных изотропных пластин с шарнирным опиранием по контуру при изменении жесткости связей сдвига // *Строительство и реконструкция*. 2019. №4. С. 65-70.
16. Марфин К. В. Взаимосвязь максимальных прогибов и собственных частот поперечных колебаний составных пластин на податливых связях: автореф. дисс. ... канд. тех. наук : 05.23.17 / Марфин Кирилл Васильевич. — Орел, 2015, 20 с.
17. Турков А. В., Марфин К.В., Ветрова О.А. Прогибы и частоты собственных колебаний систем перекрестных ферм на квадратном плане с различными схемами опирания // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. №11. С. 42-45.
18. Ржаницын, А.Р. Составные стержни и пластинки / А.Р. Ржаницын. – Москва: Стройиздат, 1986. – 316 с.
19. Филатов В.В. Развитие теории и разработка численной методики расчета составных стержней и пластин. – дисс. ... докт. тех. наук : 05.23.17 / Филатов Владимир Владимирович. – Москва, 2015, 292 с.
20. Филатов В.В. К расчету составных пластин по теории А.Р.Ржаницына. // *Труды международной научно-технической конф. «Вычислительная механика деформируемого твердого тела»*. М.: МИИТ, 2006. Том 2. С. 414-416.

REFERENCES

1. Sovremennye stroitel'nye materialy iz drevesiny [Modern wood building materials]. URL: <https://lesprominform.ru/articles.html?id=5080> (date of application: 14.05.2024). (rus)
2. Mavlyuberdinov, A. R., & Khotsanian, D. N. (2018). Technological features of erecting multi-storey residential buildings from CLT-panels. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*, 1(43), pp. 219-225. (rus)
3. Ashkenazi E.K. Anizotropiya drevesiny i drevesnyh materialov [Anisotropy of wood and wood materials]. М.: 'Lesnaya promyshlennost' [Forest industry], 1978. 224 p. (rus)
4. SP 64.13330.2017. Derevyannye konstrukcii. Aktualizirovannaya redakciya SNiP II-25-80. [Wooden structures. Updated edition]. (rus)
5. Pogoreltsev, A. A., Filimonov, M. A., & Smirnov, P. N. (2020). Opredelenie prochnostnyh i uprugih harakteristik drevesiny perekrestno kleenoy (DPK/CLT) i klassifikaciya po klassam prochnosti: otchet o NIR. Moscow, 175 p. (rus).
6. Pogoreltsev, A. A., Smirnov, P. N., & Filimonov, M. A. (2020). Provedenie issledovaniy po opredeleniyu nesushchey sposobnosti stenovykh paneley i plit perekrytiya iz drevesiny perekrestno kleenoy (DPK/CLT) i razrabotka metodiki rascheta: otchet o NIR. Moscow, 268 p. (rus).
7. Rogozhina A.V. Raschet deformativnosti CLT-paneli perekrytiya [Calculation of the deformability of the CLT overlap panel] // *Inzhenernyy vestnik Dona* [Engineering Journal of Don]. 2022, no. 6. URL: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_89__5_Rogozhina.pdf_10c4252bae.pdf (rus).
8. Weidong Lu, Jiahui Gu, Bibo Wang. Study on Flexural Behavior of Cross-Laminated Timber Based on Different Tree Species / *Advances in Materials Science and Engineering*. 2019. V. 2019, Article ID 1728258. <https://doi.org/10.1155/2019/1728258>.
9. Filimonov M. A., Smirnov P.N. Issledovaniya prochnostnyh i uprugih harakteristik plit iz drevesiny perekrestno-kleenoy (DPK/CLT) Rossijskogo proizvodstva [Research of strength and elastic characteristics of russian-made cross laminated timber slabs] / *Sejsmicheskoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij* [Earthquake engineering. Construction safety]. 2022, no. 2. 81-97. DOI: 10.37153/2618-9283-2022-2-81-97 (rus).
10. Troshin, M. Yu., & Turkov, A. V. (2023). The effect of the lamella pitch in the transverse layer on the deformability and stress distribution in a three-layer CLT panel modeled as a composite plate. *Architecture, Construction, Transport*, (3(105)), pp. 25-32. DOI 10.31660/2782-232X-2023-3-25-32. (rus).
11. Troshin M.Yu., Turkov A.V., Zaeв A.V. The effect of the pitch of the boards in the transverse layer on the deformability and stress distribution in a threelayer CLT panel rigidly clamped on both sides. *Building and Reconstruction*. 2024;(2):50-58. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2024-112-2-50-58>. (rus).
12. Troshin, M. Yu., Turkov, A. V., & Zaeв, A. V. (2024). Effect of transverse and longitudinal layer thickness on deformations and stresses in a three-layer CLT panel modeled as a composite plate. *Architecture, Construction, Transport*, (2(108)), pp. 30-41. DOI 10.31660/2782-232X-2024-2-30-41. (rus).
13. Korobko, V.I. Ob odnoy "zamechatel'noy" zakonovernosti v teorii uprugikh plastinok [One "remarkable" regularity in the theory of elastic plates]. *Izv. vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 1989. No 11. Pp. 32-36. (rus)
14. Korobko, V.I., Boyarkina, O.V. Vzaimosvyaz' zadach poperechnogo izgiba i svobodnykh kolebaniy tre-ugol'nykh plastinok [The relationship between the problems of transverse bending and free vibrations of triangular plates]. *Vestnik Yuzhno-Ural'skogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2007. No 22 (94). Pp. 24-26. (rus)

15. Turkov A. V., Marfin K.V., Bazhenova A.V. Progiby i chastoty sobstvennykh kolebaniy sostavnykh mnogoslojnykh kvadratnykh izotropnykh plastin s sharnirnym opiraniem po konturu pri izmenenii zhestkosti svyazey sdviga//Stroitel'stvo i rekonstrukciya [Deflections and frequencies of natural vibrations of composite multilayer square isotropic plates with articulated support along the contour under changing stiffness of shear bonds]. 2019. №4. Pp. 65-70 (rus)
16. Marfin K. V. Vzaimosvyaz' maksimal'nykh progibov i sobstvennykh chastot poperechnykh kolebaniy sostavnykh plastin na podatlivykh svyazyah [Relationship between maximum deflections and natural frequencies of transverse vibrations of composite plates on pliable bonds]: avtoref. diss. ... kand. tekhn. nauk : 05.23.17 / Marfin Kirill Vasil'evich. — Orel, 2015, 20 p. (rus)
17. Turkov A.V, Marfin K.V., Vetrova O.A. Progiby i chastoty sobstvennykh kolebaniy sistem perekrestnykh ferm na kvadratnom plane s razlichnymi skhemami opiraniya//Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Deflections and frequencies of natural vibrations of cross truss systems on a square plan with different support schemes]. 2018. №11. Pp. 42-45. (rus)
18. Rzhantsyn, A.R. Sostavnyye sterzhni i plastinki [Compound rods and plates]. Moscow: Stroyizdat, 1986. 316 p. (rus)
19. Filatov V.V. Razvitie teorii i razrabotka chislennoy metodiki rascheta sostavnykh sterzhnej i plastin [Theory development and development of numerical methods for the calculation of composite rods and plates]. – diss. ... dokt. tekhn. nauk : 05.23.17 / Filatov Vladimir Vladimirovich. – Moscow, 2015, 292 p. (rus)
20. Filatov V.V. K raschetu sostavnykh plastin po teorii A.R.Rzhantsyna [Calculation of composite plates according to the theory of A.R.Zhantsyn]. Trudy mezhdunarodnoy nauchno-tekhnicheskoy konf. "Vychislitel'naya mekhanika deformiruyemogo tverdogo tela" [Proceedings of the international scientific and technical conf. "Computational mechanics of a deformable solid"]. Moscow: MIIT, 2006. Vol. 2. Pp. 414-416. (rus)

Информация об авторах:

Трошин Михаил Юрьевич

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орёл, Россия, аспирант кафедры строительных конструкций и материалов.

E-mail: mtr997@mail.ru

Турков Андрей Викторович

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орёл, Россия, доктор технических наук, доцент, профессор кафедры строительных конструкций и материалов.

E-mail: aturkov@bk.ru

Трошина Александра Сергеевна

ФГБОУ ВО «Орловский государственный аграрный университет имени Н.В. Парахина», г. Орёл, Россия, студент магистратуры кафедры агропромышленного и гражданского строительства

E-mail: alexandra.k26@yandex.ru

Information about authors:

Troshin Mikhail Yu.

Oryol state University named after I.S. Turgenev, Oryol, Russia, postgraduate student, of the department of Building Structures and Materials.

E-mail: mtr997@mail.ru

Turkov Andrey V.

Oryol state University named after I.S. Turgenev, Oryol, Russia, doctor of technical sciences, associate professor, professor of the department of Building Structures and Materials.

E-mail: aturkov@bk.ru

Troshina Alexandra S.

Oryol State Agrarian University named after N.V. Parakhin, Oryol, Russia, master student, of the department Agro-industrial and Civil Engineering

E-mail: alexandra.k26@yandex.ru

А.А. ПОДДУБНЫЙ¹, В.А. ГОРДОН², Г.А. СЕМЕНОВА²
¹Белорусский государственный университет транспорта, г. Гомель, Беларусь,
²ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева», г. Орёл, Россия

РЕАКЦИЯ СИСТЕМЫ «БАЛКА-ОСНОВАНИЕ» НА ВНЕЗАПНОЕ ИЗМЕНЕНИЕ ИЗГИБНОЙ ЖЕСТКОСТИ БАЛКИ

Аннотация. Построена математическая модель динамического процесса, возбуждаемого в статически нагруженной системе «балка-основание» внезапным изменением изгибной жёсткости балки. Предполагается, что изменяется либо модуль упругости материала балки, либо осевой момент инерции поперечного сечения балки при её повороте на 90 градусов относительно продольной оси при сохранении направления нагрузки. Вынужденные колебания исследуются путем разложения нагрузки и статического прогиба исходной балки в ряды по формам собственных колебаний балки с изменившимися параметрами. Определение собственных частот и соответствующих форм перемещений и изгибающих моментов проводится методом начальных параметров с привлечением векторно-матричного представления состояний произвольных сечений балки. Для демонстрации возможностей подхода приведены численные результаты.

Ключевые слова: балка на упругом основании, внезапное изменение жёсткости балки, модуль упругости материала балки, момент инерции сечения, вынужденные колебания, изгибающий момент.

A.A. PODDUBNY¹, V.A. GORDON², G.A. SEMENOVA²
¹Belarusian State University transport, Gomel,
²Orel State University, Orel, Russia

RESPONSE OF THE BEAM-BASE SYSTEM TO A SUDDEN CHANGE IN THE MODULUS OF ELASTICITY OF THE BEAM MATERIAL

Abstract. A mathematical model of the dynamic process excited in a statically loaded beam-base system by a sudden change in the beam's bending rigidity is constructed. It is assumed that either the beam material's elastic modulus or the beam's cross-sectional axial moment of inertia changes when it is rotated by 90 degrees relative to the beam's longitudinal axis while maintaining the load direction. Forced vibrations are investigated by decomposing the load and static deflection of the initial beam into rows according to the beam's natural vibration modes with changed parameters. Natural frequencies and corresponding displacement and bending moment modes are determined by the initial parameter method using a vector-matrix representation of the states of arbitrary beam sections. Numerical results are provided to demonstrate the capabilities of the approach.

Keywords: beam on elastic foundation, sudden change in beam rigidity, beam material elastic modulus, section moment of inertia, forced vibrations, bending moment.

Введение

Создание методов расчета, учитывающих влияние на напряженно-деформированное состояние и динамику конструкций внезапных изменений их структуры и материалов, всё ещё является насущной необходимостью для прогнозирования их поведения и оценки живучести [1-3].

Целью настоящей работы является постановка и аналитическое решение задачи изгибных колебаний и их последствий в статически нагруженной системе «балка-основание», инициируемых внезапным изменением величины модуля упругости E материала балки или изменением осевого момента инерции поперечного сечения I балки после поворота её относительно продольной оси при сохранении направления нагрузки. Внезапное изменение изгибной жёсткости EI балки приводит к изменению общей жёсткости системы «балка-основание» и нарушению статического равновесия. Балка приходит в движение, в ходе которого перераспределяются и растут деформации и внутренние усилия. В результате возможны нарушения штатного функционирования несущей системы, потеря несущей способности, частичное или полное разрушение. Изменение модуля упругости материала балки может быть вызвано воздействием агрессивных сред и физических полей. Так, сульфатные, хлоридосодержащие среды – антиобледенители, морская вода, добавки – ускорители твердения бетонов, коррозионное растрескивание, водородное и радиационное охрупчивание – приводят к внезапным существенным, без заметных внешних проявлений, изменениям механических свойств конструкций, в том числе изменениям модуля упругости материала [13-17].

Материалы и методы

Упругая балка с изгибной жёсткостью EI опирается по всей длине L на упругое основание Винклера с коэффициентом жёсткости K и жёстко закреплена по концам. На балку действуют внешняя распределённая нагрузка интенсивности q и отпор основания, пропорциональный прогибу $r = Kw_{ст}$, где $w_{ст}$ – функция прогиба.

Предполагается, что в некоторый момент времени $t = 0$ жёсткость балки EI внезапно изменилась и приняла значение εEI . Внезапное изменение жёсткости балки приводит к изменению общей жёсткости системы «балка-основание», не обеспечивающей исходное статическое равновесие. Возникающие инерционные усилия приводят балку в движение $v(x, t)$, в ходе которого внутренние силовые факторы и перемещения получают динамические приращения.

В работе ставится задача оценить изменения в напряжённо-деформируемом состоянии балки, вызванные внезапным изменением величины её жёсткости.

Решение проблемы строится последовательным выполнением следующих действий.

1. Определяется статический прогиб и внутренние усилия в закреплённой на концах балке с изгибной жёсткостью EI , используемые в дальнейшем как начальные условия динамического процесса, инициируемого в системе «балка-основание» внезапным изменением жёсткости.

2. Определяются собственные формы и частоты изгибных колебаний той же балки, изгибная жёсткость которой изменилась, внезапно приняв значение εEI .

3. Определяются динамические прогибы и догружения из решения задачи о вынужденных колебаниях изменившейся балки путём разложения внешней нагрузки, статического прогиба исходной балки и искомого динамического прогиба и изгибающего момента в ряды по формам собственных колебаний изменившейся балки.

Статический изгиб закреплённой по концам балки на упругом основании Винклера

Статический изгиб балки на упругом основании Винклера описывается уравнением [6]

$$\frac{d^4 w_{ст}}{d\xi^4} + 4\alpha^4 w_{ст} = \bar{q} \quad (1)$$

в безразмерных переменных и параметрах

$$\xi = \frac{x}{L}; w_{ст} = \frac{v}{L}; \bar{q} = \frac{qL^3}{EI}; \alpha = \sqrt[4]{\frac{KL^4}{4EI}}.$$

Общее решение уравнения (1) в случае закрепления концов имеет вид

$$w_{\text{ст}} = \frac{\bar{q}}{4\alpha^4} (1 - K_4(\alpha\xi)) + w_0'' K_2(\alpha\xi) + w_0''' K_1(\alpha\xi) \quad (2)$$

где $K_i(\alpha\xi)$, $i = 1 \div 4$ – функции Крылова вида

$$K_1(\alpha\xi) = \frac{\sin \alpha\xi \operatorname{ch} \alpha\xi - \cos \alpha\xi \operatorname{sh} \alpha\xi}{4\alpha^3}; \quad K_2(\alpha\xi) = \frac{\sin \alpha\xi \operatorname{sh} \alpha\xi}{2\alpha^2};$$

$$K_3(\alpha\xi) = \frac{\sin \alpha\xi \operatorname{ch} \alpha\xi + \cos \alpha\xi \operatorname{sh} \alpha\xi}{2\alpha}; \quad K_4(\alpha\xi) = \cos \alpha\xi \operatorname{ch} \alpha\xi.$$

w_0'', w_0''' – начальные параметры, соответственно безразмерные изгибающий момент и перерезывающая сила в начале координат $\xi=0$,

$$w_0'' = \frac{\bar{q}}{K_2^2(\alpha) - K_1(\alpha)K_3(\alpha)} \left(\frac{K_4(\alpha) - 1}{4\alpha^4} K_2(\alpha) + K_1^2(\alpha) \right),$$

$$w_0''' = -\frac{\bar{q}}{K_2^2(\alpha) - K_1(\alpha)K_3(\alpha)} \left(\frac{K_4(\alpha) - 1}{4\alpha^4} K_3(\alpha) + K_1(\alpha)K_2(\alpha) \right).$$

Безразмерный изгибающий момент в статическом состоянии определяется функцией

$$w_{\text{ст}}''(\xi) = \bar{q} K_2(\alpha\xi) + w_0'' K_4(\alpha\xi) + w_0''' K_3(\alpha\xi) \quad (3)$$

На рисунке 1 изображены эпюры статических изгибающих моментов для балки с закреплёнными концами при различных значениях параметра обобщённой жёсткости системы «балка-основание» $\lambda = 4\alpha^4$.

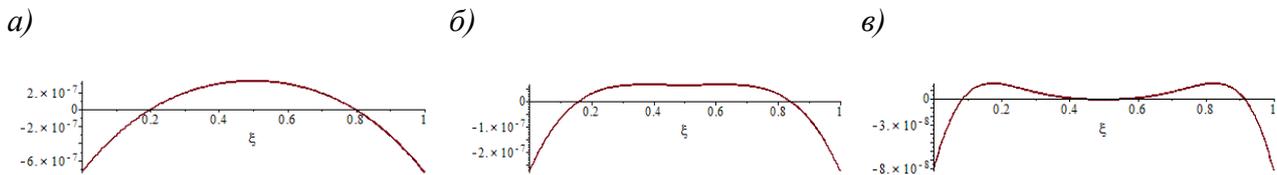


Рисунок 1 – Изгибающие моменты при различных значениях параметра жёсткости
а – $\alpha=3$, б – $\alpha=5$, в – $\alpha=9$

Необычный вид эпюр объясняется [7] совместным действием на балку внешней нагрузки и реакцией упругого основания.

1.2 Собственные изгибные колебания балки при внезапном изменении её жёсткости EI

Возникшее движение $v(x, t)$ после внезапного преобразования величины жёсткости (уменьшения или увеличения) до величины εEI описывается уравнением [8]

$$\frac{\partial^4 w_{\text{дин}}}{\partial \xi^4} + 4\bar{\alpha}^4 \left(w_{\text{дин}} + \frac{\partial^2 w_{\text{дин}}}{\partial \tau^2} \right) = \bar{q} \quad (4)$$

при соответствующих начальных и граничных условиях. В уравнении (4) введены новые безразмерные переменные и параметры

$$w_{\text{дин}} = \frac{v(x, t)}{L}; \quad \tau = \omega_0 t; \quad \omega_0 = \sqrt{\frac{K}{\rho A}}; \quad \bar{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{KL^4}{4\varepsilon EI}} = \frac{\alpha}{\varepsilon^{0,25}}.$$

Параметр ω_0 имеет размерность частоты и поэтому назван условной частотой.

Уравнение (4) описывает вынужденные колебания нагруженной балки. Для его решения необходимо предварительно рассмотреть собственные движения подобной балки на упругом основании, которые описываются уравнением (4) с обнулённой правой частью.

1.2.1 Варианты построения матричных уравнений состояния сечений балки

Полагая собственные колебания гармоническими, разделим переменные в уравнении

$$\frac{\partial^4 w_{\text{дин}}}{\partial \xi^4} + 4\bar{\alpha}^4 \left(w_{\text{дин}} + \frac{\partial^2 w_{\text{дин}}}{\partial \tau^2} \right) = 0 \quad (5)$$

представлением

$$w_{\text{дин}} = W(\xi) \sin \bar{\omega} \tau, \quad (6)$$

где $\bar{\omega} = \frac{\omega}{\omega_0}$ – безразмерная собственная частота изгибных колебаний балки на упругом основании.

Подстановка функции (6) в уравнение (5) приводит к уравнению собственных форм колебаний $W(\xi)$

$$\frac{d^4 W}{d\xi^4} + 4\bar{\alpha}^4(1 - \bar{\omega}^2)W = 0 \quad (7)$$

Используя условную частоту ω_0 , характеризующую жесткостные и инерционные свойства системы «балка-основание» и известную частоту изгибных колебаний $\omega_{св}$ такой же свободной (без поддерживающего основания) балки

$$\omega_{св} = \left(\frac{m}{L}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}},$$

где $m = \begin{cases} 4,73 - \text{для защемлённой по концам балки,} \\ \pi - \text{для шарнирно опёртой балки,} \\ 3,93 - \text{для балки с защемлением и шарниром,} \\ 1,875 - \text{для консольной балки,} \end{cases}$

приведём уравнение (7) к виду

$$\frac{d^4 W}{d\xi^4} + \frac{m^4}{\varepsilon} (\bar{\omega}_0^2 - \tilde{\omega}^2)W = 0, \quad (8)$$

где $\bar{\omega}_0 = \frac{\omega_0}{\omega_{св}}$ – относительная условная частота,

$\tilde{\omega} = \frac{\omega}{\omega_{св}}$ – относительная искомая частота.

Таким образом, все частоты, фигурирующие в исследовании: ω_0 – известная, если заданы все параметры балки и основания, ω – искомая – приведены к одной известной основной частоте собственных колебаний свободной балки, соответствующим образом закреплённой по концам.

Решение уравнения (8) ищем в виде функции

$$W = A e^{r\xi}, \quad (9)$$

подстановка которой в уравнение (8) приводит к характеристическому уравнению

$$r^4 + \frac{m^4}{\varepsilon} (\bar{\omega}_0^2 - \tilde{\omega}^2) = 0, \quad (10)$$

корни которого в зависимости от соотношения частот $\bar{\omega}_0$ и $\tilde{\omega}$ могут быть представлены следующим образом:

если $\tilde{\omega} > \bar{\omega}_0$, то корни уравнения (10) действительные и чисто мнимые

$$r_{1,2} = \pm\beta_1, \quad r_{3,4} = \pm i\beta_1, \quad \beta_1 = \frac{m}{\sqrt[4]{\varepsilon}} \sqrt[4]{\tilde{\omega}^2 - \bar{\omega}_0^2}, \quad (11)$$

при этом функция прогибов (6) имеет вид

$$W = A_1 \operatorname{ch} \beta_1 \xi + A_2 \operatorname{sh} \beta_1 \xi + A_3 \cos \beta_1 \xi + A_4 \sin \beta_1 \xi; \quad (12)$$

если $\tilde{\omega} < \bar{\omega}_0$, то корни уравнения (10) комплексные

$$r_{1,2,3,4} = (\pm 1 \pm i)\beta_2, \quad \beta_2 = \frac{m}{\sqrt[4]{\varepsilon}} \sqrt[4]{\bar{\omega}_0^2 - \tilde{\omega}^2},$$

при этом функция прогибов (6) имеет вид

$$W = A_1 \operatorname{sh} \beta_2 \xi \sin \beta_2 \xi + A_2 \operatorname{sh} \beta_2 \xi \cos \beta_2 \xi + A_3 \operatorname{ch} \beta_2 \xi \sin \beta_2 \xi + A_4 \operatorname{ch} \beta_2 \xi \cos \beta_2 \xi; \quad (13)$$

если же $\tilde{\omega} = \bar{\omega}_0$, то четырёхкратный корень равен нулю

$$r_{1,2,3,4} = 0,$$

и функция прогибов (6) становится

$$W = A_1 + A_2 \xi + A_3 \frac{\xi^2}{2} + A_4 \frac{\xi^3}{6}. \quad (14)$$

Заменяя постоянные интегрирования A_i ($i = 1, 2, 3, 4$) на начальные параметры задачи W_0, W_0', W_0'', W_0''' , получим функции прогибов.

Функция прогибов (12) принимает вид

$$W(\xi) = W_0 R_4(\beta_1 \xi) + W_0' R_3(\beta_1 \xi) + W_0'' R_2(\beta_1 \xi) + W_0''' R_1(\beta_1 \xi), \quad (15)$$

где $R_i(\beta_1 \xi)$, $i = 1 \div 4$ – функции Крылова вида

$$R_1(\beta_1 \xi) = \frac{\operatorname{sh} \beta_1 \xi - \sin \beta_1 \xi}{2\beta_1^3}, \quad R_2(\beta_1 \xi) = \frac{\operatorname{ch} \beta_1 \xi - \cos \beta_1 \xi}{2\beta_1^2},$$

$$R_3(\beta_1 \xi) = \frac{\text{sh } \beta_1 \xi + \sin \beta_1 \xi}{2\beta_1}, \quad R_4(\beta_1 \xi) = \frac{\text{ch } \beta_1 \xi + \cos \beta_1 \xi}{2}.$$

В этом случае состояние произвольного сечения ξ описывается матричным уравнением

$$\bar{W}(\xi) = V_1(\xi) \bar{W}_0, \quad (16)$$

где $\bar{W}(\xi) = \{W(\xi) \quad W'(\xi) \quad W''(\xi) \quad W'''(\xi)\}^T$ – вектор состояния произвольного сечения ξ ,

$\bar{W}_0 = \{W_0 \quad W'_0 \quad W''_0 \quad W'''_0\}^T$ – вектор начальных параметров,

$V_1(\xi)$ – функциональная матрица влияния начальных параметров на состояние сечения

$$V_1(\xi) = \begin{pmatrix} R_4(\beta_1 \xi) & R_3(\beta_1 \xi) & R_2(\beta_1 \xi) & R_1(\beta_1 \xi) \\ \beta_1^4 R_1(\beta_1 \xi) & R_4(\beta_1 \xi) & R_3(\beta_1 \xi) & R_2(\beta_1 \xi) \\ \beta_1^4 R_2(\beta_1 \xi) & \beta_1^4 R_1(\beta_1 \xi) & R_4(\beta_1 \xi) & R_3(\beta_1 \xi) \\ \beta_1^4 R_3(\beta_1 \xi) & \beta_1^4 R_2(\beta_1 \xi) & \beta_1^4 R_1(\beta_1 \xi) & R_4(\beta_1 \xi) \end{pmatrix}.$$

Аналогично, функция (13) принимает вид

$$W(\xi) = W_0 K_4(\beta_2 \xi) + W'_0 K_3(\beta_2 \xi) + W''_0 K_2(\beta_2 \xi) + W'''_0 K_1(\beta_2 \xi), \quad (17)$$

$$\bar{W}(\xi) = V_2(\xi) \bar{W}_0, \quad (18)$$

$$V_2(\xi) = \begin{pmatrix} K_4(\beta_2 \xi) & K_3(\beta_2 \xi) & K_2(\beta_2 \xi) & K_1(\beta_2 \xi) \\ -4\beta_2^4 K_1(\beta_2 \xi) & K_4(\beta_2 \xi) & K_3(\beta_2 \xi) & K_2(\beta_2 \xi) \\ -4\beta_2^4 K_2(\beta_2 \xi) & -4\beta_2^4 K_1(\beta_2 \xi) & K_4(\beta_2 \xi) & K_3(\beta_2 \xi) \\ -4\beta_2^4 K_3(\beta_2 \xi) & -4\beta_2^4 K_2(\beta_2 \xi) & -4\beta_2^4 K_1(\beta_2 \xi) & K_4(\beta_2 \xi) \end{pmatrix},$$

а функция (14)

$$W(\xi) = W_0 + W'_0 \xi + W''_0 \frac{\xi^2}{2} + W'''_0 \frac{\xi^3}{6}, \quad (19)$$

$$\bar{W}(\xi) = V_3(\xi) \bar{W}_0, \quad (20)$$

$$V_3(\xi) = \begin{pmatrix} 1 & \xi & \frac{\xi^2}{2} & \frac{\xi^3}{6} \\ 0 & 1 & \xi & \frac{\xi^2}{2} \\ 0 & 0 & 1 & \xi \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}.$$

1.2.2 Анализ собственных частот и форм колебаний балки на упругом основании, защемлённой по концам

Граничные условия в этом случае следующие

$$W_0 = W'_0 = 0, \quad W(1) = W'(1) = 0. \quad (21)$$

С учётом первых двух условий (21), функция прогиба может принимать вид

$$W(\xi) = \begin{cases} W''_0 R_2(\beta_1 \xi) + W'''_0 R_1(\beta_1 \xi), & \text{если } \tilde{\omega} > \bar{\omega}_0 \\ W''_0 K_2(\beta_2 \xi) + W'''_0 K_1(\beta_2 \xi), & \text{если } \tilde{\omega} < \bar{\omega}_0 \end{cases} \quad (22)$$

$$W(\xi) = \begin{cases} W''_0 K_2(\beta_2 \xi) + W'''_0 K_1(\beta_2 \xi), & \text{если } \tilde{\omega} < \bar{\omega}_0 \\ W''_0 \frac{\xi^2}{2} + W'''_0 \frac{\xi^3}{6}, & \text{если } \tilde{\omega} = \bar{\omega}_0 \end{cases} \quad (23)$$

$$W(\xi) = \begin{cases} W''_0 \frac{\xi^2}{2} + W'''_0 \frac{\xi^3}{6}, & \text{если } \tilde{\omega} = \bar{\omega}_0 \end{cases} \quad (24)$$

1.2.2.1 Принимаем условие, согласно которому искомая частота $\tilde{\omega}$ будет равна известной условной частоте $\bar{\omega}_0$. Тогда, применяя у функции (24) вторую пару граничных условий (21), получим противоречивую пару уравнений относительно констант W''_0 и W'''_0

$$\begin{cases} W''_0 + \frac{1}{3} W'''_0 = 0 \\ W''_0 + \frac{1}{2} W'''_0 = 0 \end{cases}.$$

Таким образом, предположение о возможности равенства искомой частоты $\tilde{\omega}$ и условной частоты $\bar{\omega}_0$ противоречит физическим возможностям системы, как в случае консольной балки [6].

1.2.2.2 Принимаем предположение, что искомая частота $\tilde{\omega}$ больше условной частоты $\bar{\omega}_0$, то есть $\tilde{\omega} > \bar{\omega}_0$. Удовлетворяя второй паре граничных условий (21) и используя функцию

(22) и её первую производную, получаем систему алгебраических уравнений относительно неизвестных начальных параметров W_0'' и W_0'''

$$\begin{cases} W_0'' R_2(\beta_1) + W_0''' R_1(\beta_1) = 0 \\ W_0'' R_3(\beta_1) + W_0''' R_2(\beta_1) = 0 \end{cases}$$

Условием существования ненулевых решений данной системы уравнений является равенство нулю определителя матрицы коэффициентов системы. Раскрывая определитель, получаем частотное уравнение

$$\frac{1}{2\beta_1^4} (1 - \operatorname{ch} \beta_1 \cos \beta_1) = 0, \quad (25)$$

корни которого известны

$$\beta_{11} = 4,73; \quad \beta_{12} = 7,85; \quad \beta_{1n} = \frac{2n+1}{2} \pi \text{ при } n \geq 3.$$

Частоты собственных колебаний балки находим из формулы (11)

$$\bar{\omega}_n = \sqrt{\varepsilon \left(\frac{\beta_{1n}}{m}\right)^4 + \bar{\omega}_0^2} \quad (26)$$

или в размерном виде

$$\omega_n = \omega_{\text{св}} \sqrt{\varepsilon \left(\frac{\beta_{1n}}{m}\right)^4 + \bar{\omega}_0^2}. \quad (27)$$

Каждой частоте отвечает соответствующая форма колебаний

$$W_n = \left(R_2(\beta_{1n}\xi) - \frac{R_2(\beta_{1n})}{R_1(\beta_{1n})} R_1(\beta_{1n}\xi) \right) W_0''. \quad (28)$$

Таким образом, формы собственных колебаний балки остаются такими же, как и свободной балки, а частоты зависят от условной частоты $\bar{\omega}_0$ и по величине становятся в

$\sqrt{\varepsilon \left(\frac{\beta_{1n}}{m}\right)^4 + \bar{\omega}_0^2}$ раз больше соответствующих частот $\omega_{\text{св}}$ такой же свободной балки.

1.2.2.3 Предположение, что искомая частота $\tilde{\omega}$ будет ниже условной частоты $\bar{\omega}_0$, приводит с использованием функции (23) и граничных условий (21) к частотному уравнению

$$\operatorname{sh}^2 \beta_2 = \sin^2 \beta_2,$$

имеющему единственный нулевой корень. Этот факт позволяет сделать вывод, что физически реальный результат может дать только предположение $\tilde{\omega} > \bar{\omega}_0$.

1.3 Вынужденные колебания защемлённой по концам балки на упругом основании после внезапного изменения жёсткости балки

Решение уравнения (4) будем искать разложением функции $w_{\text{дин}}(\xi, \tau)$ в ряд по собственным функциям $W_n(\xi)$ с коэффициентами в виде неизвестных функций времени $Q_n(\tau)$

$$w_{\text{дин}}(\xi, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} Q_n(\tau) W_n(\xi). \quad (29)$$

Подставляя ряд (29) в уравнение (4), используя уравнение (7), умножая обе части полученного уравнения на $W_n(\xi)$, интегрируя обе части по ξ от 0 до 1, используя свойство ортогональности форм собственных колебаний $W_n(\xi)$, получим дифференциальное уравнение для функций $Q_n(\tau)$

$$\frac{d^2 Q_n}{d\tau^2} + \bar{\omega}_n^2 Q_n = R_n, \quad (30)$$

где $R_n = \frac{1}{4\bar{\alpha}^4} \frac{\int_0^1 \bar{q} W_n(\xi) d\xi}{\int_0^1 W_n^2(\xi) d\xi}$.

Общее решение неоднородного уравнения (30) есть сумма решения соответствующего однородного уравнения

$$Q_{0n}(\tau) = D_{1n} \cos \bar{\omega}_n \tau + D_{2n} \sin \bar{\omega}_n \tau,$$

где D_{1n} и D_{2n} – произвольные постоянные,

и частного решения, удовлетворяющего правой части R_n

$$Q_n^* = \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2},$$

то есть

$$Q_n(\tau) = D_{1n} \cos \bar{\omega}_n \tau + D_{2n} \sin \bar{\omega}_n \tau + \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2}. \quad (31)$$

Согласно (29), функция динамических прогибов принимает вид

$$w_{\text{дин}}(\xi, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(D_{1n} \cos \bar{\omega}_n \tau + D_{2n} \sin \bar{\omega}_n \tau + \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2} \right) W_n(\xi). \quad (32)$$

Постоянные D_{1n} и D_{2n} определяются из начальных условий динамического процесса, сформированных в разделе 1.1. А именно, полученная там функция $w_{\text{ст}}(\xi)$ статического прогиба неповреждённой балки используется в качестве начального условия при $\tau = 0$, то есть

$$w_{\text{дин}}(\xi, 0) = w_{\text{ст}}(\xi), \quad \left. \frac{\partial w_{\text{дин}}}{\partial \tau} \right|_{\xi, 0} = 0. \quad (33)$$

Второе условие (33) означает отсутствие скорости сечений балки при $\tau = 0$, откуда следует

$$D_{2n} = 0. \quad (34)$$

Из первого условия (33) получаем

$$\sum_{n=1}^{\infty} \left(D_{1n} + \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2} \right) W_n(\xi) = w_{\text{ст}}(\xi). \quad (35)$$

Умножая обе части (35) на $W_n(\xi)$ и интегрируя по ξ от 0 до 1, получаем

$$D_{1n} = B_n - \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2}, \quad B_n = \frac{\int_0^1 \bar{q} W_n(\xi) d\xi}{\int_0^1 W_n^2(\xi) d\xi}. \quad (36)$$

Подставляя (34) и (36) в ряд (32) и учитывая тригонометрическое равенство

$$1 - \cos \bar{\omega}_n \tau = 2 \sin^2 \frac{\bar{\omega}_n \tau}{2},$$

получим функцию прогибов при вынужденных колебаниях балки

$$w_{\text{дин}}(\xi, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(B_n \cos \bar{\omega}_n \tau + C_n \sin^2 \frac{\bar{\omega}_n \tau}{2} \right) W_n(\xi). \quad (37)$$

где $C_n = \frac{2 R_n}{\bar{\omega}_n^2}$.

Дифференцируя функцию $w_{\text{дин}}(\xi, \tau)$ (37) дважды по ξ , получаем безразмерную функцию изгибающих моментов

$$w_{\text{дин}}''(\xi, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(B_n \cos \bar{\omega}_n \tau + C_n \sin^2 \frac{\bar{\omega}_n \tau}{2} \right) W_n''(\xi).$$

Результаты и обсуждения

В настоящем разделе рассматривается железобетонная балка длиной 6,7 м, прямоугольного сечения со сторонами: ширина $B = 0,25$ м, высота $h = 0,18$ м, площадь поперечного сечения $A = 0,045$ м². Момент инерции сечения $I = \frac{B h^3}{12} = 1,215 \cdot 10^{-4}$ м⁴. Модуль Юнга материала балки в статическом расчёте $E_{\text{ст}} = 3,05 \cdot 10^8$ Па. Материал основания принимается в расчётах в трёх вариантах: базовый – гравий с модулем жёсткости $K_{01} = 3,5$ М Па/м; материал менее жёсткий с модулем $0,1 K_{01}$, и более жёсткий с модулем $10 K_{01}$. Исследуется влияние факторов, внезапное изменение которых приводит находящуюся в состоянии статического равновесия систему «балка-основание» в движение, при остающейся неизменной жёсткости основания и при сохранении направления нагрузки. Этими факторами являются модуль Юнга материала E и момент инерции поперечного сечения I , определяющие изгибную жёсткость балки EI . Внешнюю нагрузку принимаем за $q = 1$ Н.

На рисунке 2 приводятся эпюры безразмерных статических прогибов и изгибающих моментов при указанных исходных данных.

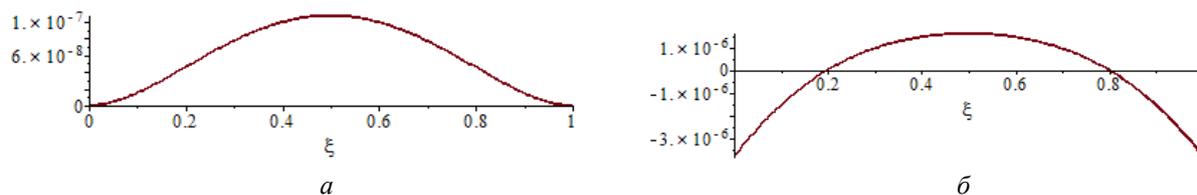


Рисунок 2 – Статический прогиб (а) и изгибающий момент (б)

На рисунке 3 показаны три первые собственные формы прогибов и изгибающих моментов, остающихся такими же, как у свободной без основания балки, но совершаемых с частотами, зависящими от модуля упругости материала балки.

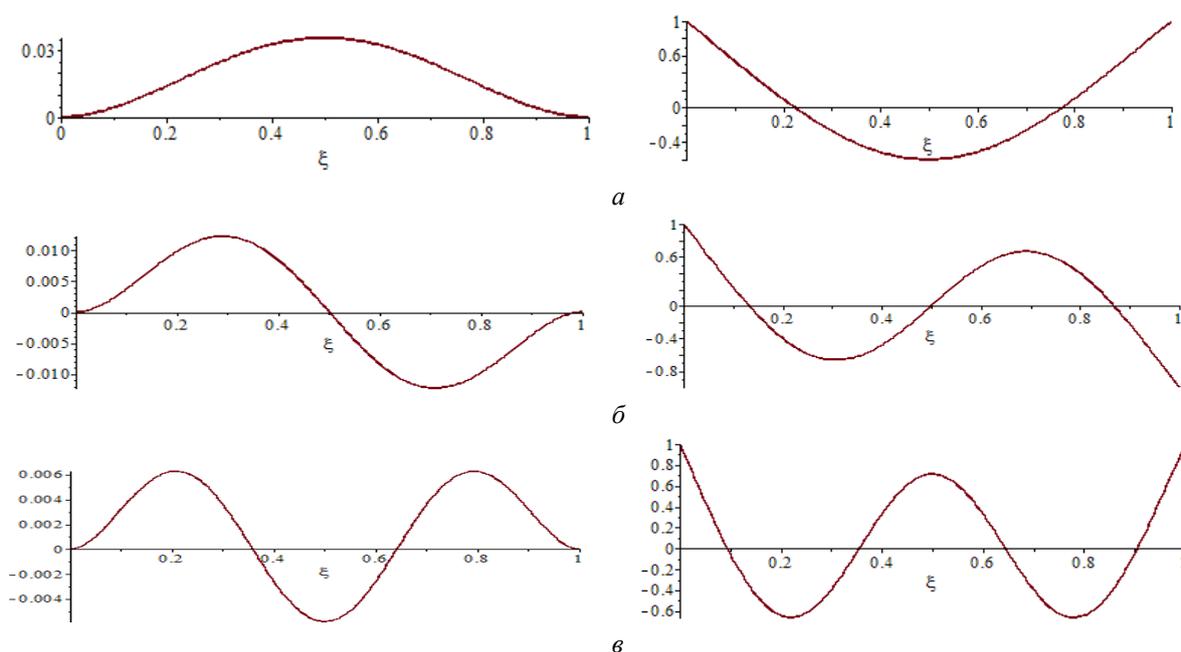


Рисунок 3 – Формы собственных колебаний и изгибающих моментов
а – первая, б – вторая, в – третья форма

В таблице 1 приводятся данные расчётов для балок с внезапно изменяющимся модулем Юнга E , опёртых на основания трёх видов, условно именуемых как основания пониженной, проектной и повышенной жёсткости. Предполагается внезапное изменение модуля $E_{ст}$ как в сторону уменьшения до величины $\varepsilon E_{ст} (\varepsilon < 1)$, так и в сторону увеличения до значения $\varepsilon E_{ст} (\varepsilon > 1)$. Рассчитывается безразмерный $w''(\xi, \tau)$ изгибающий момент в сечении $\xi = 0$ (или $\xi = 1$) в ходе возникших колебаний после внезапного изменения величины E . Как показывают результаты расчётов, внезапное шестикратное снижение модуля упругости незначительно увеличивает максимальный изгибающий момент при более жёстком основании (в 1,37 раза) и существенно (в 4 раза) увеличивает момент при основании пониженной жёсткости. Внезапное увеличение модуля упругости предсказуемо снижает максимальный изгибающий момент в балке.

Таблица 1 – Максимальные значения изгибающего момента $w''(0)$ при исходном статическом состоянии ($E \cdot 10^{-6}$) и в ходе колебаний ($\varepsilon E \cdot 10^{-6}$)

ε	Основание		
	Пониженная жёсткость, 0,1K	Проектная жёсткость, K	Повышенная жёсткость, 10K
1/6	25,00	7,84	1,62
1/4	19,40	6,75	1,47
1/2	11,10	5,04	1,19
1 (ст)	6,23	3,81	1,18
2	3,12	2,24	0,70
4	1,59	1,28	0,56
6	1,06	0,95	0,47

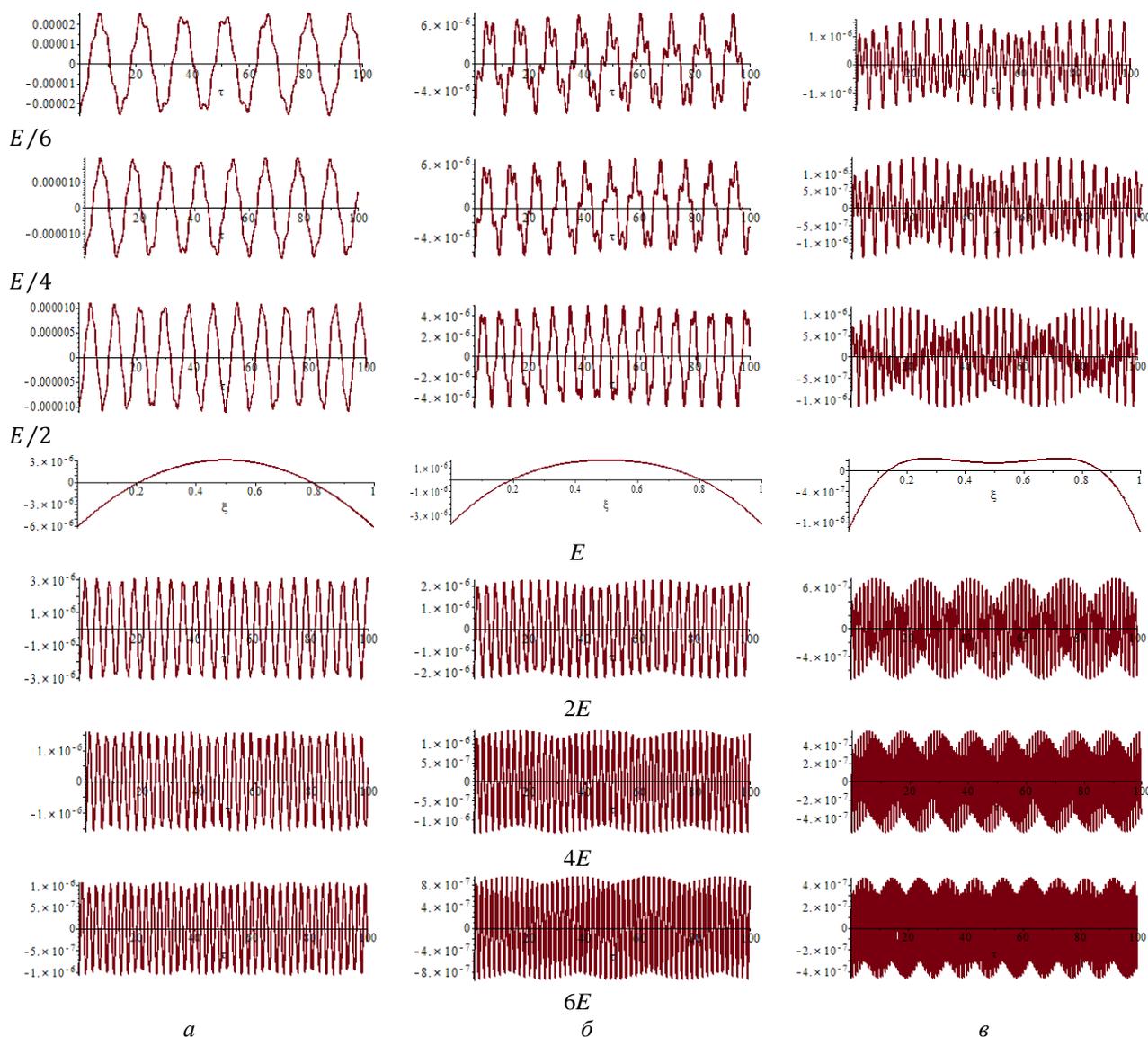


Рисунок 4 – Развёртки изменения во времени безразмерного изгибающего момента при трёх типах основания (а – пониженной, б – проектной, в – повышенной жёсткости) и разным модуле упругости E

На рисунке 4 представлены развёртки изменения во времени безразмерного прогибающего момента $w''(0, \tau)$, максимальные значения которого приведены в таблице 1.

2.2 Изменение момента инерции I поперечного сечения балки

Предполагается, что в статическом состоянии балка опирается на основание узкой стороной прямоугольного сечения, равной $h = 0,18$ м. Тогда при изгибе момент инерции сечения $I_1 = \frac{h B^3}{12}$. В некоторый момент времени $t = 0$ балка внезапно поворачивается на 90° вокруг продольной оси x , при этом основание остаётся неподвижным и направление нагрузки сохраняется. В результате момент инерции сечения внезапно становится равным $I_1 = \frac{B h^3}{12}$, статическое равновесие нарушается и балка приходит в движение (рисунок 5). Соответственно, коэффициент постели принимает значение $K = K_{01} \cdot B$.

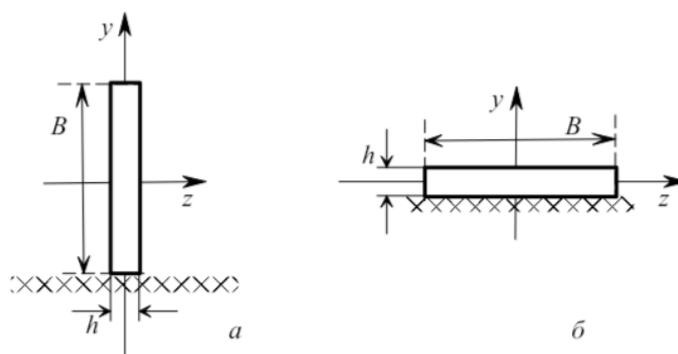


Рисунок 5 – Расположение балки относительно основания при внезапном повороте на 90°
 а – статическое, б – динамическое состояние

Расчёт максимальных напряжений в сечениях заделки ($\xi = 0$ или $\xi = 1$)

$$\sigma_{ст\ max} = \frac{E I_1}{L} W''_{ст\ max}, \quad \sigma_{дин\ max} = \frac{E I}{L} W''_{дин\ max}$$

показывает снижение максимального напряжения в ходе колебаний по сравнению с исходным статическим состоянием в 1,45 раза, то есть

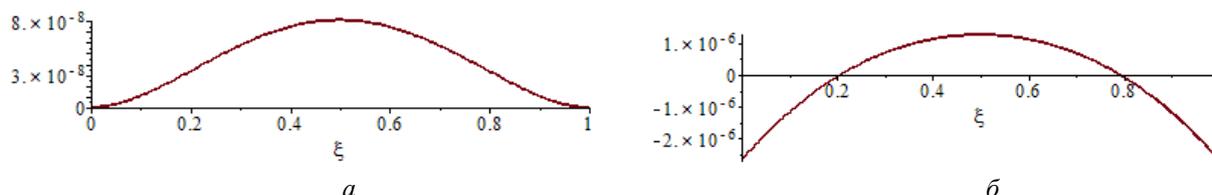
$$\frac{\sigma_{дин\ max}}{\sigma_{ст\ max}} = 1,45.$$

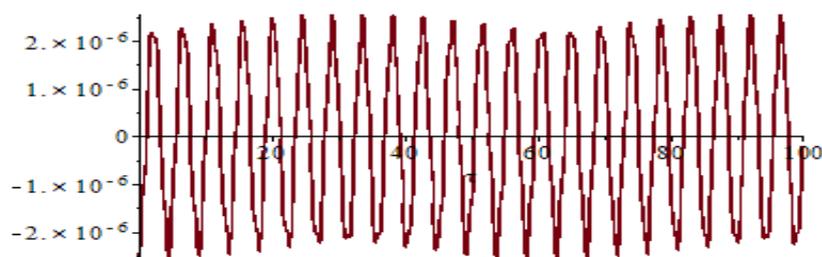
Данные показатели растут с увеличением разницы между шириной и высотой прямоугольного поперечного сечения балки (таблица 2).

Таблица 2 – Коэффициент динамичности при внезапном повороте сечения на 90°

	Коэффициент постели		
	0,1K	K	10K
$\frac{\sigma_{дин\ max}}{\sigma_{ст\ max}}$	1,84	1,45	1,13

На рисунке 6 приводятся эпюры статического прогиба и изгибающего момента в балке при положении а (рисунок 5) и развёртка изгибающего момента в заделке ($\xi = 0$ или $\xi = 1$) при положении б (рисунок 5).





6

Рисунок 6 – Эпюры прогиба (а) и изгибающего момента (б) в статическом состоянии и развёртка изгибающего момента (в) в заделке в ходе колебаний

Выводы

1. Внезапное изменение величины модуля упругости материала балки, взаимодействующей с упругим основанием, кардинально изменяет состояние несущей системы. Возникает знакопеременный динамический режим напряженно-деформированного состояния, не предусмотренный проектом, в ходе которого напряжения и деформации могут в несколько раз превышать проектные статические значения.
2. Особо опасные ситуации могут складываться при недостаточно жёстких основаниях.
3. Учёт возможности внезапных изменений механических характеристик материала балки, и, в частности, модуля упругости, необходим для несущих систем, взаимодействующих с агрессивными средами и физическими полями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. Научное издание. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 216с.
2. Travush, V. Mechanical safety and survivability of buildings and building structures under different loading types and impact / V. Travush, S. Emelianov, V. Kolchunov, A. Bulgakov // Procedia Engineering, 2016. – V.164. – P. 416-424.
3. Гордон, В.А. К анализу динамических явлений в стержнях, инициируемых внезапными структурными перестройками / В.А. Гордон // Успехи строительной механики и теории сооружений. Сб. научн. ст. к 75-летию В.В.Петрова. – Саратов: Изд-во СГТУ, 2010. – С.51-57.
4. Травуш, В.И. Динамическое деформирование балки при внезапном структурном изменении упругого основания / В.И. Травуш, В.А. Гордон, В.И. Колчунов, Е.В. Леонтьев // Инженерно-строительный журнал, 2019. – № 7(91). – С. 129-144.
5. Poddubny, A. Dynamic loading of the rod at a sudden change of elastic foundation structure / A. Poddubny, V. Gordon // IOP Conf. Ser: Mater. Sci. Eng. – 2021. – 1079, 042076.
6. Travush, V. Survivability of structural systems of buildings with special effects / V. Travush, N. Fedorova // Magazine of Civil Engineering. – 2018. – 81(5). – P. 73-80.
7. Travush, V. The response of the system «beam - foundation» on sudden changes of boundary conditions // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. – 2018. № 1(456). 012130
8. Poddubny, A. Added stress of a cantilever under sudden alterations in its foundation / A. Poddubny, V. Gordon, N. Bakaeva, P. Morrev // AIP Conference Proceedings of The II Scientific Conference “Modelling and Methods of Structural Analysis”. – 2023. – Vol.2497.
9. Поддубный, А.А. Модель прогрессирующего разрушения системы «балка-основание» / А.А. Поддубный, В.А. Гордон, Г.А. Семенова // Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии. – 2024. – №2(364). – С.3-11.
10. Поддубный, А.А. Динамика конструктивно нелинейной системы «балка-основание» при внезапном образовании трещин / А.А. Поддубный, В.А. Гордон // Вестник Белорусского государственного университета транспорта, 2022. – №1(44). – С. 84-87.
11. Колчунов, В.И. Устойчивость железобетонной колонны, подверженной сжатию с кручением в результате особого воздействия / В.И. Колчунов, С.Ю. Савин, М.А. Амелина // Строительство и реконструкция. – 2024. – №2. – С.59-73.
12. Ву, Н.Т. Динамический отклик железобетонного каркаса здания при сценарии удаления колонны / Н.Т. Ву, Н.В. Федорова // Строительство и реконструкция, 2024. – №5. – С.82-94.

13. Петров, В.В. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / В.В. Петров, И. Г. Овчинников, Ю. М. Шихов. – Саратов: Изд-во СГУ, 1987. – 288 с.
14. Трещев, А.А. Деформирование цилиндрической оболочки, выполненной из титановых сплавов в условиях газонасыщения / А.А. Трещев, А.В. Прохорова, Д.Г. Ковалев // Известия ТулГУ. Строительные материалы, конструкции и сооружения. – Тула: ТулГУ. – 2003. – Вып.5. – С. 119-123.
15. Овчинников, И.И. Модифицированная модель деформирования и разрушения материала, подвергающегося облучению / И.И. Овчинников // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – №1. – С. 29–35.
16. Овчинников, И.И. Идентификация и верификация моделей коррозионных и деформационных процессов / И.И. Овчинников, И.Г. Овчинников. – Саратов: Изд-во СГУ, 2014. – 164 с.
17. Кузнецова, В.О. Моделирование процесса влияния наводороживания на НДС пологой сферической оболочки из титанового сплава / В.О. Кузнецова, А.А. Трещев // Строительство и реконструкция, 2019. – №5(85). – С.48-62.
18. Гордон, В.А. Реакция системы «балка-упругое основание» на внезапное изменение граничных условий / В.А. Гордон, В.И. Колчунов, В.А. Трифионов // Строительство и реконструкция, 2018. – №1(75). – С. 8-21.
19. Цвей, А.Ю. Балки и плиты на упругом основании. Лекции с примерами расчета по спец. курсу строительной механики : учеб. пособие / А.Ю. Цвей. – М.: МАДИ, 2014. – 96 с.
20. Гордон, В.А. Динамическое догружение балки при внезапном повреждении упругого основания / В.А. Гордон, О.В. Пилипенко // Междунар. научн. симпозиум «Проблемы прочности, пластичности и устойчивости в механике деформируемого твердого тела», посвященный 85-летию В.Г. Зубчанинова. – Тверь. – 2015. – С.127-132.

REFERENCES

1. Geniev, G.A. Prochnost` i deformativnost` zhelezobetonny`x konstrukcij pri zaproektny`x vozdeystviyah / G.A. Geniev, V.I. Kolchunov, N.V. Klyueva, A.I. Nikulin, K.P. Pyatikrestovskij. Nauchnoe izdanie. – M.: Izd-vo ASV, 2004. – 216s.
2. Travush, V. Mechanical safety and survivability of buildings and building structures under different loading types and impact. *Procedia Engineering*, 2016. – V.164. – P. 416-424.
3. Gordon, V.A. К анализу динамических явлений в стержневых, иницируемых внезапными структурными перестройками. *Uspexi stroitel`noj mexaniki i teorii sooruzhenij*. Sb. nauchn. st. k 75-letiyu V.V.Petrova. – Saratov: Izd-vo SGTU, 2010. – S.51-57.
4. Travush, V.I. Dinamicheskoe deformirovanie balki pri vnezapnom strukturnom izmenenii uprugogo osnovaniya. *Inzhenerno-stroitel`ny`j zhurnal*, 2019. – № 7(91). – S. 129-144.
5. Poddubny, A. Dynamic loading of the rod at a sudden change of elastic foundation structure / A. Poddubny, V. Gordon. *IOP Conf. Ser: Mater. Sci. Eng.* – 2021. – 1079, 042076.
6. Travush, V. Survivability of structural systems of buildings with special effects. *Magazine of Civil Engineering*. – 2018. – 81(5). – P. 73-80.
7. Travush, V. The response of the system «beam - foundation» on sudden changes of boundary conditions. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* – 2018. № 1(456). 012130
8. Poddubny, A. Added stress of a cantilever under sudden alterations in its foundation. *AIP Conference Proceedings of The II Scientific Conference “Modelling and Methods of Structural Analysis”*. – 2023. – Vol.2497.
9. Poddubny`j, A.A. Model` progressiruyushhego razrusheniya sistemy` «balka-osnovanie». *Fundamental`ny`e i prikladny`e problemy` tekhniki i texnologii*. –2024. – №2(364). – S.3-11.
10. Poddubny`j, A.A. Dinamika konstruktivno nelinejnoj sistemy` «balka-osnovanie» pri vnezapnom obrazovanii treshhin. *Vestnik Belorusskogo gosudarstvennogo universiteta transporta*, 2022. – №1(44). – S. 84-87.
11. Kolchunov, V.I. Ustojchivost` zhelezobetonnoj kolonny`, podverzhennoj szhatiuyu s krucheniem v rezul`tate osobogo vozdeystviya. *Stroitel`stvo i rekonstrukciya*. – 2024. – №2. – S.59-73.
12. Vu, N.T. Dinamicheskij otklik zhelezobetonnogo karkasa zdaniya pri scenarii udaleniya kolonny. *Stroitel`stvo i rekonstrukciya*, 2024. – №5. – S.82-94.
13. Petrov, V.V. Raschet e`lementov konstrukcij, vzaimodejstvuyushhix s agressivnoj sredoj. – Saratov: Izd-vo SGTU, 1987. – 288 s.
14. Treshhev, A.A. Deformirovanie cilindricheskoj obolochki, vy`polnennoj iz titanovy`x splavov v usloviyax gazonasy`shheniya. *Izvestiya TulGU. Stroitel`ny`e materialy`, konstrukcii i sooruzheniya*. – Tula: TulGU. – 2003. – Vy`p.5. – S. 119-123.
15. Ovchinnikov, I.I. Modificirovannaya model` deformirovaniya i razrusheniya materiala, podvergayushhegosya oblucheniuyu. *Stroitel`naya mexanika i raschet sooruzhenij*. – 2014. – №1. – S. 29–35.
16. Ovchinnikov, I.I. Identifikaciya i verifikaciya modelej korrozionny`x i deformacionny`x processov. Saratov: Izd-vo SGTU, 2014. – 164 s.

17. Kuznecova, V.O. Modelirovanie processa vliyaniya navodorozhivaniya na NDS pologoj sfericheskoj obolochki iz titanovogo splava. *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*, 2019. – №5(85). – S.48-62.
18. Gordon, V.A. Reakciya sistemy` «balka-uprugoe osnovanie» na vnezapnoe izmenenie granichny`x uslovij *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*, 2018. – №1(75). – S. 8-21.
19. Czvej, A.Yu. Balki i plity` na uprugom osnovanii. Lekcii s primerami rascheta po specz. kursu stroitel`noj mexaniki : uceb. posobi– M.: MADI, 2014. – 96 s.
20. Gordon, V.A. Dinamicheskoe dogruzhenie balki pri vnezapnom povrezhdenii uprugogo osnovaniya. *Mezhdunar. nauchn. simpozium «Problemy` prochnosti, plastichnosti i ustojchivosti v mexanike deformiruemogo tverdogo tela»*, posvyashhennyj 85-letiyu V.G. Zubchaninova. – Tver`. – 2015. – S.127-132.

Информация об авторах:

Поддубный Алексей Алексеевич

Белорусский государственный университет транспорта, г. Гомель
Кандидат физико-математических наук, доцент, начальник факультета
246653, г. Гомель, ул. Кирова, 34
E-mail: bsut@bsut.by

Гордон Владимир Александрович

ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева», г. Орёл
Доктор технических наук, профессор, профессор кафедры технической физики и математики
302026, г. Орёл, ул. Комсомольская, д. 95
Тел. +7 (4862) 41-98-48
E-mail: gordon@ostu.ru

Семёнова Галина Александровна

ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева», г. Орёл
Кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры технической физики и математики
302026, г. Орёл, ул. Комсомольская, д. 95
Тел. +7 (4862) 41-98-48
E-mail: greece-g2011@yandex.ru

Information about authors:

Poddubny Alexey A.

Belarusian State University transport, Gomel
Ph.D., Associate Professor of the Department of Physical and Mathematical Sciences, head of faculty
246653, Gomel, st. Kirova, 34
E-mail: bsut@bsut.by

Gordon Vladimir A.

Orel State University
Doctor of technical Sciences, Professor of the Department of technical physics and mathematics
302026, Orel, Komsomolskaya str., 95
Phone: +7 (4862) 41-98-48
E-mail: gordon@ostu.ru

Semenova Galina A.

Orel State University
Ph.D., Associate Professor of the Department of technical physics and mathematics
302026, Orel, Komsomolskaya str., 95
Phone: +7 (4862) 41-98-48
E-mail: greece-g2011@yandex.ru

А.Г. ТАМРАЗЯН¹, Т.А. МАЦЕЕВИЧ¹, С.Ю. САВИН¹

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

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ РИСКА АВАРИИ

***Аннотация.** Каждое здание и сооружение представляет собой сложную техническую систему с заранее заданными техническими параметрами, которые должны контролироваться в процессе всего жизненного цикла. Целью исследования является разработка методик количественной оценки технического состояния несущих систем зданий для повышения их конструктивной безопасности и эксплуатационной пригодности. Определена зависимость фактического износа здания от периода собственных колебаний на основе теории прогнозирования риска аварии, позволяющая определить увеличение периода собственных колебаний несущих систем зданий для оценки категории их технического состояния. Определены границы увеличения периода собственных колебаний несущих систем зданий, позволяющие количественно оценить категорию их технического состояния (0-4% - нормативное техническое, от 5-10% - работоспособное, от 11-49% - ограниченно работоспособное, 50-95% и выше – аварийное).*

***Ключевые слова:** конструктивная безопасность, риск аварии, период собственных колебаний, фактический износ здания.*

A.G. TAMRAZYAN¹, T.A. MATSEEVICH¹, S.Y. SAVIN¹

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

ASSESSMENT OF THE TECHNICAL CONDITION OF LOAD-BEARING STRUCTURES OF BUILDINGS BASED ON ACCIDENT RISK FORECASTING

***Abstract.** Each building and structure are a complex technical system with predetermined technical parameters that must be monitored throughout the entire life cycle. The purpose of the study is to develop a methodology for quantitatively assessing the technical condition of load-bearing systems of buildings to improve their structural safety and operational suitability. The dependence of the actual wear of a building on the period of natural oscillations is determined based on the theory of predicting the risk of an accident, which allows determining an increase in the period of natural oscillations of load-bearing systems of buildings to assess the category of their technical condition. The limits of increase of the period of natural vibrations of bearing systems of buildings are defined. They allow quantitatively estimate the category of the technical condition (0-4% - normative technical condition, from 5-10% - serviceable, from 11-49% - limited serviceable, 50-95% and higher - emergency).*

***Keywords:** structural safety, accident risk, natural oscillation period, actual building wear.*

Введение

Значительное снижение нормируемого уровня надежности строительных объектов вплоть до аварийных ситуаций обусловлено дефектами изготовления, транспортировки и монтажа конструкции [1].

Наибольшую опасность представляет неблагоприятное сочетание проектных ошибок с дефектами выполнения строительно-монтажных работ и нарушениями условий эксплуатации зданий, поэтому необходима разработка достоверных методик оценки надежности и безопасности строительных конструкций.

Существующие методы оценки технического состояния зданий основаны преимущественно на визуальных и местных способах диагностирования. Известны работы, которые по результатам визуального и инструментального контроля, дают степень износа отдельных конструктивных элементов [2-5], а также безопасный ресурс, надежность [6-11] и др.

Основным нормативным документом по оценке технического состояния строительных конструкций является ГОСТ Р 53778-2010 [12], где определено четыре вида категорий технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений: нормативное техническое, работоспособное техническое, ограниченно - работоспособное техническое, аварийное состояние.

Анализ причин возникновения дефектов и методов контроля показал необходимость интегрального подхода при оценке категории состояния зданий. Только на основе полученных наиболее полных диагностических и расчетных данных можно определить инженерные мероприятия, повышающие устойчивость здания к воздействию возможных опасных природных и техногенных нагрузок и разработать проект повышения конструкционной безопасности.

Актуальность проблемы оценки технического состояния несущих конструкций зданий с учетом прогнозирования риска аварии, обусловлена постоянным ростом угроз природного, техногенного характера для несущих систем промышленных и гражданских зданий. Несмотря на низкую вероятность реализации явлений, связанных с аварийным отказом отдельных несущих элементов зданий и сооружений, социальные и экономические последствия могут быть катастрофическим [13-15]. При этом характер деформирования и возможность разрушения сооружения во многом определяется техническим состоянием конструкций. В связи с этим исследования, направленные на создание методики оценки технического состояния зданий на основе вероятностных параметров живучести и риска, представляются актуальными. Особенно важно проведение обследований и оценка технического состояния после разного рода техногенных и природных воздействий (пожары, средовые воздействия и т.п.), а также аварий. В свою очередь важным является инженерно-техническое обследование, предшествующее реконструкции зданий, что часто связано с изменением действующих нагрузок и функционального назначения, с изменением конструктивных схем и необходимостью учета современных норм проектирования. Научно обоснованное присвоение той или иной категории технического состояния зданиям, определение их живучести и уровня риска позволяют вовремя и достоверно распознать состояние конструктивной системы, своевременно, эффективно и обоснованно определить степень и затраты требуемого инженерного вмешательства. В таком случае исключаются или сводятся к минимуму неоправданные затраты при эксплуатации объекта (планирование текущих и капитальных ремонтов) при его реконструкции (частичной или полной).

Целью исследования является разработка методики количественной оценки технического состояния несущих систем зданий для повышения их конструкционной безопасности и эксплуатационной пригодности.

Материалы и методы

Категория технического состояния - степень эксплуатационной пригодности строительной конструкции или здания и сооружения в целом, установленная в зависимости от доли снижения несущей способности и эксплуатационных характеристик конструкций. Согласно методу измерений динамических параметров [16], степень повреждения здания определяется по результатам сравнения проектных (нормативных) значений динамических

параметров (периодов собственных колебаний, декремента затухания) с экспериментально полученными значениями.

Анализ эпюры колебаний дает возможность выявить места расположения возможных дефектов по высоте и в плане здания. Для определения нормативных значений периодов собственных колебаний (T_j) используется эмпирическая формула:

$$T_j = a \cdot n, \quad (1)$$

где n — количество этажей в здании; a - коэффициент, зависящий от конструкции здания и вида его основания, например, для монолитного каркаса с кирпичным или легковесным заполнением стен $a = 0,064$, для жилых крупнопанельных зданий $a = 0,045$.

Степень повреждения зданий и сооружений в зависимости от изменения фактического периода собственных колебаний здания по сравнению с нормативным (проектным) значением приведена в табл. 1.

Таблица 1 – Степени повреждения зданий в зависимости от изменения периода собственных колебаний конструкции

Степень повреждения	Увеличение периода собственных колебаний, %
1 - без повреждения - легкая	0-10
2 - умеренная	11-30
3 - сильная	31-60
4 - тяжелая	61-90
5 - катастрофическая	91-100

Анализ методов определения динамических параметров зданий показал, что основными критериями оценки технического состояния несущих систем являются период и частота собственных колебаний зданий. Известно, что основной динамический параметр – период собственных колебаний конструктивной системы T связан с её жесткостью EI . Поэтому результаты динамических испытаний периода собственных колебаний сооружения дают величину снижения его интегральной жесткости.

Математическая зависимость периода собственных колебаний от жесткости выражается формулой:

$$T = k \cdot \sqrt{\frac{m}{E \cdot I}}, \quad (2)$$

где k - коэффициент, учитывающий тип конструктивной схемы, m - масса, E - модуль упругости, I - момент инерции.

Снижение момента инерции I показывает наличие возможных дефектов в сечениях конструктивных элементов сооружения. Снижение модуля упругости E показывает, что происходит уменьшение прочности конструктивных элементов. Поэтому по изменению периода и частоты собственных колебаний несущих систем зданий можно оценивать изменение их конструктивной жесткости и дать количественную оценку их технического состояния.

Определение количественной оценки технического состояния зданий

Физическое состояние сооружения в целом оценивается в результате анализа основных несущих конструктивных элементов. В предположении, что при оценке прочности и устойчивости сооружений можно пренебречь изменением массовых характеристик, несущую способность можно охарактеризовать изгибной жесткостью опасных сечений несущих конструктивных элементов

$$B = E \cdot I. \quad (3)$$

Указанные предпосылки дают возможность оценивать несущую способность сооружения по спектру частот собственных колебаний f по собственным формам, связанным со средней жесткостью соотношением:

$$f_i = \frac{\alpha_i^4 \cdot B}{H^4 \cdot m}, \quad (4)$$

где α_i^4 – частотный коэффициент, зависящий от упругих свойств сечения;
 H^4 – пролет конструктивного элемента (для высотных сооружений – высота сооружения);
 $m = \text{const}$ – погонная масса.

При проведении динамических расчетов сооружений необходимо знать модули упругости материалов. Эти характеристики зависят от многих факторов и поэтому правильно назначить их величину – не простая задача. В частности, упругие свойства материалов изменяются с изменением его напряженного состояния, особенно при переходе напряжений за пределы упругости. В конструкциях к этому добавляется влияние большого числа местных напряженных состояний, не поддающихся расчетному учету и вносящих существенные поправки к характеристикам, относящимся к материалу конструкций [17]. Все это приводит к тому, что отдельное рассмотрение упругих свойств материалов в отрыве от конструкций, а тем более от целых зданий, не имеет смысла.

При подсчете прогибов в конструкциях от действия статических нагрузок обычно представляет интерес определение максимально возможных их значений, которые, как известно, зависят не только от упругих, но также и от необратимых деформаций, связанных с пластическими свойствами материала. При динамических же расчетах для определения периодов, форм и амплитуд колебаний необходимо знать свойства, определяющие только упругие деформации материала (или конструкции). Характеристика, учитывающая все деформации материала (включая деформации пластические и упругого последействия), будет отличаться от показателей, оценивающих только его упругие деформации.

Как показывают результаты натурных измерений фактических величин периодов собственных колебаний большинства зданий, значения T зависят от жесткости самого здания, а также от податливости основания, причем оказывается, что чем жестче здание, тем большее влияние на периоды колебаний оказывает податливость основания. В связи с этим при выборе расчетных схем реальных сооружений необходимо одновременно учитывать податливость основания и деформируемость конструкций, а также фактическую жесткость конструкций. При этом расчетная схема принимается в виде деформируемой системы, упруго связанной с основанием. Тогда периоды свободных колебаний такой системы приближенно можно определить по формуле:

$$T = \sqrt{T_0^2 + T_k^2}, \quad (5)$$

где T_k — период свободных колебаний здания, когда учитываются только деформации его конструкций;

T_0 — период свободных колебаний абсолютно жесткого здания вследствие податливости основания, равный:

$$T_0 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\theta}{k_a}}, \quad (6)$$

θ — момент инерции массы относительно оси вращения, т.е. оси, проходящей через центр тяжести основания перпендикулярно плоскости колебаний;

k_a — угловая жесткость основания.

Для сплошных фундаментов

$$k_a = 2 \cdot C_z \cdot I_\phi, \quad (7)$$

C_z — коэффициент упругого равномерного сжатия основания;

I_ϕ — момент инерции площади основания.

Величина периода T_k зависит от расчетной схемы сооружения при действии горизонтальных нагрузок. При исследовании форм колебаний различных зданий было установлено, что форма их деформирования различна:

- в зданиях с жесткой конструктивной схемой преобладают сдвиговые деформации;
- в гибких сооружениях – изгибные.

Хорошая сходимость опытных и расчетных значений периодов колебаний получается при рассмотрении расчетной схемы сооружений как системы с равномерно распределенной массой, работающей на изгиб и сдвиг.

Результаты и обсуждения

Прогнозирования риска аварии для определения границ динамических критериев

Для зданий и сооружений основным видом безопасности является конструкционная, характеризующая способность несущего каркаса объекта сопротивляться перегрузкам в чрезвычайных ситуациях, и трактуемая как отсутствие в нем недопустимого риска аварии. Уровень конструкционной безопасности считается достаточным, если фактический риск аварии объекта находится в области приемлемых значений. Границами такой области служат два стандартных значения риска: нормальное, являющееся допустимым значением риска аварии для новых зданий, и предельно допустимое значение, при достижении которого на объекте, находящемся в эксплуатации, следует произвести ремонтные работы с целью снижения риска аварии и продления его безопасного ресурса. Существует и третье стандартное значение риска аварии – предельное R_n , при достижении которого физический (конструкционный) износ объекта становится предельным, соответствующий переходу объекта из ограниченноработоспособного в аварийное состояние. При достижении такого риска способность объекта сопротивляться действующим на него нагрузкам практически исчерпывается.

Для отыскания стандартных значений риска аварии используется закон однопараметрического распределения Рэлея:

$$f(R) = (R-1) / \sigma^2 \cdot \exp\left[-(R-1)^2 / 2\sigma^2\right]. \quad (8)$$

При этом нормальный риск аварии приравнивается к величине естественного риска для новых зданий, показателем которого может служить математическое ожидание закона распределения риска аварии на неограниченном множестве новых зданий. На таком множестве закон распределения величины $V=R-1$ практически является симметричным относительно значения 0.5. Этот факт означает, что независимо от вида кривой распределения случайной величины v ее среднее значение m_v равно 0.5. Тогда из формулы (8) следует, что естественный риск аварии строительного объекта, а, следовательно, и величина нормального риска $R_n = 2$. Другими словами, фактическая вероятность аварии объекта после окончания его строительства в среднем увеличивается в 2 раза по сравнению с вероятностью, закладываемой по умолчанию при проектировании объекта. Время эксплуатации объекта с момента окончания его строительства до достижения риском аварии первой стыковой точки ($R = 19$) определяет безопасный ресурс объекта T_b . В этот период эксплуатации объекта трещины в конструкциях его несущего каркаса отсутствуют и можно утверждать, что каркас способен сопротивляться не только проектным воздействиям, но и за счет запаса прочности

большинству не учтенным при проектировании нагрузкам, возникающим в чрезвычайных ситуациях.

Техническое состояние объекта на этом промежутке времени можно трактовать как безопасное, а величину риска аварии, равную 19 , следует принять за предельно допустимый риск R_{nd} . При достижении объектом предельно допустимого риска аварии величина его физического (конструкционного) износа составляет 50%. При такой величине износа требуется капитальный ремонт здания [18] с целью восстановления способности его несущего каркаса сопротивляться запроектным воздействиям. Если же восстановительные мероприятия на объекте произведены не будут, то риск аварии продолжает расти и время достижения предельного значения риска, равного $R_n=83$, определяет предельный ресурс T_n этого объекта.

При превышении объектом предельно допустимого риска аварии скорость роста информационной энтропии замедляется, что означает переход объекта в иное отличное от безопасного состояние. Таким состоянием может быть только аварийное, при котором в несущих конструкциях появляются недопустимые трещины. В аварийном состоянии способность несущего каркаса объекта сопротивляться непроектным воздействиям снижается, а с дальнейшим ростом риска аварии полностью исчерпывается. При достижении объектом предельного значения риска аварии $R_n=83$ максимальной становится не только степень неопределенности технического состояния несущего каркаса, но и величина его конструкционного износа. При $R > R_n$ способность несущего каркаса объекта сопротивляться любым нагрузкам теоретически исчерпывается, а рост информационной энтропии практически прекращается. Это означает, что объект находится в ветхо-аварийном состоянии.

Стандартные риски аварии R_H , R_{nd} и R_n являются инвариантами, поскольку из способа их определения следует, что они не зависят ни от конструктивного типа здания, ни от его этажности. Два из них (R_H и R_{nd}) образуют нижнюю и верхнюю границы области приемлемых значений риска аварии объекта. Пока фактический риск аварии остается внутри этого коридора, уровень конструкционной безопасности объекта следует считать достаточным.

К показателям ресурса строительных объектов относятся безопасный ресурс t_b и безопасный остаточный ресурс $t_{\bar{a}}$. Безопасный ресурс – это время с момента ввода объекта в эксплуатацию до достижения им предельно допустимого риска аварии, а безопасный остаточный ресурс – интервал времени эксплуатации здания от момента, при котором осуществлена диагностика его технического состояния и определено фактическое значение риска аварии R , до момента достижения объектом предельно-допустимого риска аварии. Если при достижении объектом предельно допустимого значения риска аварии ремонтно-восстановительные работы для снижения риска аварии произведены не будут, то объект переходит в аварийное состояние. В этом случае жизненный цикл объекта от начала его строительства до достижения предельного риска аварии определяет величину предельного ресурса (t_n) этого объекта.

Безопасный остаточный ресурс здания, его конструкционный износ и фактический риск аварии – это тесно связанные величины. При построении математических моделей оценки физического износа и остаточного ресурса объектов строительства принято, что рост физического износа объекта в процессе его эксплуатации выражается экспонентой. Ее представительным параметром служит фактический риск аварии R , зафиксированный через t_f лет эксплуатации объекта. А при достижении риском аварии предельного значения R_n физический износ объекта становится равным **0,95 (95%)** [19].

Выбор формы модели физического износа объекта обоснован исследованиями ресурса конструкций по аналогии с «гамма» %-ым ресурсом по износу, используемым в теории надежности [20].

Фактический износ здания можно выразить в виде экспоненты (рис.1).

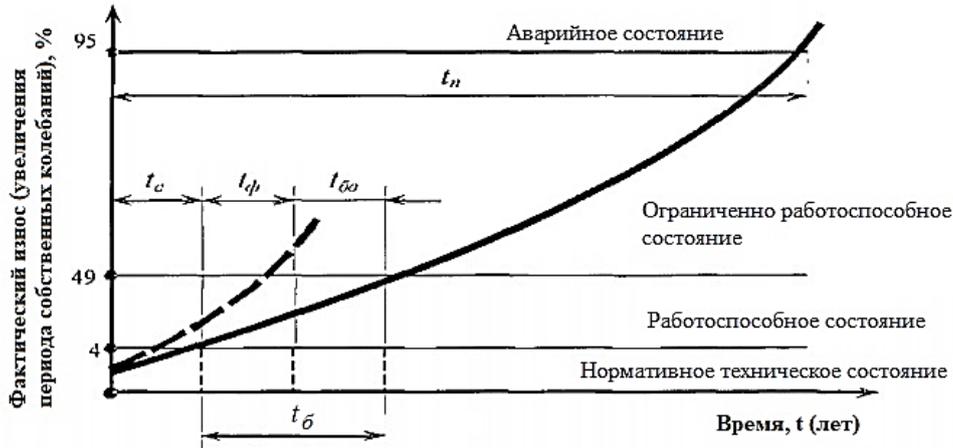


Рисунок 1 – Зависимость фактического износа здания от времени эксплуатации

Для определения границ динамических критериев, позволяющих количественно оценить категорию технического состояния здания, использована формула:

$$J = J(t) = 1 - \exp[-k(R - 1)], \quad (9)$$

где J – фактический износ здания,

$J(t)$ – фактический износ эксплуатируемого здания на момент времени t ;

R – фактический риск аварии.

Для определения верхней границы фактического износа при нормативном техническом состоянии здания использованы следующие положения теории прогнозирования риска аварии. Показатели ресурса $t_{\delta o}$ и t_n существенным образом зависят от величины фактического риска аварии на момент сдачи объекта в эксплуатацию. После окончания строительства фактический риск аварии здания равен нормальному значению ($R = R_H = 2$), а срок строительства нормативный, равный $t_c = 2$ года.

Тогда из формулы (9) следует, что фактический износ здания при определении верхней границы нормативного технического состояния составит:

$$J = 1 - \exp[-k(R - 1)] = 1 - \exp[-0,0365 \cdot (2 - 1)] = 0,0358 (4\%).$$

Для определения верхней границы фактического износа при работоспособном техническом состоянии использованы результаты численного эксперимента. Согласно полученным данным при условии наличия дефектов и повреждений, которые не влияют на несущую способность и при условии учета полного значения временной нагрузки, действующей на перекрытие, максимальное отклонение расчетных частот собственных колебаний от фактических составило 10%.

Для определения верхней границы фактического износа при предельно- допустимом риске $R_{nd} = 19$ - ограниченно-работоспособном состоянии, фактический износ здания составит:

$$J = 1 - \exp[-k(R - 1)] = 1 - \exp[-0,0365 \cdot (19 - 1)] = 0,49 (49\%).$$

Результаты численного эксперимента показали, что при снижении жесткости каркаса, связанного с повреждением несущих элементов в ответственных местах или появлении дефектов, которое не приводит к внезапному обрушению конструкций, уменьшение собственных частот достигает 50%.

Для определения верхней границы фактического износа при предельном риске аварии $R_{nd} = 83$ (аварийное состояние), фактический износ здания составит:

$$J = 1 - \exp[-k(R-1)] = 1 - \exp[-0,0365 \cdot (83-1)] = 0,95 (95 \%).$$

Для определения категории технического состояния здания, нами предложено выразить фактический износ через увеличение периода собственных колебаний и определять по формуле:

$$J = (T_{\phi} - T_p) / T_p \cdot 100\%, \quad (10)$$

где T_{ϕ} – фактический период собственных колебаний здания,

T_p – расчетный период собственных колебаний.

Выводы

1. Адаптирована теория прогнозирования риска аварии для оценки технического состояния несущих систем зданий на основе динамических критериев.
2. Определена зависимость фактического износа здания от периода собственных колебаний, которая использована для определения нижней и верхней границ категории технического состояния здания.
3. Определены границы увеличения периода собственных колебаний несущих систем зданий, позволяющие количественно оценить категорию их технического состояния (0-4% - нормативное техническое, от 5-10% - работоспособное, от 11-49% - ограниченно работоспособное, 50-95% и выше - аварийное).

Благодарности

Работа выполнена в рамках государственного задания в сфере научной деятельности Министерства науки и высшего образования Российской Федерации, проект по теме «Оценка технического состояния зданий на основе параметров живучести и риска», номер темы FSWG 2024-0003 (госзадание НИУ МГСУ). Соглашение о предоставлении субсидии из федерального бюджета на финансовое обеспечение выполнения государственного задания от 15.10.2024 №075-03-2024-063/9.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гроздов В.Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия. М.: Электронстандарт-принт. 2005. С.7-127.
2. Доброммыслов А.Н. Диагностика повреждений зданий и инженерных сооружений. М.: МГСУ, 2008. 304с.
3. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. 84 с.
4. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений. М.: АСВ, 2004. 240 с.
5. Нуриева Д.М. Сейсмостойкость многоэтажных каркасных зданий при знакопеременном нелинейном деформировании несущих элементов : дис. ... канд. техн. наук. Казань, 2004.
6. Тамразян А.Г. Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирование срока службы железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 5-18.
7. Тамразян А.Г. Мониторинг состояния конструкций для обеспечения устойчивости функционирования и оценки жизненного цикла // В сборнике: Актуальные проблемы строительной отрасли и образования - 2023. Сборник докладов IV Национальной научной конференции. Москва, 2024. С. 38-42.
8. 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.
9. Тамразян А.Г., Дехтерев Д.С., Карпов А.Е., Ласковенко А.Г. Определение расчетных параметров для оценки надежности платформенных стыков панельных зданий в сборнике: современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. 2016. С. 413-416.
10. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг // Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.

11. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Метод поиска резерва несущей способности железобетонных плит перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 23-25.
12. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения, Правила обследования и мониторинга технического состояния.
13. 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.
14. Zhang Q. et al. Reliability analysis of reinforced concrete structure against progressive collapse // *Reliab Eng Syst Saf.* 2022. Vol. 228. P. 108831.
15. 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.
16. Шахраманьян М.А., Нигметов Г.М., Гайфуллин З.Г., Бабусенко М.С. Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений // Вестник ФЦ «ВНИИ ГОЧС». 2004. № 2(4). С. 5-15.
17. Лужин О.В. Вероятностные методы расчета сооружений. М.: МИСИ, 1983. 122 с.
18. Абраштитов В.С. Техническая эксплуатация и обследование строительных конструкций. М., 2002. С. 20-54.
19. Правила оценки физического износа жилых зданий ВСН 53-86 (р). Госгражданстрой, издание официальное. 1998.
20. Авиром Л.С. Управление качеством крупнопанельного домостроения. М.: Стройиздат, 1983. 200 с.

REFERENCES

1. Grozdov V.T. Defekty stroitel'nykh konstruksiy i ikh posledstviya [Defects of building structures and their consequences]. Moscow: Elektronstandart-print. 2005. Pp.7-127.
2. Dobromyslov A.N. Diagnostika povrezhdeniy zdaniy i inzhenernykh sooruzheniy [Diagnostics of the building and engineering structures damages]. Moscow: MGSU, 2008. 304 p.
3. Lychev A.C. Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy [Reliability of building constructions]. Moscow: Publishing ASV, 2008. 84 p.
4. Zemlyanskiy A.A. Obsledovaniye i ispytaniye zdaniy i sooruzheniy [Inspection and Testing of Buildings and Structures]. Moscow Publishing: ASV, 2004. 240 s.
5. Nuriyeva D.M. Seysmostoykost' mnogoetaznykh karkasnykh zdaniy pri znakoperemennom ne-lineynom deformirovaniy nesushchikh elementov [Seismic stability of the multi-storey frame buildings at alternating non-linear deformation of the bearing elements]: dis. ... kand. tekhn. nauk. Kazan', 2004.
6. Tamrazian A.G. Methodology for the Analysis and Assessment of the Reliability of the State and Prediction the Service Life of Reinforced Concrete Structures. *Reinforced concrete structures.* 2023;1(1):5-18. (In Russ.)
7. Tamrazyan A.G. Monitoring sostoyaniya konstruksiy dlya obespecheniya ustoychivosti funktsio-nirovaniya i otsenki zhiznennogo tsikla [Condition monitoring of structures to ensure the stability of function-ning and life cycle assessment]. In collection: Aktual'nyye problemy stroitel'noy otrasli i obrazovaniya - 2023. Proceedings of Conference IV Natsional'noy nauchnoy konferentsii. Moskva, 2024. Pp. 38-42.
8. Tamrazyan A.G., Popov D.S. Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye korrozionno-povrezhdennykh zhelezobetonnykh elementov pri dinamicheskom nagruzhenii [Stress-strain state of the corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo.* 2019. No. 2. Pp.19-26.
9. Tamrazyan A.G., Dekhterev D.S., Karpov A.Ye., Laskovenko A.G. Opredeleniye raschetnykh para-metrov dlya otsenki nadezhnosti platformennykh stykov panel'nykh zdaniy [Determination of the Design Parameters for Reliability Assessment of Platform Joints of Panel Buildings]. In collection: sovremennyye problemy rascheta zhelezobetonnykh konstruksiy, zdaniy i sooruzheniy na avariynnye vozdey-stviya. Under ed. A.G. Tamrazyan, D.G. Kopanitsa. 2016. Pp. 413-416.
10. Tamrazyan A.G., Filimonova Ye.A. Ratsional'noye raspredeleniye zhestkosti plit po vysote zdaniya s uchetom raboty perekrytiya na sdvig [Rational distribution of slab stiffness along the height of the building taking into account the slab shear operation]. *Vestnik MGSU.* 2013. No. 11. Pp. 84-90.
11. Tamrazyan A.G., Filimonova Ye.A. Metod poiska rezerva nesushchey sposobnosti zhelezobeton-nykh plit perekrytiy [Search method of the load-bearing capacity reserve of the reinforced concrete floor slabs]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo.* 2011. No. 3. Pp. 23-25.
12. GOST R 53778-2010. Zdaniya i sooruzheniya, Pravila obsledovaniya i monitoringa tekhnicheskogo sostoyaniya [Buildings and structures, Rules for inspection and monitoring of technical condition].
13. 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.
14. Zhang Q. et al. Reliability analysis of reinforced concrete structure against progressive collapse. *Reliab Eng Syst Saf.* 2022. Vol. 228. P. 108831.
15. 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.

16. Shakhraman'yan M.A., Nigmatov G.M., Gayfullin Z.G., Babusenko M.S. Metodika otsenki i sertifikatsii inzhenernoy bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy [Methodology of evaluation and certification of engineering safety of buildings and structures]. *Vestnik FTS «VNI GOCHS»*. 2004. No. 2(4). Pp. 5-15.
17. Luzhin O.V. Veroyatnostnyye metody rascheta sooruzheniy [Technical operation and inspection of building structures]. Moscow: MISI, 1983. 122 p.
18. Abrashitov B.C. Tekhnicheskaya ekspluatatsiya i obsledovaniye stroitel'nykh konstruksiy. Moscow, 2002. Pp. 20-54.
19. Pravila otsenki fizicheskogo iznosa zhilykh zdaniy [Rules for Assessment of Physical Depreciation of Residential Buildings] VSN 53-86 (r). Gosgrazhdanstroy, official edition. 1998.
20. Avrom L.C. Upravleniye kachestvom krupnopanel'nogo domostroyeniya [Quality management of large-panel house-building]. Moscow: Stroyizdat, 1983. 200 p.

Информация об авторах:

Ашот Георгиевич Тамразян

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Москва, Россия,
Член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций
E-mail: tamrazian@mail.ru

Татьяна Анатольевна Мацевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Москва, Россия,
доктор физико-математических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций,
E-mail: MatseevichTA@mgsu.ru

Сергей Юрьевич Савин

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Information about authors:

Ashot G. Tamrazyan

National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia,
Corresponding member of RAACS, Doctor in Tech. Sc., Profesor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures,
E-mail: tamrazian@mail.ru

Tatyana A. Matseevich

National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia,
Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Associate Professor, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
E-mail: MatseevichTA@mgsu.ru

Sergei Yu. Savin

National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia,
Candidate of Tech. Sc., associate professor of the department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
E-mail: savinsyu@mgsu.ru

О.В. ВОЛИЧЕНКО^{1,2}, Ю.В. МАКУНИНА³

¹ Российский университет дружбы народов им. Патриса Лумумбы, г. Москва, Россия

² ФГБОУ ВО «НИУ Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

² Начальник управления по городскому округу Подольск Комитета по архитектуре и градостроительству Московской области, г. Подольск Московской области

НЕЗАВЕРШЁННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА ВО ВРЕМЕНИ И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ

***Аннотация.** Скорость глобальных изменений в области экономики и политики, в социальной и духовной сферах – основной фактор, требующий учета и особого подхода не только при обсуждении и констатации, но и для опережения и прогнозирования событий. Глобализация и возможные риски экологических и экономических катастроф требуют оперативных решений. Возрастает динамика взаимодействия между застройщиком, владельцем и проектировщиком. Устойчивость развития объекта определяется не его статичностью, а способностью изменять параметры, габариты, функции и т.д. В условиях перемен строительный объект тоже должен меняться. Стратегические программы экономического развития, направленные на переход к экономике замкнутого цикла, свидетельствуют, что только 8,6% производимого продукта возвращается в повторное использование. Это ведет к возрастанию нагрузки не только в сфере добычи и обработки ресурсов, но и к росту трудозатрат. Глобальность образуемой в перспективе экологической и экономической катастрофы требует оперативных решений. Таким образом, дальнейшая трансформация и адаптация зданий становится обязательным требованием при их проектировании и эксплуатации. Отсутствие возможности быстрого изменения в процессе жизненного цикла объекта приводит к появлению заброшенных строений и территорий и к увеличению доли незавершенного строительства. Растущее количество таких объектов диктует необходимость, во-первых, создать условия для оперативной смены функционального назначения, во-вторых, ликвидировать дисбаланс между растущим запросом новых площадей и наличием неиспользованных. Один из способов решения данной проблемы – временное возвращение недостроенных пространств в эксплуатацию, перед реализацией основных мероприятий по освоению заброшенных территорий. В результате проведенного исследования определены три основные проблемы появления незавершенного строительства, во-первых, существенная разница между жизненными циклами функций объектов и потребностями в этих функциях, во-вторых, взаимовлияния окружающей среды на объекты и объектов на окружающую среду, в-третьих, отсутствие долгосрочного прогнозирования. Предложены пути решений по каждой из выявленных проблем.*

***Ключевые слова:** объекты незавершенного строительства, гибкое проектирование, повторное использование ресурсов, динамическое планирование, стратегия кругового проектирования, экономика замкнутого цикла*

O.V. VOLICHENKO^{1,2}, Yu.V. MAKUNINA³

¹ RUDN University, Moscow, Russia

² National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

² Head of the Podolsk City District Department of the Committee for Architecture and Urban Planning of the Moscow Region, Podolsk, Moscow Region

PROBLEMS OF TRANSFORMABILITY OF UNFINISHED CONSTRUCTION OBJECTS IN TIME. WAYS TO SOLVE

Abstract. *The speed of global changes in the field of economics and politics, in the social and spiritual spheres is the main factor that requires consideration and a special approach not only in judging and stating, but also for anticipating and predicting events. Globalization and possible risks of environmental and economic disasters require prompt solutions. The dynamics of interaction between the developer, the owner and the designer is increasing. The sustainability of an object's development is determined not by its static nature, but by its ability to change parameters, dimensions, functions, etc. In conditions of change, the construction site must also change. Strategic economic development programs aimed at the transition to a closed-loop economy indicate that only 8.6% of the produced product is returned to reuse. This leads to an increase in the workload not only in the field of extraction and processing of resources, but also to an increase in labor costs. The globality of the environmental and economic catastrophe formed in the future requires prompt solutions. Thus, further transformation and adaptation of buildings becomes a mandatory requirement during their design and operation. The lack of the possibility of rapid changes in the life cycle of an object leads to the appearance of abandoned buildings and territories and to an increase in the proportion of unfinished construction. The growing number of such facilities dictates the need, firstly, to create conditions for an operational change of functional purpose, and secondly, to eliminate the imbalance between the growing demand for new areas and the availability of unused ones. One of the ways to solve this problem is the temporary return of unfinished spaces to operation, before the implementation of the main measures for the development of abandoned territories. As a result of the conducted research, three main problems of the appearance of unfinished construction have been identified, firstly, a significant difference between the life cycles of the functions of objects and the needs for these functions, secondly, the mutual influence of the environment on objects and objects on the environment, thirdly, the lack of long-term forecasting. Solutions for each of the identified problems are proposed.*

Keywords: *unfinished construction projects, flexible design, resource reuse, dynamic planning, circular design strategy, circular economy*

Введение

Американский урбанист Генри Санофф утверждает, что будущее архитектуры будет заключаться в трансформации – способности изменяться, в соответствии с изменением потребностей пользователей [1, с. 21]. В процессе жизнедеятельности, – писал Кевин Линч, – человек формирует окружающее пространство. Он определяет и изменяет его исходя из своих потребностей – устанавливает пространственные границы, располагает внутри необходимые объекты, наделяя их способностью к трансформации и динамической изменчивости [2, с. 32]. Те объекты, которые не могут трансформироваться и адаптироваться к новым потребностям, быстро устаревают – их жизненный цикл приходит к логическому функциональному завершению, поддаваясь физическому воздействию окружающей среды и изменившимся требованиям времени [3, с. 8]. Долговечность и капитальность больше не являются признаками доходности и постоянства. Более того, для объектов нежилого назначения критерий постоянства перестал быть синонимом регулярности получения прибыли. Ускорение процессов научно-технического развития спровоцировало приоритетность процесса над результатом, движения над статикой во всех сферах жизнедеятельности. Образ объекта складывается в результате последовательности преобразований, однако нельзя сказать, что он является набором только геометрических характеристик.

При этом движение, обладая алгоритмичной цикличностью, задает всему событийному периоду свой неповторимый ритм, выраженный в условной цикличности. Так, точкой отсчета или началом движения зданий, подверженных в процессе жизненного цикла трансформациям, должна явиться гипотеза о дальнейшем развитии или «жизненном пути» пространственной среды, предусматривающая возможность перспективных изменений. Принятые принципы цикличности, характеризующиеся параметром «движения», предполагают развитие в виде структурной модели спирали. В свою очередь, исследование ставит своей сравнение показателей амплитуды, периода и частоты жизненных циклов человека, здания, бизнеса.

Поводом для изучения причин возникновения объектов незавершенного строительства нежилого назначения явился реестр объектов незавершенного строительства, который был сформирован во исполнение перечня поручений Губернатора Московской области в конце

2017 года. Проводится работа по ликвидации самовольных, заброшенных, аварийных и недостроенных объектов. В анализ включаются объекты нежилого назначения, а именно объекты, основной функцией которых является предоставление рабочих мест: здания производственного назначения, склады, многофункциональные центры, здания бытового обслуживания, предоставления услуг населению. Внимание к нежилым объектам является более пристальным, так как напрямую зависит от решений, способных дать объекту развиваться и имеет целью стабилизацию предоставления рабочих мест посредством применения гибкого циклического подхода. Главной задачей являются мероприятия по установлению фундаментальных и управляемых характеристик зданий [4, с. 7]. Вопросы, связанные с организацией строительных процессов при ликвидации зданий, причины появления пустующих объектов и принципы их преобразования исследовали отечественные и зарубежные ученые [5-8]. При этом, невыполнение обязательств застройщиком при строительстве объектов жилого и нежилого назначения является нарушением прав граждан и рассматривается в судебном порядке. Результатом принятого решения может являться приведение объекта в соответствие или его снос [28, с. 76] [30]. Принятие решения, в большинстве случаев, осуществляется органами местного самоуправления. Вариативность принятых решений зависит от совокупности факторов, в том числе от форм собственности объектов и участков, на которых расположены объекты. Вопрос выявления таких объектов и исключения их из реестра недостроенных объектов рассматривается на комиссии государственных надзорных органов. Факторами влияния на принятие объективных решений являются результаты обследования зданий, аналитическая работа, а также земельно-имущественные отношения и финансово-инвестиционные обязательства. Исполнение намерений о сносе предполагает участие строительного блока по организации комплекса работ по демонтажу и утилизации, как части жизненного цикла здания, в том числе поиска подрядчика и определение источника финансирования. Исполнение обязательств о приведении в соответствие сопряжено с необходимостью оформления исходно-разрешительной документации согласно действующему законодательству, достройки объекта, итоговой проверки и выдачи заключения о соответствии. Окончательным результатом является рассмотрение итога на комиссии надзорного органа.

Модели и методы

1. Анализ жизненных циклов. Проблема возникновения объектов незавершенного строительства (ОНС) кроется в отсутствии соразмерности планируемого жизненного цикла здания и экономической эффективности от его функционального назначения. По мнению застройщика, площадь здания является эквивалентом доходности, поэтому он стремится застроить участок по максимуму. Прямая связь между численным показателем площади и его арендной стоимостью является главенствующей при принятии решения и определении функционального назначения, она также диктуется потребностью рынка (на сегодняшний день или на краткосрочную перспективу). Помимо экономического фактора получения прибыли во многих регионах действует законодательный принцип передачи в собственность участка под зарегистрированным объектом недвижимости. Скорость строительства здания (при оперативном оформлении документов на право собственности) позволяет исключить арендную плату из финансовых расходов. Указанные преимущества являются основополагающими в оперативном освоении участка т.е. постройки здания. Фактор времени является ключевым, но абсолютно не учитываемым при проведении предпроектной аналитики. Перед проектировщиком ставится задача оперативного проектирования. Перед проектировщиком ставится задача оперативного проектирования. Для принятия таких решений требуется унификация проектного подхода, применение типовых решений. Технические задания, предлагаемые проектировщику застройщиком в части схем

строительных конструкций, отделочных материалов имеют схожие требования. Триединство в необходимости соблюдения равновесия пользы, прочности и красоты Марка Витрувия перевешивает функциональный блок. Вариативность творческих решений и авторского архитектурно подхода зачастую ограничивается цветовыми нюансами отделочных материалов. Силуэтность, применение стилистических приемов перестают быть востребованными и расцениваются застройщиком, как излишества, порождающие удорожание объекта. Экономика опережает формирование эстетических потребностей, как невербальных ценностей. Изготовитель материалов и конструкций ставит своей целью увеличение их срока эксплуатации. В то время, как застройщик зачастую не прогнозирует длительный срок использования построенного здания. И, как показывает практика аналитических исследований жизненных циклов бизнеса, он склонен к оперативным трансформациям.

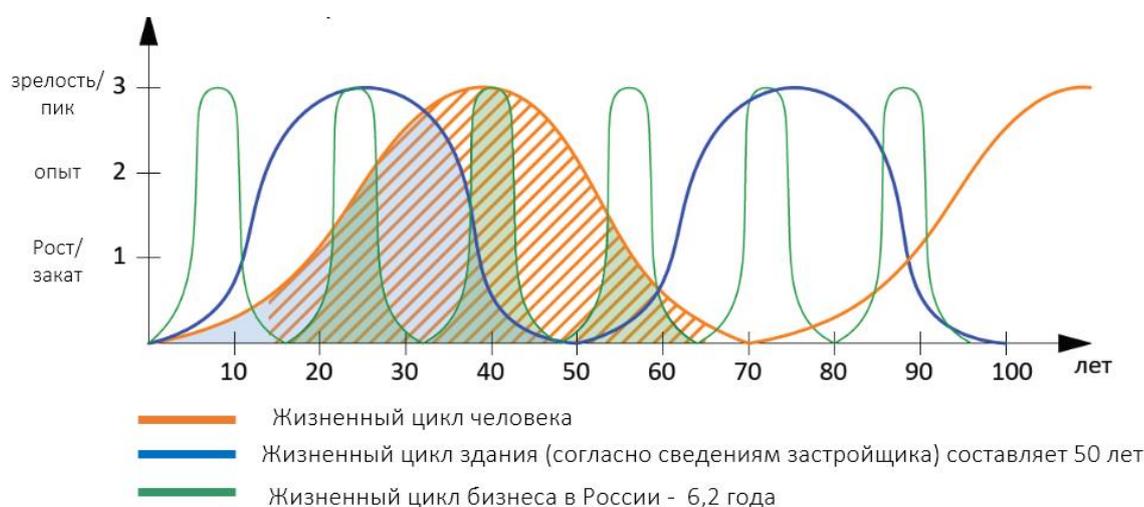


Рисунок 1– График сравнительного анализа жизненных циклов

На представленном сравнительном графике жизненных циклов человека, здания, бизнеса составленном в соответствии с показателями долгосрочного прогноза и аналитическими данными агентств, а также сведениями, полученными в результате опроса проектировщиков о планируемом сроке эксплуатации проектируемых зданий, прослеживается отсутствие соразмерности динамических шагов, взаимно способствующих темпам жизнедеятельности (рис.1). Продолжительность планируемого жизненного цикла зданий выявляет причину, диссонирующего несоответствия между такими показателями, как срок эксплуатации здания и средний срок активной фазы экономических организаций. Анализ доказывает необходимость при проектировании учитывать гибкость возможного функционального использования пространства зданий. Представленный график наглядно демонстрирует пересечение показателей периодичности переменных величин трех жизненных циклов, частоты колебаний, выражающихся в скорости периодов. Максимальное амплитудное значение величин на графике отображено условно. Предложенный график позволит определить мгновенное значение в любой точке, в том числе в точке пересечения графиков циклов.

На практике, при освоении участков строительства будущие объекты получают согласование и разрешение на конкретную функцию (склад, торговля и т.д.). Вполне вероятно, что через 5-10 лет функциональное назначение здания может измениться, так как исходя из показателей средней продолжительности бизнеса, могут поменяться его целевые установки и задачи. Поэтому к таким трансформациям должны быть готовы проектировщики и

девелоперы, которые должны учитывать вероятные изменения при проектировании и территориальном планировании.

В настоящее время, существующее положение в строительстве, а также опросы проектировщиков и девелоперов показывают отсутствие ориентации на долгосрочное прогнозирование и взаимоувязку проектирования с различными сферами жизнедеятельности человека. Например, подтверждением неостребованности площадей объектов торгового назначения демонстрируют результаты аналитического исследования, проведенные «NF Group Research» в 2024 году (рис.2).

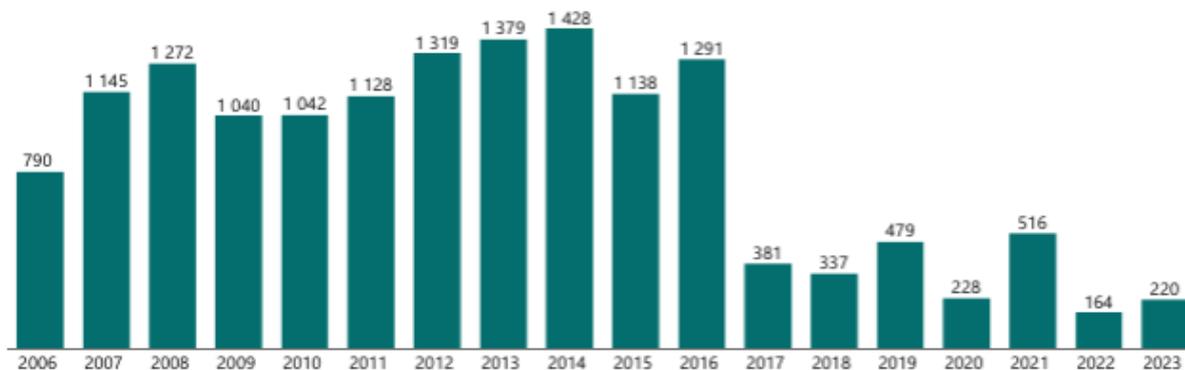


Рисунок 2 – Статистика потребности и строительства торговых площадей.

Статистические данные за семнадцать лет показывают, что пик активной застройки торговыми центрами пришелся на 2014 год, но к 2024 году необходимость в торговых площадях снизилась в 3,5 раза, поэтому прогнозируется их массовая реконцепция (изменение идеи назначения объекта с целью повышения его доходности) [9]. Переход на онлайн торговлю, организацию оперативной доставки был результатом оперативных мероприятий, связанных с непрогнозируемым риском пандемии 2020-2022 годов. Тем не менее, данная практика зарекомендовала себя, как экономически выгодная основа для дальнейшего учета, которая способна сократить время на покупку и высвободить экономический ресурс аренды помещений, снизила нагрузку на автомобильный трафик посредством локальных точек сбора заказанной продукции.

Комплекс показателей, требуемых для исследования, указывает на необходимость применения системного подхода и анализа. В силу масштабности экономических, экологических, социальных рисков при формировании градостроительных пространств, анализ должен проводиться системным способом. Сложившаяся концептуальная методика, основанная на отраслевой прогнозируемости периода народного хозяйства, требует глобального пересмотра подхода к проектированию и, в том числе, к функции проектировщика, его непосредственного событийного участника, влияющего на формирование временных пространств. Значимость зодчего, как непосредственного функционера, ответственного и влияющего на исполнение долгосрочных прогнозов в условиях экономики замкнутого цикла, должна быть поддержана разработанными методиками и функциональными алгоритмами преобразований объектов и пространств.

2. Выявление влияния окружающей среды на объект. Еще одним важным фактором появления ОНС является не вполне очевидный на первый взгляд, но требующий особого внимания и исследования аспект [31]. Он заключается в анализе влияния окружающих строящихся и построенных зданий, развивающейся инфраструктуры, изменения уличной дорожной сети на объект, который утратил необходимые причины и условия для завершения строительства. В практике изучения и анализа архитектурных взаимодействий принято

исследовать вопросы влияния объекта на окружающую среду, однако зачастую упускается проблема поглощения объекта окружающей средой без видимых очевидных причин. Очевидным способом разрешения ситуации с появлением такого рода объектов является внедрение комплексного подхода к застройке территорий. Данная стратегия способна охватывать и учитывать все компоненты проблемы. Показатели баланса территорий всегда рассчитываются на стадии проектирования, прогнозируя целесообразность ее использования. Однако наличие прогноза не всегда является гарантией стабильного существования объекта. Так, в границах комплексного освоения участков при наличии существующих объектов, находящихся в собственности у юридических и физических лиц, при подготовке проекта планировки территории, возникает необходимость обязательного сотрудничества всех заинтересованных в этом процессе лиц. К сожалению, не всегда учитываются *исторические, коммуникативные и социальные связи*. Они теряются, уступая место доходности результирующих технико-экономических показателей – коэффициентов объемно-планировочных решений и плотности застройки. Это не означает, что принятые решения были не доработанными или плохими. Тем не менее, объект естественным образом, оказавшись в измененной градостроительной ситуации, приходит к завершению своего жизненного цикла, что, в свою очередь, становится причиной появления объектов ОНС.

Условием гармонизации пространств является целостное взаимное влияние, выраженное регулирующими нормативными актами в сфере градостроительной деятельности. Так, любые процессы формирования жизнедеятельности взаимоувязаны расчетными показателями потребности в производственных, бытовых, рекреационных сферах. При этом, связи между ними не являются предметом законодательного регулирования. Отчасти это связано с различными системными и подсистемными уровнями процессов.

3. Анализ проблем использования пустующих пространств. Мировая строительная отрасль в условиях повышенной индустриализации, избыточного растрачивания сырьевых ресурсов направляет свои усилия на развитие *кольцевого проектирования*, при котором наличие неиспользуемых площадей зданий рассматривается как потенциал и динамический инструмент для преобразования городов [10, с. 1]. Экономика замкнутого цикла диктует необходимость кольцевого временного использования зданий и пространств. Свободные площади могут превратиться в центры социальной, культурной, творческой, производственной, спортивной и иной деятельности, предоставляя также дополнительные рабочие места. Таким образом можно использовать потенциал времени, реорганизуя заброшенные и нежизнеспособные площади в активные пространства [26, с. 33-35]. Тем самым, обеспечивается социально значимый подход к формированию архитектурной среды, устраняется возможность появления различных негативных ситуаций [11, с. 120].

Внедрением замкнутого цикла и разработкой нормативной документации, обеспечивающей реализацию данной концепции, озадачены ученые, архитекторы, экономисты, а также органы осуществляющие исполнительные функции управления. Мировой опыт показывает, что для достижения этой цели необходимо:

- сокращать разрыв между техническими характеристиками здания и функциональным сроком его службы;
- проектировать трансформируемые здания, в основе которых заложена модульность (структурализм, реконфигурируемые системы, фреймы) и адаптивность при отсутствии четкой окончательной функции объекта [10].

Каждый объект или пространство, говорил Зигмунд Гидион, обладают материальным и нематериальным ресурсами [12, с. 271]. Они влияют друг на друга и требуют обязательного соблюдения баланса. Любой перекос приводит к стагнации этих ресурсов, в то время как их совокупность дает возможность длительного сосуществования и урбанизации пространства [13, с. 28]. Материальный ресурс понятен, осязаем и очевиден – это сами объекты, обладающие качественными характеристиками. В свою очередь нематериальный ресурс

физически не осязаем, но имеет существенное значение – это социальные, экономические, политические, экологические сферы влияния.

Качественное функциональное переосмысление площадей и оживление пустующих пространств возможно при условии их временной эксплуатации. Процесс перепроектирования долгосрочный в то время, как вариант временного использования и адаптации помещений под различные краткосрочные проекты может решить временные задачи. Метод повторного использования неостребованных пространств пустующих зданий и его апробацию проводили архитекторы Брюссельского центра городских исследований Габриэля Кава, Вальдо Галле и Нильс Де Теммерман [10]. Проблемы и преимущества циклического освоения зданий и пространств они рассматривали исходя из социальной, культурной, экологической и экономической значимости (табл. 1).

Таблица 1. Преимущества и проблемы использования пустующих пространств

Преимущества	Проблемы
<i>социальные</i>	
Проведение местных собраний и встреч	Аффилированность допуска по различным признакам
Участие всех социальных слоев	Джентрификация: манипуляции с группами населения. Вытеснение существующего сообщества
Расширение диапазона использования путем привлечения различных видов деятельности прилегающих территорий	Несоответствие территориальной зоне, планировочные ограничения
Выявление реальных проблем и потребностей населения, обеспечивает более точное прогнозирование и снижение уровня общественных очагов напряженности	
Объединение широких слоев общества, социальная и культурная интеграция	
Снижение уровня вандализма за счет социального контроля	
<i>культурные</i>	
Преимуществом стабильной функции характерна для исторических зданий привлекательна для культурной и творческой деятельности	Историческая ценность не всегда очевидна и может быть противоречивой. История здания состоит из нескольких слоев и открыта для интерпретации.
Стимулирование инноваций посредством краткосрочных экспериментов	Административный барьер: длительный процесс получения разрешительных документов, технических условий
Учет неопределенностей в городском планировании	Отсутствие нормативных способов сотрудничества между заинтересованными сторонами
Участие граждан в городском планировании	
Инструментарий удовлетворения и регулирования потребностей общества	
<i>экологические</i>	
Сохранение микроклимата пространственной среды	Ограниченные сведения об использовании материалов в контексте временного использования пустующих зданий
Экспериментальная площадка для инновационных и устойчивых практик, включая сохранение, повторное использование и рециркуляцию отходов	
Минимизация строительных отходов посредством повторного использования зданий и эффективного использования площадей	

Продолжение Таблицы 1

<i>экономические</i>	
Содержание и использование пустующих зданий позволяет избежать высоких затрат на ремонт, не допустив его обветшания и деградации, которые могли бы возникнуть, если бы здание оставалось неиспользуемым	Владелец избегает уплаты налогов на вакансии
Небольшие инвестиции могут превратить временно незанятые здания в привлекательные помещения, где молодые предприниматели и стартапы смогут вести свою экономическую деятельность	Низкая инвестиционная безопасность
Реконструкция пустующего здания может повысить ценность района и, как следствие, повысить стоимость рынка недвижимости.	
Стимулирование местной экономики посредством внедрения новых видов деятельности	
Инициативы и организации, которые не являются финансово успешными, могут по доступным ценам арендовать помещение для тестирования и начала своей деятельности	

Очевидность приведенных в таблице преимущественных доводов использования незадействованных пространств говорит о необходимости внедрения законодательных способов стимулирования подобных решений. Необходима разработка инструментов упрощения и доступности процесса временного использования пространств.

Результаты исследования и их анализ

Проблематика появления ОНС скрыта в расчетах внешних и внутренних рисков, которые должны обязательно проводиться на этапе, предшествующем инвестированию. Такие аналитические действия выполняются только для крупных инвестиционных объектов, упускаются из виду те, которые осваиваются в соответствии с установленными правилами землепользования и застройки муниципалитетов. Данные объекты ориентированы на краткосрочное получение экономических преференций и не опираются на долгосрочное прогнозирование.

Исследование проблематики увеличения количества объектов незавершенного строительства на территории Московской области проводилось на основе анализа профильной литературы, а также нормативной и разрешительной документации. В рамках полученных сведений удалось провести анализ технических параметров объектов, установить функциональное назначение, этапы строительства и ввода в эксплуатацию, причины, по которым объект был не завершен или перестал быть функционально востребованным. Процедура выявления ОНС включает анализ территорий, закрепленных за муниципальными образованиями, проводимый уполномоченными сотрудниками органов исполнительной власти, но основе обращений неравнодушных граждан и регулярного мониторинга территорий. Стоит отметить, что законодательная схема управления выявленными ОНС является достаточно долговременной процедурой. В эксплуатацию объект незавершенного строительства вводится после:

- обращения в судебные органы власти;
- признания объекта заброшенным, аварийным и подлежащим сносу при помощи проведения экспертных мероприятий;
- поиска собственников;

– формирования бюджета для выделения дополнительных средств для сноса объектов, находящихся в муниципальной собственности и так далее.

Каждое из указанных мероприятий имеет свою дорожную карту и ориентировочные сроки закрытия этапов. При этом отсутствует сама проблематика возникновения подобных объектов. Следовательно, не устраняется причина появления того или иного объекта в виде ОНС и не выясняется период, в течении которого он стал в аварийным, ветхим, заброшенным или пустующим. Установив данные факты, можно не только бороться с последствиями проблемы появления ОНС, но и предотвращать их появление. При этом проблема из области непрогнозируемых результирующих рисков переводится в плоскость прогнозируемых и предсказуемых.

Совместимость жизненных циклов. Для определения возможных решений необходима предварительная оценка объекта, проводимая по следующим показателям: *типология объектов и территории; территориальная принадлежность и особенности для того или иного назначения; площадь существующего объекта, участка, территории и др.* На основе полученных данных формируются предложения о временном использовании объекта/территории (табл. 2).

Таблица 2. Варианты временного использования объектов

Направленность	Варианты использования
Социальная	Организация помощи СВО, предоставление помещений для производств СВО (плетение сетей, временное складирование гуманитарной помощи, мини-производства, в т. ч., пошив одежды, специального обмундирования) при содействии молодежных движений ЮДП, ЮИД, Юнармия, волонтеров, проведение собраний, встреч
Культурная	Осуществление творческой и культурной деятельности: проведение выставок, встреч, театральных программ, концертов, временных экспозиций различных жанров и направлений, фотостудий, выездных регистраций
Производственная	Временное размещение стартапов, мастерских: фаблабов (небольших мастерских, предоставляющих всем желающим возможность индивидуального самостоятельного изготовления необходимых им изделий и деталей), технических магазинов, ремонтных мастерских в качестве тестирования начала деятельности
Территориальная	Территорию рекомендуется использовать под временные парковки, НТО, ярмарки, поп-ап ритейл

Взаимоинтеграция объекта и окружающей среды. Архитектура – это не просто объект проектирования, она создает эмоциональный сценарий будущего, прогнозирует поведение людей, влияет на окружающую среду и испытывает на себе ее влияние [13, с.9]. Окружающая градостроительная среда формирует архитектурный каркас из объектов различных исторических эпох.

Выявленные объекты незавершенного строительства, также входящие в архитектурный каркас города, подразделяются на две подгруппы – заброшенные и самовольные [25, с. 42]. Объекты, классифицируемые как *зброшенныe*, состоят преимущественно из зданий административного, социального или образовательного назначения (профтехучилища, детские сады, кинотеатры). У таких зданий каркасная структура, ограждающие конструкции и отделочные материалы выполняются из элементов, рассчитанных на долгосрочное использование, не предусматривающих гибкие подходы к изменению функционального назначения, т.е. оперативного трансформирования. Процесс проектирования ведется скрупулезно и тщательно на основе действующих нормативно-правовых актов, акустических и иных расчетов; высокими художественно-эстетическими требованиями; большими трудовыми и временными затратами, ориентируясь на длительный срок эксплуатации сооружений [27, с. 362]. Поспешный приговор таким зданиям в виде сноса или реконструкции,

наделяющего будущий объем менее ответственной функцией, не требующей тех же акустических расчетов, приводит к снижению коэффициента трудозатрат и архитектурной ценности самого объекта. В свою очередь, объекты, классифицируемые как *самовольные*, в основном имеют складское, производственное, либо торговое назначение и быстровозводимую каркасную конструктивную схему с навесной системой крепления ограждающих конструкций. Подобные объекты оптимальны для кратковременной функции и не несут эстетической нагрузки [15, с. 154].

В настоящее время динамичное развитие научно-технических, экономических и т.п. процессов обуславливает появление и смену различных концепций, что ведет к неуклонному сокращению сроков использования зданий и пространств по одному сценарию. Учет взаимосвязи между практической деятельностью человека и влиянием этой деятельности на его состояние должен являться приоритетным в принятии решений по дальнейшей программе эксплуатации зданий [16]. Поиск функционального наполнения и инвестора – самый кропотливый и трудоемкий для органов власти этап, столкнувшихся с проблематикой наличия таких объектов на подведомственной территории. Он зависит в том числе от установленной арендной стоимости, расположения объекта, отсутствия гибкого подхода, учитывающего решение краткосрочных и долгосрочных перспектив развития населенного пункта. Тем не менее, задачи взаимной интеграции включены в государственные стратегические программы [17], а также посредством освоения и применения экономики замкнутого цикла и требуют незамедлительных решений. Новая функция объекта должна быть взаимоувязана с характеристиками окружающей среды (рис. 3).



Рисунок 3 – Характеристики окружающей среды

Для владельца и всей команды проекта крайне важно рассматривать объект с точки зрения его совокупной стоимости, которая учитывает затраты, а также общее воздействие на окружающую среду на всех этапах жизненного цикла здания. Важно отметить, что подавляющее большинство решений, которые влияют на стоимость жизненного цикла объекта, принимаются на самых ранних этапах проекта, например, на этапах планирования и раннего проектирования [18, с. 56].

Заброшенные «территории «выпадают» из городского обихода, нарушая процессуально-коммуникационные потоки и значительно снижая качество восприятия окружающего ландшафта» [19, с. 84]. Одним из путей реабилитации заброшенных зданий могло бы стать временное освоение внутреннего пространства без его существенной перестройки – т. е. адаптация новой кратковременной функции на время поиска постоянного инвестора. Метод адаптации предусматривает гибкость архитектурной модели на протяжении всего жизненного цикла здания. Особенности разработанного метода адаптации является внутренняя рационализация процессов (перепланировка, замена конструктивных узлов, улучшение бытовых и визуальных характеристик). Данный метод должен быть основан на системной оценке, включающей измененные параметры окружающей застройки и ее потребности.

Решение вопросов, связанных с объектами самовольного строительства, безусловно лежит в сфере исполнительных процедур судебной власти и не может быть рассмотрен для включения в те или иные программы и методы, так как это спровоцирует рост недобросовестных застройщиков, которые будут осуществлять свои намерения в обход действующему законодательству. Предметный анализ самовольных построек, их характеристик, а также опрос застройщиков позволяет сделать выводы о причинах данных нарушений. При опросе, застройщиков была установлена готовность к получению разрешительных документов в установленном порядке, однако длительный временной промежуток между проектированием и согласованием, желание выгодно и оперативно достичь результата с наименьшими финансовыми упущениями, спровоцировали нарушения. Зачастую, затягивание сроков реализации объекта заставляет застройщика отказаться от намеченных целей и забросить стройку. В данном исследовании такие объекты рассматриваются для систематизации характеристик, функции объекта, и дальнейшего прогнозирования возможных изменений. На первом месте в рейтинге самовольных объектов располагаются складские и производственные сооружения; на втором – объекты торговли и обслуживания населения. В большинстве своем конструктивная схема таких объектов представляет собой сетку колонн с заданным шагом, облицованные навесными фасадами по подсистеме. Такие объекты легко трансформируются, способны оперативно заменить облицовочные сегменты панелей. Они представляют собой условный тетрис замены ячеек и возможного сбора новых. Конечный этап эксплуатации этих объектов не предполагал оперативного реагирования на изменения, что и явилось причиной их незавершенности. Для того, чтобы застройщик не терял интерес и желание завершить процесс строительства в рамках, установленных законодательством, необходимы условия, учитывающие возможные изменения уже на стадии проектирования. Это, отнюдь, не значит размытость формулировок при подготовке проектной документации. Анализ проектной документации, рассматриваемой на заседаниях рабочей группы структурных подразделений Мособлрхитектуры, показал, что отклонения от ранее согласованных решений предусматриваются только в области визуальных и планировочных изменений, влияющих на эстетические и силуэтные характеристики [20-22]. Тогда как застройщик просит учитывать более весомые и фундаментальные причины, влияющие на завершение строительства.

Таблица 3. Причины отклонение от проекта

Обоснования, заложенные в проектной документации	Обоснования, выдвигаемые застройщиком
цветовая гамма применяется в соответствии с актуальными требованиями заказчика и наличия материала	подорожание материалов
материал может быть изменен в процессе строительства	изменение потребности в функциональном назначении здания
возможно частичное изменение представленной документации	отказ арендаторов от намерений или изменение их количества и профиля деятельности
высотные отметки и технико-экономические показатели могут быть изменены по желанию заказчика	
расположение оконных и дверных проемов может быть изменено по желанию заказчика	

Соблюдение баланса между эстетическими характеристиками объекта на стадии ввода и потребностями застройщика в указанных изменениях, возникшими в период проектирования, строительства и ввода. На чаше весов с одной стороны – потребность в

предоставлении постоянных рабочих мест, а с другой – снижение эстетической привлекательности, требующей, по мнению застройщика, дополнительных затрат. Самостоятельно принятые застройщиком решения и отступления от ранее согласованного проекта не позволяют ввести объект в эксплуатацию, т.к. он не соответствует утвержденной проектной документации. Результат – обращение в суд, длительный процесс рассмотрения и принятия решений. Порой такие процедуры затягиваются на годы, собственник теряет к объекту какой-либо интерес. Происходит обветшание объекта с перспективой перехода в аварийное состояние. Как правило, объекты располагаются на участках, находящихся в собственности юридического или физического лица, принимаются решения о «дострое» объекта и вводе его в эксплуатацию. Суд при этом не оценивает эстетические, интеграционные и иные характеристики здания. Очевидность потери объектом архитектурной ценности могут привести к негативным последствиям дальнейшего формирования пространственной среды, силуэтным нарушениям, дисгармонии. Очень важен комплексный подход к решению задач обоюдная интеграции объекта и окружающей среды, проведение всестороннего экономического анализа и его корреляция с долгосрочным и краткосрочным прогнозированием различных сфер жизнедеятельности человека [23].

Этап обоснования инвестиций учитывает перспективные функциональные изменения здания. Девелопер должен руководствоваться не только экономической выгодой стоимости возможной аренды на сегодняшний день, но и учитывать перспективы, связанные с долгосрочным прогнозированием планируемой деятельности. Именно для этого необходимо ввести метод классификации существующих зданий и планируемых к размещению объектов на три категории, дающие возможность оперативной гибкости и экономической устойчивости зданий. Категории классификации группируются по следующим модулям: **адаптивности, трансформируемости и рефункционализации** (ТАР). Профильным компетентным органам предлагается внедрить комплексную оценку территориальных особенностей участков, включающую в себя аналитические мероприятия оценки будущих и существующих объектов и предложения по – конструктивно-технологическим и инженерным схемам; срокам эксплуатации; функциональному назначению и возможной изменямости функции зданий [29, с. 12-54]. Так, у заявителя появится возможность выбрать для себя наиболее удобную схему перспективного развития объекта и сможет исключить простои в работе.

Основные характеристики модулей:

1. **Адаптивность** – комплекс мероприятий, регулирующих внутренние процессы: декор, интерьер, отделку. Предусматривается, что при сохранении функции может проводиться внутренняя рационализация пространства. Включение метода адаптивности еще на этапе проектирования позволяет в дальнейшем использовать заменяемые узлы и детали, конструктивные схемы изменяемых перегородок и т.д. Тем самым исключается необходимый в настоящее время этап согласования перепланировок. Фактические изменения нужно будет просто указать в отчетной документации.

2. **Трансформируемость** – способность к более расширенному спектру действий. Следствием большей вариативности является и финансовое вложение на стадии строительства, которое включает в себя затраты на возможные изменения габаритов и характеристик зданий, учитывающих и изменение функций в рамках установленной территориальной зоны. Такие здания не должны создавать прецедентов для экологических и иных ухудшений проживания человека. Застройщику при этом дается преимущество в развитии, росте, движении и переносе объекта. Положительный эффект состоит не только в экономии времени при дальнейших трансформациях объекта, исключая необходимость подготовки, согласования и утверждения проектной документации, в части изменения технико-экономических показателей, но и финансовая заинтересованность – исключение затрат на дополнительное проектирование, т.к. конструктивные особенности трансформации учитываются на начальном этапе разработки перспективного развития. Фиксирование результата изменений направляется в компетентный орган в качестве уведомления.

3. **Рефункционализация** – это возможность принципиального изменения функции и полного перепрофилирования здания и территории. Рефункционализация характеризуется повышенной гибкостью принимаемых решений, рассчитывается на более долгосрочные перспективы и является самой спектрально широкой для выбора перспективной деятельности, предусматривает самый длительный жизненный цикл здания. Следствием перспективного учета вариативности может явиться высокая стоимость мероприятий по использованию участков и учету рефункционализируемых объектов. Такие объекты способны обладать функциями не только движения, изменения и переноса, но и предполагать возможные изменения характеристик окружающей среды. Данная методика не только включает в себя две ранее описанные методики, но и рассчитывается на более долгосрочный период использования, повышающий уровень эстетической ответственности. Этап рефункционализации учитывает в том числе градостроительное развитие с применением инструментов мастер-планирования, также предполагающих расчет экономической целесообразности.

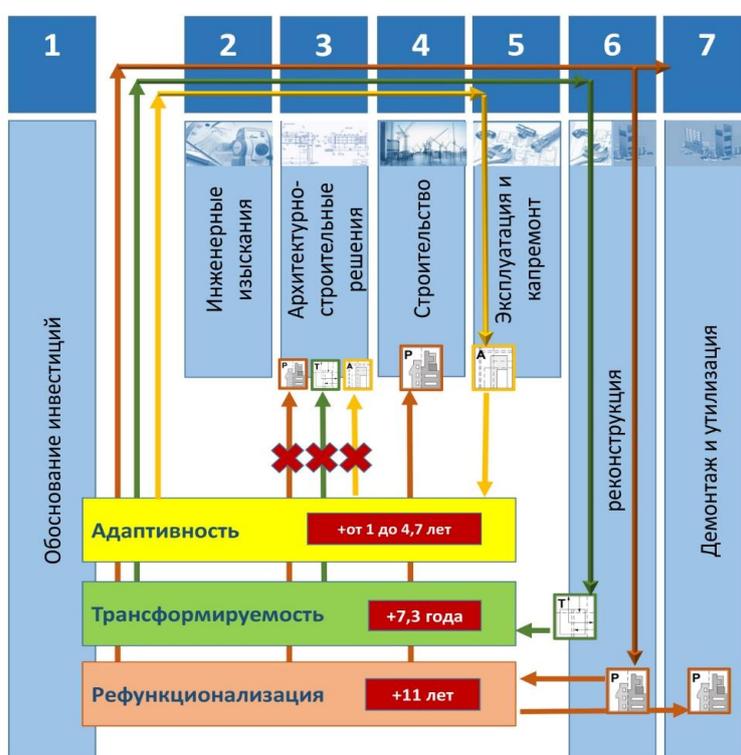


Рисунок 4 – Использование методики TAP на этапах жизненного цикла здания

Данные группы классификаций предлагается объединить общей методикой принципиальных решений этапа прединвестиций – **методикой TAP** (рис. 4). Внедрять ее предлагается посредством освоения технологий информационного моделирования (ТИМ) [24, с. 11]. Процедура принятия решений по всем трем предложенным методикам идентична. Предлагается дорожная карта, включающая в себя выполнение ряда этапов: 1) этап прединвестирования – заполнение заявки на портале уполномоченного органа. Обращающееся физическое или юридическое лицо заявляет о намерении освоения участка, который на его взгляд может быть экономически привлекательным, при этом на участке может располагаться объект незавершенного строительства, а заявитель может не являться собственником, арендатором или представителем земельного участка или территории. Ответственный орган исполнительной власти проводит анализ и формирует перечень

возможных параметров, конструктивных особенностей планируемого здания, предлагает методику. 2) По результату сформированного ответа заявитель принимает решение о перспективах реализации намерений и направляет в профильные органы власти для одобрения и фиксации решения. 3) Следующим шагом является учет решения и одобрений в информационной системе обеспечения градостроительной деятельности с применением технологий информационного моделирования. 4) Все процессы возможных изменений фиксируются направлением уведомлений застройщика или эксплуатирующей организации об изменениях согласно принятым прединвестиционным решениям.

Применение данной методики исключает этапы, связанные с подготовкой и утверждением проектной документации по перепланировкам и реконструкциям. Предлагаемые варианты решений не устанавливают жесткие сроки возможных изменений, они дают возможность гибкого использования зданий и пространств, чуткого реагирования на потребности граждан, изменения экономики.

Жизнеспособность описываемой методики во многом зависит от правильности построения внутреннего алгоритма функциональной модели ТАР. В свою очередь, алгоритм исследования должен включать в себя сформулированную и законодательно зафиксированную формулировку выявляемой проблемы, аналитику взаимосвязи объекта и окружающей среды, его иерархическую (системную) градостроительную значимость с учетом экономической, экологической, социальной составляющих. Следующим важным шагом алгоритма является необходимость разработки функциональной модели объекта, подлежащего преобразованию. Данный этап предполагает определение системных характеристик функциональной взаимосвязи компонентов, выявление основного критерия эффективности и его влияния на систему. Только после этапа разработки функциональной модели объекта преобразования возможно проведение дальнейших исследований изменений системообразующих элементов, которые в том числе включают в себя изменения территориального зонирования и градостроительного планирования. Заключительным этапом должен явиться эксперимент соответствия системной модели исследуемому объекту, как проектируемому, так и планируемому к преобразованию. Взаимосвязь этапов и возможность внесения изменений в каждый из них посредством изменения параметров и нормативных показателей является принципиальной особенностью методики.

Максимальная информационная наполненность сведениями о существующих объектах в рамках сформированных систем обеспечения градостроительного регулирования позволит значительно сократить риски принимаемых решений, выявить перспективные направления развития и сформировать реестр системных взаимосвязей и иерархий моделей.

Выводы

1. Объекты незавершенного строительства отрицательно влияют на эстетическую, экологическую и экономическую составляющие городского пространственного каркаса. Их наличие и рост отображает проблемы, связанные с необходимостью оперативного принятия решений с целью изменения функционального назначения или перепрофилирования объектов. Принципиальное изменение подходов к решению проблемы и рассмотрение высвобождающихся площадей, как потенциальных пространств для временного использования поможет сократить затрачиваемые на производство строительных материалов ресурсы. С учетом отсутствия действующих законодательных мероприятий учета и упрощения процедур повторного применения материалов, наиболее целесообразным будет предложение о непосредственном участии в процессе замкнутого цикла зданий и сооружений.

2. Преимуществом повторной эксплуатации является возможность преобразования недостроенных или заброшенных пространств с временным возвращением зданий в эксплуатацию, перед реализацией основных мероприятий по освоению территорий. Ограниченный промежуток времени дает возможность провести анализ потребностей населения. В настоящее время мероприятия по ликвидации объектов незавершенного

строительства проводятся поэтапно, что приводит к увеличению затрат. Объект простаивает без эксплуатации и отсутствия технического обслуживания до принятия того или иного решения суда или уполномоченного органа. В то время, как необходимость в использовании помещений присутствует во многих отраслях жизнедеятельности человека. Она напрямую связана с насыщением пространств необходимыми краткосрочными функциями. Временное использование помещений дает возможность для проведения эксперимента и компенсирует неопределенность, которая всегда в той или иной степени сопутствует долгосрочным прогнозам. Насыщение пространств городской среды возможностью экспериментального использования привлекает новые идеи и определяет целеполагания к открытому строительству. Короткие сроки использования зданий влияют на условия аренды и определяются, как выгодные для бизнеса, стартапов, организации мероприятий и встреч. Получаемый положительный эффект становится основой для временного использования ОНС.

3. Принимая решения о временном использовании пространств зданий и территорий, функции которых перестали быть востребованными, девелоперы продлевают их жизненный цикл, повышают их полезность, сокращают отходы, экономят ресурсы. Сложно переоценить такой экономический и экологический эффект. Помимо осязаемости преимуществ, участники процесса, а это органы власти, арендаторы, инициативные группы граждан, население участвуют в формировании будущего образа, который создается, органично осваивая и внедряя или блокируя те или иные функции – функции формирования¹. Так, неиспользуемые здания перестают быть проблемой, а переходят в новое состояние – состояние возможностей.

4. Выявлено три основные проблемы появления ОНС, а именно: различия между жизненными циклами функций объектов и потребностей в этих функциях, взаимовлияния окружающей среды на объекты и объектов на окружающую среду, отсутствие долгосрочного прогнозирования. Предложены пути решений по каждой из них, они объединены общей целью – наделяем способности архитектурного объекта гибкостью, способностью к трансформациям и адаптациям. Внедрение методики оценки планируемого к размещению или существующего здания нежилого назначения поможет сократить временной разрыв между техническими характеристиками материалов здания и его функциональной целесообразностью. Применение методики ТАР поможет стабилизировать прогнозируемость сроков жизненных циклов зданий, снизит предсказуемые риски, а также перенесет значимую часть нагрузки, связанной с систематизацией процессов в сферу информационного моделирования, высвободив временной ресурс для формирования творческих идей архитекторов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Санофф Г. Соучаствующее проектирование. Практики общественного участия в формировании среды больших и малых городов. Вологда: «Проектная группа 8», 2015. 170 с. ISBN 978-5-9907213-0-2
2. Линч К. Образ города. М.: Стройиздат, 1982. 328 с.
3. Yaldız, E., Gül, N. Definition of a new design process for the reuse of monumental buildings // Central Europe towards Sustainable Building 2013 Sustainable refurbishment of existing building stock, 20 June 2013 in Prague. Prague, 2013. Pp. 1-9.
4. Hertzberger G. Transformation + Accommodation // International conference «Obsolence and Renovation - 20th Century Housing in the New Millenium», 11-16 December 2015. Sevilla: University of Sevilla, 2016. 28 p.
5. Kuzhin M. Organizational issues during the liquidation of buildings // XXVI International Scientific Conference «Construction the Formation of Living Environment» (FORM-2023), 09 August 2023. E3S Web of Conferences, 2023. № 410, 04004. DOI: 10.1051/e3sconf/202341004004.

¹ Архитектура – это не обслуживающая дисциплина. Это дисциплина формирующая! Заха Хадид, британский архитектор

6. Yap Eng Hoe, Tan Hai Chen, Chia Fah Choy. Causes of Abandoned Construction Projects // Conference: 15th International Symposium on «Advancement of Construction Management and Real Estate» - towards sustainable development of international metropolis. At: Johor, Malaysia, 2010.
7. Remøy H. T., Wilkinson S. J. Office building conversion and sustainable adaptation: a comparative study // Property Management. 2012. Vol. 30 №. 3 DOI: <https://doi.org/10.1108/02637471211233738>.
8. Khudhaire H.Y., Naji H. I. Causes of Abandoned Construction Projects: A case study in Iraq // The Fifth Scientific Conference for Engineering and Postgraduate Research (PEC 2020) 21st-22nd December 2020, Baghdad, Iraq. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2021. Vol. 1105. P. 012081. DOI 10.1088/1757-899X/1105/1/012081.
9. Хакбердиева Е. Более 60% торговых центров Москвы в ближайшие годы будут нуждаться в реконцепции // Office News. URL: <https://goo.su/OO59CdY> (дата обращения: 2.008.2024).
10. Kava G., Halle V., De Temmerman N. Temporary jobs: the transformative potential of temporary projects and production activities in cities with cycle circulation // World Sustainable Built Environment Conference. In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science 14 June 2024. Vol. 1363 (1), 2024. DOI: 10.1088/1755-1315/1363/1/012047.
11. Воличенко О. В., Байчубекова Б. Т. Принципы создания среды «умного города» // Вестник Кыргызско-Российского Славянского университета. 2019. Т. 19, № 12. С. 119-126.
12. Гидион З. Пространство, время, архитектура. М.: Стройиздат, 1977. 566 с.
13. Leupen B. Frame and Generic Space. A study into the changeable dwelling proceeding from the permanent. Delft: 010 Publishers, 2006. Pp. 254. ISBN:978-90-6450-598-0.
14. Дроздова Ю. И. Дизайн и влияние архитектурных форм на эмоциональное состояние человека // Бизнес и дизайн ревю. 2020. № 2 (18). С. 9-14.
15. Мардер А. П. Эстетика архитектуры. М.: Стройиздат, 1988. 213 с.
16. Гейл Я. Эмоциональные состояния. URL: <https://psylist.net/obh/00036.htm> (дата обращения: 2.008.2024).
17. Стратегия инновационного развития строительной отрасли РФ на период до 2030. Проект: Письмо Минстроя России от 16 авг. 2016 г. № 41979-ХМ/08/ URL: <https://www.minstroyrf.ru/docs/11870/> (дата обращения 01.04.2024).
18. Messner J. I. Fundamentals of Building Construction Management. Pennsylvania: Pennsylvania State University, 2022. 275 p.
19. Воличенко О. В., Цурик Т. О. Реновация объектов промышленной архитектуры на основе иммерсивного подхода // Строительство и реконструкция. 2024. № 3(113). С. 83-97. DOI 10.33979/2073-7416-2024-113-3-83-97.
20. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29.12.2004. № 190-ФЗ (ред. от 08.08.2024), ст. 40.1. С. 133-134.
21. Постановление правительства Московской области «Об утверждении Положения о рассмотрении архитектурно-градостроительного облика капитального строительства и выдачи Свидетельства о согласовании архитектурно-градостроительного облика капитального строительства на территории Москвы» от 12.07.2022. № 726/25. 20 с.
22. Распоряжение «О рабочей группе структурных подразделений комитета по архитектуре и градостроительству Московской области по рассмотрению вопросов архитектурно-градостроительного облика объектов капитального строительства» от 30 мая 2023 г. N 29PB-278. 9 с.
23. Yaskova N. Yu., Sarchenko V. I., Khirevich S. A. Main Principles of Comprehensive Approach to Formation of Comfortable Urban Environment // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: International Science and Technology Conference (FarEastCon 2020) 6th-9th October 2020. Vladivostok: IOP Publishing, 2021. P. 032031.
24. Куприяновский В. П., Синягов С.А., Добрынин А. П. BIM- цифровая экономика. Как достигли успеха? Практический подход к теоретической концепции. Часть 1. Подходы и основные преимущества BIM // International Journal Of Open Information Technologies. 2016. №4 (3). С. 9-20.
25. Возняк, Е.Р. Проблема заброшенных строений и объектов // Современные проблемы истории и теории архитектуры: материалы IV Всерос. науч.-практ. конф. — СПб: СПбГАСУ, 2018. — С. 40—45.
26. Гельфонд, А.Л. Заброшенные объекты. От утопии к реальности: критерии жизнеспособности / А.Л. Гельфонд // Innovative Project. — 2020. — Т. 5, № 11. — С. 32—43.
27. Каледина, А.С. Эстетические факторы влияния заброшенных зданий на человека / А.С. Каледина // Наука, образование и экспериментальное проектирование. Труды МАРХИ. — М. : МАРХИ, 2021. — С. 362—364.
28. Кондык, И.Б. Заброшенные здания и сооружения: проблемы целесообразности восстановления и общий алгоритм первичного обследования / И.Б. Кондык, А.Б. Бакурадзе // Сб. ст. III Междунар. науч.-исслед. конкурса. — Пенза: Наука и просвещение, 2020. — С. 74—77.
29. Лаврик, Г. И. Методы оценки качества жилища. Исследование, проектирование, экспертиза: учебник / Г. И. Лаврик. - Белгород : Изд-во БГТУ им. В. Г. Шухова, 2007. - 98 с. - 119.42 р., Б. ц. р., 119.42 р.
30. Чадович, А.А. Сохранение или снос? Компромисс! / А.А. Чадович // Архитектура и современные информационные технологии. 2013. — № 1 (22). — <https://marhi.ru/AMIT/2013/1kvart13/chadovich/chadovich.pdf> (дата обращения: 29.02.2024).

31. Лаврик, Г. И. Методологические основы районной планировки. Введение в демозкологию : учебник / Г. И. Лаврик ; БГТУ им. В. Г. Шухова. - Белгород : Изд-во БГТУ им. В. Г. Шухова, 2007. - 117 с. - 115.12 р., 220.00 р., Б. ц. р., 115.12 р.

REFERENCES

1. Sanoff G. Souchastvuyushchee proektirovanie. Praktiki obshchestvennogo uchastiya v formirovaniy sredy bol'shih i malyh gorodov [Participatory Design. Practices of Public Participation in Shaping the Environment of Large and Small Cities]. Vologda: «Proektnaya gruppa 8», 2015. 170 p. ISBN 978-5-9907213-0-2. (rus)
2. Linch K. Obraz goroda [Image of the city]. Moscow: Strojizdat, 1982. 328 p. (rus)
3. Yaldız E., Gül N. Definition of a new design process for the reuse of monumental buildings. Central Europe towards Sustainable Building 2013 Sustainable refurbishment of existing building stock, 20 June 2013 in Prague. Prague, 2013. Pp. 1-9.
4. Hertzberger G. Transformation + Accommodation. International conference «Obsolence and Renovation - 20th Century Housing in the New Millenium», 11-16 December 2015. Sevilla: University of Sevilla, 2016. 28 p.
5. Kuzhin M. Organizational issues during the liquidation of buildings. XXVI International Scientific Conference «Construction the Formation of Living Environment» (FORM-2023), 09 August 2023. E3S Web of Conferences, 2023. № 410, 04004. DOI: 10.1051/e3sconf/202341004004.
6. Yap Eng Hoe, Tan Hai Chen, Chia Fah Choy. Causes of Abandoned Construction Projects. Conference: 15th International Symposium on «Advancement of Construction Management and Real Estate» - towards sustainable development of international metropolis. At: Johor, Malaysia, 2010.
7. Remøy H. T., Wilkinson S. J. Office building conversion and sustainable adaptation: a comparative study. *Property Management*. 2012. Vol. 30 №. 3 DOI: <https://doi.org/10.1108/02637471211233738>.
8. Khudhaire H.Y., Naji H. I. Causes of Abandoned Construction Projects: A case study in Iraq. The Fifth Scientific Conference for Engineering and Postgraduate Research (PEC 2020) 21st-22nd December 2020, Baghdad, Iraq. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2021. Vol. 1105. P. 012081. DOI 10.1088/1757-899X/1105/1/012081.
9. Hakberdieva E. Bolee 60% trgovykh centrov Moskvy v blizhajshie gody budut nuzhdat'sya v rekonceptcii [More than 60% of Moscow shopping centers will need reconceptualization in the coming years] *Office News*. URL: <https://goo.su/OO59CdY> (data obrashcheniya: 2.008.2024). (rus)
10. Kava G., Halle V., De Temmerman N. Temporary jobs: the transformative potential of temporary projects and production activities in cities with cycle circulation // World Sustainable Built Environment Conference. In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science 14 June 2024. Vol. 1363 (1), 2024. DOI: 10.1088/1755-1315/1363/1/012047.
11. Volichenko O. V., Bajchubekova B. T. Principy sozdaniya sredy «umnogo goroda» [Principles of creating a smart city environment] *Vestnik Kyrgyzsko-Rossiyskogo Slavyanskogo universiteta*. 2019. T. 19, № 12. Pp. 119-126. (rus)
12. Gidion Z. Prostranstvo, vremya, arhitektura [Space, time, architecture]. M.: Strojizdat, 1977. 566 p. (rus)
13. Leupen B. Frame and Generic Space. A study into the changeable dwelling proceeding from the permanent. Delft: 010 Publishers, 2006. 254 p. ISBN:978-90-6450-598-0.
14. Drozdova Yu. I. Dizajn i vliyanie arhitekturnykh form na emocional'noe sostoyanie cheloveka [Design and the influence of architectural forms on the emotional state of a person] *Biznes i dizajn revyu*. 2020. № 2 (18). Pp. 9-14. (rus)
15. Marder A. P. Estetika arhitektury [Aesthetics of architecture]. Moscow: Strojizdat, 1988. 213 p. (rus)
16. Gejl Ya. Emocional'nye sostoyaniya [Emotional states]. URL: <https://psylist.net/obh/00036.htm> (data obrashcheniya: 2.008.2024). (rus)
17. Strategiya innovacionnogo razvitiya stroitel'noj otrasli RF na period do 2030 [Strategy for Innovative Development of the Construction Industry of the Russian Federation for the Period up to 2030]. Proekt: Pis'mo Ministroya Rossii ot 16 avg. 2016 g. № 41979-HM/08/ URL: <https://www.minstroyrf.ru/docs/11870/> (data obrashcheniya 01.04.2024).
18. Messner J. I. Fundamentals of Building Construction Management. Pennsylvania: Pennsylvania State University, 2022. 275 p.
19. Volichenko O. V., Curik T. O. Renovaciya ob"ektov promyshlennoj arhitektury na osnove immersivnogo podhoda [Renovation of industrial architecture objects based on an immersive approach] *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*. 2024. № 3(113). Pp. 83-97. DOI 10.33979/2073-7416-2024-113-3-83-97. (rus)
20. Gradostroitel'nyj kodeks Rossijskoj Federacii ot 29.12.2004. № 190-FZ (red. ot 08.08.2024), st. 40.1. Pp. 133-134. (rus)
21. Postanovlenie pravitel'stva Moskovskoj oblasti «Ob utverzhenii Polozheniya o ras-smotrenii arhitekturno-gradostroitel'nogo oblika kapital'nogo stroitel'stva i vydachi Svide-tel'stva o soglasovanii arhitekturno-gradostroitel'nogo oblika kapital'nogo stroitel'stva na territorii Moskvy» ot 12.07.2022. № 726/25. 20 p. (rus)

22. Rasporyazhenie «O rabochej grupe strukturnyh podrazdelenij komiteta po arhitekture i gradostroitel'stvu Moskovskoj oblasti po rassmotreniyu voprosov arhitekturno-gradostroitel'nogo oblika ob"ektov kapital'nogo stroitel'stva» ot 30 maya 2023 g. N 29RV-278. 9 p. (rus)
23. Yaskova N. Yu., Sarchenko V. I., Khirevich S. A. Main Principles of Comprehensive Approach to Formation of Comfortable Urban Environment. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: International Science and Technology Conference (FarEastCon 2020) 6th-9th October 2020. Vladivostok: IOP Publishing, 2021. Pp. 032031.
24. Kupriyanovskij V. P., Sinyagov S.A., Dobrynin A. P. BIM- cifrovaya ekonomika. Kak dostigli uspekha? Prakticheskij podhod k teoreticheskoj koncepcii. CHast'1. Podhody i osnovnye preimushchestva BIM [BIM - digital economy. How did they achieve success? A practical approach to the theoretical concept. Part 1. Approaches and main advantages of BIM] *International Journal of Open Information Technologies*. 2016. №4 (3). Pp. 9-20. (rus)
25. Wozniak, E.R., Problema zabroshennykh stroyeniy i obyektov. Sovremennyye problemy istorii i teorii arkhitektury: materialy IV Vseros. nauch.-prakt. konf. — SPb: SPbGASU. [The problem of abandoned buildings and facilities] *Modern problems of the history and theory of architecture: materials of the IV All-Russian Scientific and Practical Conference*. Pp. 40—45. (rus)
26. Gelfond, A.L. Zabroshennyye ob"ekty. Ot utopii k real'nosti: kriterii zhiznesposobnosti. [Abandoned objects. From utopia to reality: criteria of viability] *Innovative Project*. 2020. T. 5, № 11. Pp. 32—43. (rus)
27. Kaledina, A.S. Esteticheskie faktory vliyaniya zabroshennykh zdaniy na cheloveka. Nauka, obrazovanie i eksperimental'noe proektirovanie. Trudy MARHI. M.: MARHI [Aesthetic factors of the influence of abandoned buildings on humans] *Science, education and experimental design. The works of MARHI. M.: MARHI*, 2021. Pp. 362—364. (rus)
28. Kondyk, I.B. Zabroshennyye zdaniya i sooruzheniya: problemy celesoobraznosti vosstanovleniya i obshchij algoritm pervichnogo obsledovaniya. III Mezhdunarodnyj nauchno-issledovatel'skij konkurs. Penza: Nauka i prosveshchenie [Abandoned buildings and structures: problems of the expediency of restoration and the general algorithm of the initial survey]. *III International Scientific Research Competition. Penza: Science and Education III*. 2020. Pp. 74—77. (rus)
29. Lavrik, G. I. Metody ocenki kachestva zhilishcha. Issledovanie, proektirovanie, ekspertiza: uchebnik Belgorod. Izd-vo BGTU im. V. G. Shuhova. [Methods for assessing the quality of housing. Research, design, expertise]. *Textbook. Belgorod. Publishing house of BSTU named after V. G. Shukhov*, 2007. 98 p. (rus)
30. Chadovich, A.A. Sohranenie ili snos? Kompromiss! Arhitektura i sovremennyye informacionnyye tekhnologii [Preservation or demolition? A compromise!] *Architecture and modern information technologies* 2013. № 1 (22). <https://marhi.ru/AMIT/2013/1kvart13/chadovich/chadovich.pdf> (data obrashcheniya: 29.02.2024). (rus)
31. Lavrik, G. I. Metodologicheskie osnovy rajonnoj planirovki. Vvedenie v demoeкологию. uchebnik [Methodological foundations of district planning. Introduction to Demoeology]. *Textbook. Belgorod. Publishing house of BSTU named after V. G. Shukhov* 2007. 117 p. (rus)

Информация об авторах

Воличенко Ольга Владимировна

Российский университет дружбы народов им. П. Лумумбы, г. Москва, Россия,
ФГБОУ ВО «НИУ Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия
д-р архитектуры, доц., проф. кафедры архитектуры, реставрации и дизайна,
E-mail: wolitschenko@mail.ru

Макунина Юлия Вячеславовна

Комитет по архитектуре и градостроительству Московской области, г. Подольск Московской области, Начальник управления по городскому округу Подольск,
E-mail: mcqueen77@yandex.ru

Information about authors:

Volichenko Olga V.

RUDN University, Moscow, Russia,
National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia
doctor of architecture, docent, prof. of the dep. of architecture, restoration and design,
E-mail: wolitschenko@mail.ru

Makunina Yulia V.

Committee for Architecture and Urban Development of the Moscow Region, Podolsk, Moscow Region, Head of the Department for the Podolsk Urban District,
E-mail: mcqueen77@yandex.r

Л.А. УРХАНОВА¹, А.А. ИВАНОВ², С.А. ЛХАСАРАНОВ²¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия²Восточно-Сибирский государственный университет технологий и управления, г. Улан-Удэ, Россия

ПОВЫШЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СВОЙСТВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО БЕТОНА С ПРИМЕНЕНИЕМ УЛЬТРА- И ТОНКОДИСПЕРСНЫХ ДОБАВОК

Аннотация. Учитывая постоянно растущие требования к качеству, надежности и долговечности бетонных конструкций для гидротехнических сооружений, возникает необходимость в разработке составов гидротехнического бетона с улучшенными эксплуатационными свойствами. Цель исследования - улучшение физико-механических и деформативных свойств гидротехнического бетона с применением тонкодисперсных алюмосиликатных пород – перлитов и коллоидной добавки в виде золя кремниевой кислоты. Объектом исследования является модифицированный гидротехнический бетон на основе композиционного вяжущего с применением тонкодисперсного стекловидного и закристаллизованного перлита, золя кремниевой кислоты и суперпластификатора на основе поликарбоксилатов «Полипласт». Результаты исследования: Обоснован выбор кремнеземсодержащих добавок и показано, что их применение оказывает положительное влияние на свойства гидротехнического бетона. Установлено влияние комплексного модифицирования на свойства гидротехнического бетона путем уменьшения содержания портландцемента и замены его тонкодисперсным стекловидным перлитом, предварительно измельченным до удельной поверхности 300-600 м²/кг, введением золя кремниевой кислоты и суперпластификатора «Полипласт», применение которых позволяет повышать его физико-механические, деформативные и гидрофизические свойства: прочность на сжатие – 53,4 МПа; предел прочности на растяжение при изгибе – 10,9 МПа; коэффициент трещиностойкости – 0,20; призмная прочность – 46,3 МПа; модуль упругости 37,345 МПа × 10³; коэффициент Пуассона – 0,199, водопоглощение – 2,43% по массе; марка по водонепроницаемости – W16. Доказано, что с добавлением к портландцементу добавки тонкодисперсного перлита, золя кремниевой кислоты и суперпластификатора Полипласт может быть получен гидротехнический бетон, характеризующийся прочностными показателями, не уступающими по прочности контрольному составу, и с повышенными показателями водонепроницаемости и трещиностойкости по сравнению с традиционными составами.

Ключевые слова: гидротехнический бетон, пластифицирующая добавка, золь кремниевой кислоты, стекловидный перлит, закристаллизованный перлит, степень дисперсности, удельная поверхность, водонепроницаемость, трещиностойкость, прочность при сжатии.

L.A. URKHANOVA¹, A.A. IVANOV², S.A. LHASARANOV²¹ National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia² East Siberian State University of Technology and Management, Ulan-Ude, Russia

INCREASING THE PERFORMANCE PROPERTIES OF HYDRAULIC CONCRETE USING ULTRA- AND FINE-DISPERSED ADDITIVES

Abstract. Taking into account the constantly growing requirements for the quality, reliability and durability of concrete structures for hydraulic structures, there is a need to develop hydraulic concrete compositions with improved performance properties. The aim of the study is to improve the physico-mechanical and deformative properties of hydraulic concrete using finely dispersed aluminosilicate rocks – perlites and colloidal additives in the form of silicic acid sol. The object of the study is modified hydraulic engineering concrete based on a composite binder using finely dispersed vitreous and crystallized perlite, silicic acid sol and a polycarboxylate-based superplasticizer «Polyplast». Results of the study: The choice of silica-containing additives is substantiated and it is shown that their use has a positive effect on the properties of hydraulic concrete. The effect of complex modification on the properties of hydraulic concrete was established by reducing the content of Portland cement and replacing it with finely dispersed glassy perlite, pre-crushed to a specific surface of 300-600 m²/kg, introducing silicic acid sol and the superplasticizer "Polyplast", which make it possible to improve the physical, mechanical, deformation and hydrophysical properties: compressive strength - 53.4 MPa; ultimate tensile strength in bending - 10.9 MPa; crack resistance coefficient - 0.20; prismatic strength - 46.3 MPa; modulus of elasticity 37.345 MPa × 10³; Poisson's ratio - 0.199, water absorption - by weight - 2.43%; water resistance grade - W16. It has been proven that by adding finely dispersed perlite, silica sol and superplasticizer Polyplast to Portland cement, it is possible to obtain hydraulic concrete characterized by strength indicators not inferior in strength to the control composition, and with increased indicators of water resistance and crack resistance compared to traditional compositions.

Keywords: hydraulic concrete, plasticizing additive, silica sol, glassy perlite, crystallized perlite, degree of dispersion, specific surface, water resistance, crack resistance, compressive strength.

Введение

Бетоны для гидротехнических сооружений должны отвечать повышенным требованиям по долговечности, предъявляемым к ним в условиях работы на рубеже воздушной и водной сред [1-3]. Задача повышения эффективности и долговечности массивных гидротехнических сооружений в таких условиях эксплуатации является актуальной и не может быть успешно решена без использования качественного бетона с современными добавками различной природы [4-6].

Использование активных тонкодисперсных и коллоидных добавок в качестве компонентов бетонных смесей является одним из значимых факторов для повышения экономической составляющей цементных композиций по расходу цемента, физико-механических, деформативных и гидрофизических свойств гидротехнического бетона [7]. Помимо уменьшения расхода цемента активные тонкодисперсные добавки способствуют связыванию свободной извести, что обеспечивает повышение стойкости цементного камня к агрессивному воздействию пресных и сульфатных вод. Использование тонкодисперсных добавок приводит к снижению общей пористости цементного камня в бетоне за счет оптимизации зернового состава смеси при увеличении объемной концентрации и дисперсности добавки, а также к улучшению физико-механических свойств за счет снижения дифференциальной пустотности исходной водовяжущей системы в сторону меньших по размеру пустот при размещении частиц добавки между частицами цемента, повышению деформативных и гидрофизических свойств [8]. Кроме того, формирование физико-механических и деформативных характеристик бетона взаимосвязано с образованием новых комплексных гидратных соединений, обладающих улучшенными характеристиками и имеющих определённую кристаллизационную структуру, которая влияет на изменение физико-механических свойств бетона [9-11].

В исследовании для получения модифицированного гидротехнического бетона использовали перлитовые породы, подвергнутые механохимической активации в энергонапряженных аппаратах, ультрадисперсную добавку кремнезема и суперпластификатор на основе поликарбоксилата. Ультрадисперсная добавка кремнезема в виде золя и активная минеральная добавка, подвергнутая механической активации, будут способствовать улучшению микроструктуры цементного камня, формированию плотной упаковки частиц композиционного вяжущего и гидратационному взаимодействию портландцемента с

кремнеземсодержащими добавками [12], улучшая физико-механические, деформативные и гидрофизические свойства бетона с их использованием.

Модели и методы

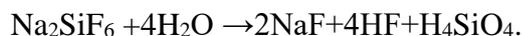
Для улучшения физико-механических, деформативных и гидрофизических свойств гидротехнического бетона, а также для повышения его трещиностойкости использовался портландцемент ЦЕМ I 42,5 Н ГОСТ 31108-2020 производства ООО «Тимлюйцемент», природный песок с истинной плотностью 2450 кг/м³, гранитный щебень со средней плотностью до 2600 кг/м³. В качестве активных минеральных добавок использовали тонкодисперсный стекловидный и закристаллизованный перлит Мухор-Талинского месторождения Республики Бурятия. Химический состав перлита приведен в таблице 1. Содержание стеклофазы в закристаллизованном перлите – 20-40%, в стекловидном – 60-80%, пуццоланическая активность по методу поглощения ими СаО 24 мг СаО/г и 35 мг СаО/г перлита соответственно.

Таблица 1- Усредненный химический состав стекловидного и закристаллизованного перлита, масс. %

Материал	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	FeO	CaO	MgO	TiO ₂	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	R ₂ O	п.п.п
Перлит стекловидный	68,40	13,75	0,50	0,06	0,50	0,30	0,15	0,10	3,91	3,37	-	5,97
Перлит закристаллизованный	73,13	11,7	1,08	1,71	0,55	0,30	-	-	-	-	6,4	7,65

Стекловидный и закристаллизованный перлит сначала подвергались дроблению, затем измельчались в лабораторном виброистирателе ВИ-4х350 до достижения удельной поверхности, которая варьировалась от 300 до 600 м²/кг в зависимости от состава бетона. Композиционное вяжущее для гидротехнического бетона готовилось путем тщательного смешивания портландцемента с тонкодисперсным стекловидным и закристаллизованным перлитом.

Для получения золя кремниевой кислоты, используемого в качестве коллоидной добавки, применялся метод гидролиза растворимых солей, в частности кремнефтористого натрия (Na₂SiF₆), без удаления катионов натрия Na⁺. Оптимальная концентрация золя составила 0,75%. Процесс гидролиза кремнефтористого натрия протекает по следующей реакции:



Полученный золь кремниевой кислоты, представленный в виде водного раствора с плотностью 1,018 г/см³ и водородным показателем (рН) от 4,5 до 4,8, использовался в составе бетона. Золь вводился в бетонную смесь вместе с водой затворения при оптимальной концентрации 0,4% от массы цемента, что обеспечивало его эффективное воздействие на основные свойства бетона.

В качестве поверхностно-активных веществ применялся суперпластификатор «Полипласт ПК тип S», производимый на основе модифицированных поликарбоксилатов отечественной компанией ООО «Полипласт-Сибирь». Оптимальная дозировка суперпластификатора составляла 0,2% от массы цемента.

Бетонная смесь с композиционным вяжущим готовилась в лабораторном бетоносмесителе. Процесс подготовки включал тщательное смешивание предварительно

отдозированных компонентов: портландцемента, тонкодисперсного перлита, песка с модулем крупности $M_{кр} = 2,1$, щебня фракции 10-20 мм и воды. В воду добавлялись золь кремниевой кислоты и суперпластификатор Полипласт. Все компоненты тщательно перемешивались в течение 1 минуты для достижения однородной смеси с маркой по удобоукладываемости ПЗ (осадка конуса 10-15 см). Из полученных составов бетонных смесей готовились образцы-кубы 100x100x100 мм и образцы-призмы для испытания на изгиб и определения призмочной прочности размером 100x100x400 мм. Образцы твердели в нормальных условиях 28 суток, затем испытывались по стандартным методикам в соответствии с требованиями ГОСТ 10181-2014 «Смеси бетонные. Методы испытаний», ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам», ГОСТ 12730.5-2018 «Бетоны. Методы определения водонепроницаемости» и ГОСТ 24452-2023 «Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона». Показатель трещиностойкости гидротехнического бетона ($K_{тр}$) определялся косвенно, как отношение прочности бетона на растяжение при изгибе к прочности на сжатие ($R_{изг}/R_{сж}$).

Результаты и обсуждения

Анализ результатов прочности при сжатии образцов гидротехнического бетона с добавлением стекловидного и закристаллизованного перлита с удельной поверхностью 300 м²/кг (рис. 1а) и 600 м²/кг (рис. 1б) показал, что при замене портландцемента 10-20% тонкодисперсным стекловидным перлитом ($S_{уд}=300$ м²/кг) с суперпластификатором Полипласт происходит незначительное увеличение прочности на сжатие – на 5-7% по сравнению с контрольным составом при сохранении водоцементного отношения – 0,44. Эффект действия при введении активной минеральной добавки в виде закристаллизованного перлита с такой же степенью дисперсности уменьшается. При повышении удельной поверхности перлита с 300 до 600 м²/кг наблюдается увеличение прочности во всех исследуемых составах (рис.1б).

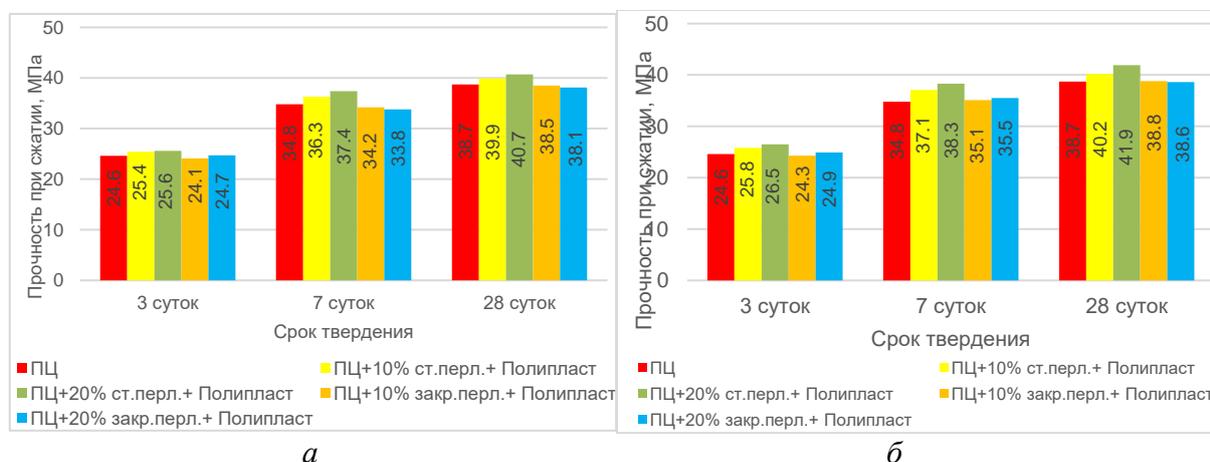


Рисунок 1 - Прочность при сжатии образцов бетона с добавлением тонкодисперсного перлита: а – удельная поверхность 300 м²/кг; б – удельная поверхность 600 м²/кг

Полученные результаты по увеличению прочности бетона дает основание предположить, что процесс механоактивации перлитовых пород в вибрационной мельнице приводит к деполимеризации структуры алюмосиликатных пород, их дальнейшей аморфизации и повышению, соответственно, их активности как пуццолановой добавки.

При введении в состав бетонной смеси коллоидной добавки в виде золя кремниевой кислоты в количестве 0,4% от массы цемента (рис. 2а) оказывает положительный эффект на увеличение прочности на сжатие бетона: на 25-40% по сравнению с бетоном на основе портландцемента. Коллоидная кремнеземсодержащая добавка, обладая повышенной

реакционной активностью по сравнению с перлитовыми породами, вступает в реакцию с известью, связывая ее с образованием гидросиликатов кальция, уплотняя и упрочняя структуру бетона. Средняя плотность бетона с добавками перлита и коллоидной добавкой на 16 % выше, чем у бетона без добавок, что свидетельствует о снижении пористости цементного камня и создании более плотной структуры.

При увеличении степени дисперсности стекловидного перлита (рис. 2б) с 300 м²/кг до 600 м²/кг прочность бетона на сжатие увеличивается в среднем на 20 % при одинаковом составе. Следует отметить, что при оптимальных дозировках суперпластификатора 0,2% и золя кремниевой кислоты 0,4 % от массы цемента прочность при сжатии бетона в возрасте 28 суток увеличилась на 25 % и 38% при замене цемента на 10 и 20% соответственно стекловидным перлитом. В пересчете на сухое вещество дозировка золя кремниевой кислоты в 14 раз меньше в сравнении с суперпластификатором Полипласт. Использование закристаллизованного перлита в качестве тонкодисперсного наполнителя в составе композиционного вяжущего совместно с коллоидной добавкой дает незначительное увеличение прочности бетона. Результаты исследований подтверждают, что при производстве тонкомолотых многокомпонентных цементов необходимо применение эффективных помольных агрегатов, использование которых не дает прироста энергетических затрат. К числу таких агрегатов относится стрежневой виброистиратель, в котором механические воздействия на измельчаемый материал осуществляется в виде удара и трения. Результатом тонкого измельчения алюмосиликатного сырья является повышение запаса свободной энергии вещества, возникающее за счет увеличения поверхности и дефектности пространственной атомной и молекулярной структуры механически обработанного твердого тела.

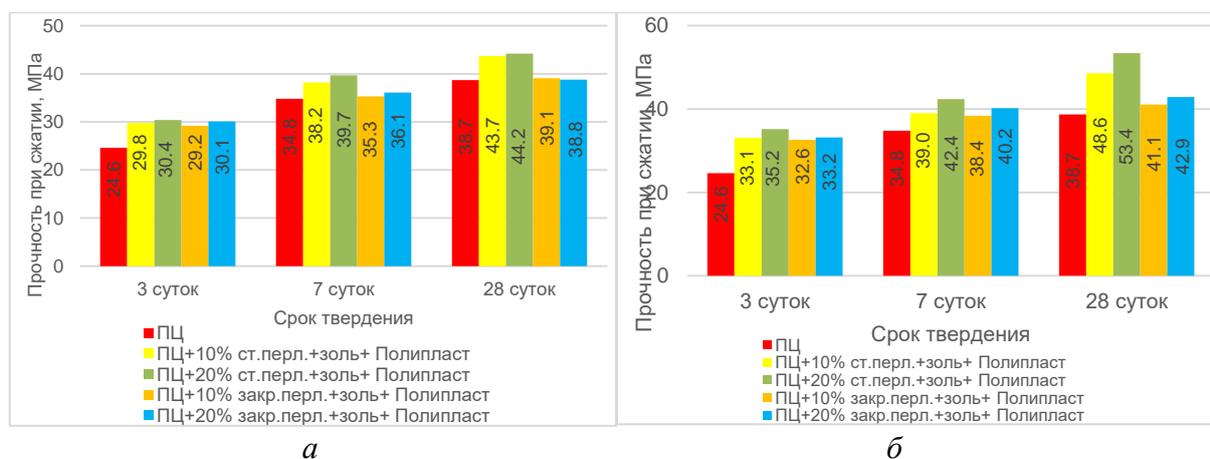


Рисунок 2 - Прочность при сжатии образцов бетона с добавлением золя кремниевой кислоты и тонкодисперсного перлита:

а – удельная поверхность перлита 300 м²/кг

б – удельная поверхность перлита 600 м²/кг

Исследование прочности на растяжение при изгибе образцов гидротехнического бетона с использованием тонкодисперсного стекловидного и закристаллизованного перлита (рис. 3) показали, что наибольшая прочность на растяжение при изгибе достигается с использованием 10% стекловидного перлита ($S_{уд} = 600 \text{ м}^2/\text{кг}$) – 7,5 МПа, при этом составы с использованием закристаллизованного перлита показали уменьшение прочности в среднем на 8%.

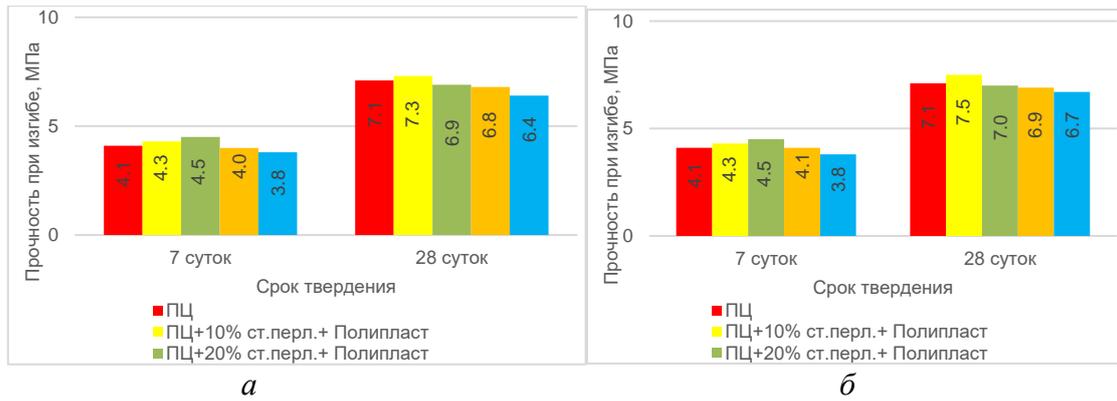


Рисунок 3 - Прочность на растяжение при изгибе образцов бетона с добавлением тонкодисперсного перлита:

а –удельная поверхность 300 м²/кг
 б –удельная поверхность 600 м²/кг

При совместном применении стекловидного перлита ($S_{уд} = 300 \text{ м}^2/\text{кг}$) и золя кремниевой кислоты (рис. 4а) происходит повышение прочности на растяжение при изгибе у составов с 10 и 20% стекловидного перлита до 8,1 и 8,4 МПа, соответственно, что на 14% и 21% выше прочности контрольного состава. Наиболее высокие значения прочности на растяжение при изгибе достигаются с применением тонкодисперсного стекловидного перлита ($S_{уд} = 600 \text{ м}^2/\text{кг}$) и золя кремниевой кислоты (рис. 4б). Увеличение прочности на растяжение при изгибе происходит у всех исследуемых составов. Максимальное увеличение прочности на растяжение при изгибе наблюдается при замене портландцемента 10 и 20% стекловидного перлита и золя кремниевой кислоты – 10,6 и 10,9 МПа, соответственно, что почти на 50% выше прочности бетона контрольного состава.

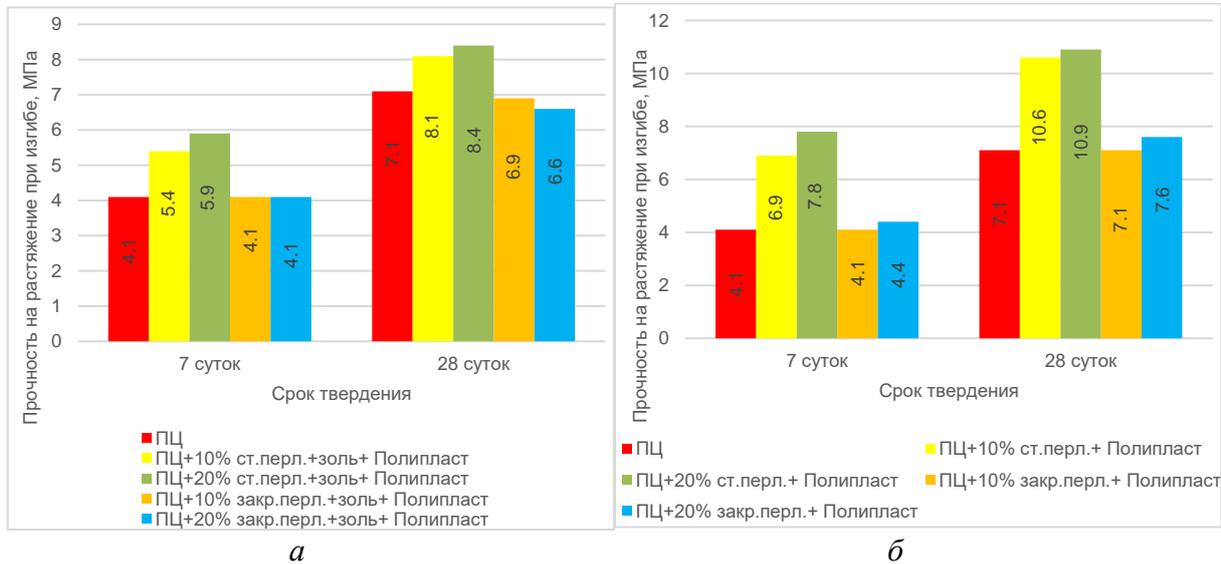


Рисунок 4. Прочность на растяжение при изгибе образцов бетона с добавлением золя кремниевой кислоты и тонкодисперсного перлита:

а –удельная поверхность перлита 300 м²/кг
 б –удельная поверхность перлита 600 м²/кг

Гидротехнический бетон оптимального состава с применением стекловидного и закристаллизованного перлита и золя кремниевой кислоты исследованы на трещиностойкость (рис. 5). Коэффициент трещиностойкости $K_{тр}$ косвенно оценивался по отношению $R_{изг}/R_{сж}$.

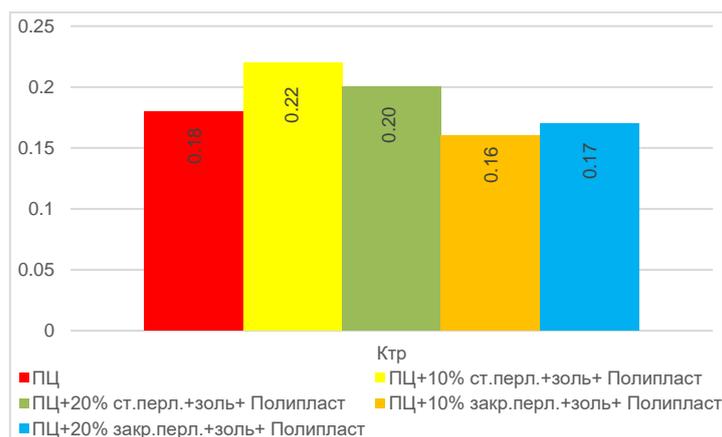


Рисунок 5 - Показатель трещиностойкости гидротехнического бетона

Высокие показатели трещиностойкости гидротехнического бетона $K_{тр}$ показали составы с тонкодисперсным стекловидным перлитом (10,20% по массе), золом кремниевой кислоты и суперпластификатором Полипласт – 0,22 и 0,20, что превышает показатель трещиностойкости бездобавочного состава (0,18) бетона в среднем на 22%. Значительный рост прочности обусловлен изменением структуры и химико-минералогического состава гидротехнического бетона с использованием композиционного вяжущего на основе тонкодисперсных и коллоидных добавок [13-15]. Важную роль играет пуццолановая активность стекловидного перлита, которая проявляется в изменении баланса гидратных фаз цементного камня, способствуя тем самым увеличению объёма более прочных и стабильных низкоосновных гидросиликатов кальция и формированию плотных конгломератных структур.

Наличие в среднем 60-80% стекловидной фазы в стекловидном перлите способствует повышению прочности гидротехнического бетона по сравнению с использованием закристаллизованного перлита аналогичного химического состава. Это связано с увеличением содержания аморфной фазы в алюмосиликатных породах и её дальнейшей аморфизацией при тонком измельчении в энергоёмких измельчителях [16-18]. Аморфный кремнезем в составе перлита связывает свободный гидроксид кальция, выделяющийся в процессе гидратации цемента, что приводит к образованию дополнительного объёма низкоосновных гидросиликатов кальция.

При увеличении удельной поверхности перлита повышается прочность гидротехнического бетона с композиционным вяжущим, так как ультрадисперсные частицы перлита заполняют промежутки между более крупными частицами цемента. Это приводит к формированию однородной и пластичной смеси с плотной упаковкой частиц и множественными коагуляционными контактами [19].

Коллоидная добавка в виде золя кремниевой кислоты превращается в гель, что способствует уплотнению микроструктуры твердеющего состава. Золя кремниевой кислоты усиливает гидратационную активность силикатсодержащих минералов портландцемента и реагирует с гидратной известью, приводя к образованию тоберморитоподобных гидросиликатов кальция. Образующие гидросиликаты армируют твердеющую систему, повышая тем самым её прочность на растяжение при изгибе.

Для повышения долговечности, эксплуатационных свойств и трещиностойкости гидротехнического бетона выполнены исследования по определению деформативных свойств бетона на оптимальном составе, который показал высокие физико-механические характеристики (табл. 2).

Таблица 2 – Деформативные свойства гидротехнического бетона на основе композиционного вяжущего

Состав	Призменная прочность, МПа		Модуль упругости E_b , МПа $\times 10^3$		Коэффициент Пуассона	
	3 суток	28 суток	3 суток	28 суток	3 суток	28 суток
ПЦ	19,8	34,6	22,974	32,362	0,18	0,216
ПЦ + 20% Стекл. перлита + Полипласт	23,4	40,2	24,084	35,680	0,18	0,202
ПЦ + Золя+ Полипласт	25,6	39,6	23,742	34,493	0,17	0,191
ПЦ + 20% Стекл. перлита + Золя + Полипласт	30,1	46,3	26,247	37,345	0,17	0,199

Анализ результатов деформативных свойств бетона показал, что совместное применение стекловидного перлита, золя кремниевой кислоты и суперпластификатора дает увеличение призменной прочности по сравнению с контрольным составом с 34,6 МПа до 46,3 МПа. Повышенные значения призменной прочности гидротехнического бетона главным образом связаны с большей кубиковой прочностью представленных составов бетона по отношению к контрольному образцу.

Модуль упругости E_b составов с 20% стекловидного перлита + Полипласт и состава с золой кремниевой кислоты + Полипласт повышается по сравнению с бездобавочным составом в среднем на 10-12%. Совместное использование стекловидного перлита, золя кремниевой кислоты и суперпластификатора Полипласт увеличивает модуль упругости на 16% по сравнению с контрольным составом. При этом составы с отдельным применением стекловидного перлита и золя кремниевой кислоты уменьшают коэффициент Пуассона по сравнению с контрольным составом с 0,216 до 0,202 и 0,191 соответственно.

Повышение модуля упругости гидротехнического бетона на основе композиционного вяжущего с применением тонкодисперсных и коллоидных добавок происходит за счет уплотнения структуры, вызванного взаимодействием перлита, золя и суперпластификатора с продуктами гидратации цемента и образованием дополнительных связей гидросиликата кальция. Кроме того, более низкое водоцементное отношение снижает пористость цементного камня и бетона, что также способствует увеличению модуля упругости [20,21]. В свою очередь уменьшение коэффициента Пуассона объясняется введением поликарбоксилатного суперпластификатора Полипласт и золя кремниевой кислоты, которые модифицируют структуру бетона, увеличивая количество структурных элементов в гидратированных оболочках зерен. Это приводит к повышению поверхности скольжения частиц, снижению поперечных деформаций и, как следствие, уменьшению коэффициента Пуассона.

Таблица 3 – Определение гидрофизических характеристик

Состав	Водопоглощение по массе, W_m , %	Водонепроницаемость	
		Время падения давления в камере устройства ВВ-2, с	Марка бетона по водонепроницаемости
ПЦ	4,90	186	W10
ПЦ + 20% Стекл. перлита + Полипласт	3,66	294	W12
ПЦ + Золя+ Полипласт	3,05	391	W14
ПЦ + 20% Стекл. перлита.+ Золя + Полипласт	2,43	573	W16

Для повышения срока службы гидротехнического бетона немаловажным является обеспечение требуемых гидрофизических характеристик бетона, а именно показателей по водопоглощению и водонепроницаемости (табл. 3).

Исследование влияния дисперсного перлита и золя кремниевой кислоты на водопоглощение гидротехнического бетона (табл. 3) показало, что совместное использование стекловидного перлита, золя кремниевой кислоты и суперпластификатора Полипласт уменьшает водопоглощение по массе на 50% по сравнению с контрольным составом.

Данные результаты свидетельствуют о формировании плотной структуры гидротехнического бетона. Достаточно низкое водопоглощение бетона объясняется особенностями строения его порового пространства. Использование тонкодисперсного перлита и золя кремниевой кислоты в коллоидном состоянии способствует созданию микрокапиллярной структуры и значительному снижению объема макрокапилляров и, таким образом, уменьшению водопоглощения [22-24].

Результаты исследования водонепроницаемости показали, что для составов с раздельным сочитанием стекловидного перлита и золя кремниевой кислоты с суперпластификатором Полипласт марка бетона по водонепроницаемости увеличилась до W12-W14 по сравнению с контрольным составом – W10. Совместное сочитание 20% стекловидного перлита, золя кремниевой кислоты в коллоидном состоянии и суперпластификатора Полипласт повысила марку бетона по водонепроницаемости до W16.

Повышение водонепроницаемости бетона можно объяснить процессом поликонденсации, который протекает на всех стадиях золь-гель трансформации. В ходе этого процесса формируются микрогелевые структуры, включающие молекулы разной молекулярной массы — от отдельных мономеров до сложных полимеров [25,26]. Поликонденсация внутри частиц приводит к их уплотнению, а на стадии гелеобразования укрепляет коагуляционные связи между частицами. Образующиеся гелевые продукты заполняют микропоры бетонной структуры, образуя плотную и однородную матрицу [27]. Введение перлита в бетон способствует образованию низкоосновных гидросиликатов кальция, которые также играют ключевую роль в увеличении водонепроницаемости материала.

Выводы

1. Решение проблемы трещинообразования, а также повышения физико-механических, деформативных и гидрофизических свойств гидротехнического бетона может быть осуществлено за счет модификации бетона композиционным вяжущим, в состав которого входят ультра- и тонкодисперсные кремнеземсодержащие добавки.

2. Разработанный состав гидротехнического бетона с использованием композиционного вяжущего на основе тонкодисперсных алюмосиликатных пород и коллоидной добавки имеет повышенные физико-механические, деформативные и гидрофизические свойства: прочности на сжатие – 53,4 МПа; предел прочности на растяжение при изгибе – 10,9 МПа; коэффициент трещиностойкости – 0,20; призмную прочность – 46,3 МПа; модуль упругости $37,345 \text{ МПа} \times 10^3$; Коэффициент Пуассона – 0,199 водопоглощение – по массе – 2,43%; марку по водонепроницаемости – W16.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Barbara K., Maciej B., Maciej P., Aneta Z. Analysis of cracking risk in early age mass concrete with different aggregate types // *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 193. Pp. 234–241. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.06.209
2. Bingqi L., Zhenhong W., Yunhui J., Zhenyang Z. Temperature control and crack prevention during construction in steep slope dams and stilling basins in high-altitude areas // *Advances in Mechanical Engineering*. 2018. Vol. 10. Pp. 1–15. DOI: 10.1177/1687814017752480

3. Kuzmanovic V., Savic L., Mladenovic N. Computation of thermal-stresses and contraction joint distance of rcc dams // *Journal of Thermal Stresses*. 2013. Vol. 36. Issue 2. Pp. 112–134. DOI: 10.1080/01495739.2013.764795
4. Zhang X., Shi R., Dai H., Liu Q., Zhang X. Simulation and research on temperature field of taishan roller compacted concrete gravity dam // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2019. Vol. 237. P. 032117. DOI: 10.1088/1755-1315/237/3/032117
5. Григорьев В.Г., Козлова В.К., Андрушина Е.Е., Шкробко Е.В., Лихошерстов А.А. Композиционные портландцементы для гидротехнического строительства // *Ползуновский вестник*. 2012. №1-2. С.62-64. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/kompozitsionnye-portlandsementy-dlya-gidrotehnicheskogo-stroitelstva>.
6. Иванов А.А., Урханова Л.А., Лхасаранов С.А., Хардаев П.К. Исследование влияния тонкодисперсных добавок на свойства композиционных вяжущих для гидротехнического бетона // *Вестник ВСГУТУ*. 2023. № 2(89). С. 80-88. DOI: 10.53980/24131997_2023_2_80
7. Ткач Е.В., Филимонова Ю.С., Корнеев А.И. Тяжелый бетон на основе полидисперсного вяжущего с комплексным полимерным модификатором с повышенными эксплуатационными показателями // *Строительство и реконструкция*. 2022. № 2 (100). С. 112-119. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-100-2-112-119.
8. Li Q., Liang G., Hu Y., Zuo Z. Numerical analysis on temperature rise of a concrete arch dam after sealing based on measured data // *Mathematical Problems in Engineering*, 2014 (6), pp. 1-10. DOI:10.1155/2014/602818
9. Анискин Н.А, Чонг Чык Нгуен. Проблема температурного трещинообразования в бетонных гравитационных плотинах // *Вестник МГСУ*, 2020. -№3. – С. 380-398. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.3.380-398
10. Yerramala A., Ganesh Babu K. Transport properties of high volume fly ash roller compacted concrete // *Cement and Concrete Composites*. 2011. № 33, issue. 10. pp. 1057–1062. DOI:10.1016/j.cemconcomp.2011.07.010
11. Tkach E.V., Filimonova YU.S. Модифицированный тяжелый бетон на основе полидисперсного вяжущего для гидромелиоративного строительства // *Техника и технология силикатов*. 2022. Т. 29. № 4. С. 326-334. URL: <https://elibrary.ru/zeudxh?ysclid=m1j3b43xj4220283422>.
12. Ларсен О.А., Александрова О.В., Наруть В.В., Полозов А.А., Бахрах А.М. Исследование свойств активных минеральных добавок для применения в гидротехническом строительстве // *Вестник БГТУ имени В. Г. Шухова*. 2020. №8. С. 8-14. DOI: 10.34031/2071-7318-2020-5-8-8-17.
13. Касаткин С.П. Высокоэффективный бетон, модифицированный комплексной химической добавкой, содержащей нанодисперсии гидроксида кремния: диссертация на соискание уч. степени канд. техн. наук. – Санкт-Петербург, 2023. – 138 с. URL: https://pstu.ru/files/2/file/Dissertaciya_Kasatkin_S.P._02.07.2023.pdf
14. Урханова, Л.А., Иванов А.А., Лхасаранов С.А. Композиционный цемент с дисперсным перлитом и коллоидной добавкой для гидротехнического бетона // *Цемент и его применение*. - 2024. № 1-2024. DOI: 10.61907/СИА.2024.87.76.001
15. Баженов Ю.М., Алимов Л.А., Воронин В.В. Структура и свойства бетонов с наномодификаторами на основе техногенных отходов. М.: МИСИ-МГСУ. 2013, 201 с. URL:<https://mgsu.ru/resources/izdatelskayadeyatelnost/izdaniya/monografii/1725/?ysclid=m09bb4v43i945506938>
16. Shane D., Mark T., Cheeseman C.R., Comparison of test methods to assess pozzolanic activity // *Cement and Concrete Composites*. 2010. № 32 (2). pp. 121–127. DOI:10.1016/j.cemconcomp.2009.10.008
17. Урханова Л.А., Цыдыпова А.Ц. Влияние золя кремнекислоты на физико-механические свойства полистиролбетона // *Строительные материалы*. 2018. №1-2. С.45-51. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2018-756-1-2-45-51>
18. Жерновой Ф.Е., Мирошников Е.В. Комплексная оценка факторов повышения прочности цементного камня добавками ультрадисперсного перлита // *Вестник БГТУ имени В. Г. Шухова*, 2009. - №2. С. 55-60. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/kompleksnaya-otsenka-faktorov-povysheniya-prochnosti-tsementnogo-kamnya-dobavkami-ultradispersnogo-perlita>
19. Лесовик В.С., Жерновой Ф.Е., Глаголев Е.С. Использование природного перлита в составе смешанных цементов // *Строительные материалы*, 2009. - № 6. С. 84-87. URL: <https://elibrary.ru/kuucdt?ysclid=m09bh8i6g321380846>
20. Aniskin N.A., Nguyen T.C., Hoang Q.L. Influence of size and construction schedule of massive concrete structures on its temperature regime // *MATEC Web of Conferences*. 2018. vol. 251. p. 02014. DOI: 10.1051/mateconf/201825102014
21. Лхасаранов С.А., Урханова Л.А., Иванов А.А., Смирнягина Н.Н. Исследование фазового состава композиционных вяжущих для гидротехнического бетона // *Вестник ВСГУТУ*. 2024. №2 (93). DOI 10.53980/24131997_2024_2_112
22. Hang X., Shi R., Dai H., Liu Q., Zhang X. Simulation and research on temperature field of taishan roller compacted concrete gravity dam // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2019. vol. 237. p. 032117. DOI: 10.1088/1755-1315/237/3/032117
23. Tkach E., Filimonova Y. Modified concrete for irrigation and drainage construction // *E3S Web of Conferences*. 2023. Vol. 410. DOI:10.1051/e3sconf/202341001007.
24. Nguyen T.C., Luu X.B. Reducing temperature difference in mass concrete by surface insulation // *Magazine of Civil Engineering*. 2019. vol. 4 (88). pp. 70–79. DOI: 10.18720/MCE.88.

25. Демьяненко О.В., Копаница Н.О., Саркисов Ю.С. и др. Исследование свойств цементного камня с комплексной добавкой // Вестник ТГАСУ. - 2020. – Т. 22, № 4. – С. 147–156. DOI: 10.31675/1607-1859-2020-22-4-147-156
26. Зеленкевич Д.С., Ягубкин А.Н., Бозылев В.В. Использование полимерно-минеральных добавок для повышения водонепроницаемости и морозостойкости бетона // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия Ф. Строительство. Прикладные науки. 2013. №16. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/ispolzovanie-polimerno-mineralnyh-dobavok-dlya-povysheniya-vodonepronitsaemosti-i-morozostoykosti-betona>
27. Байбурин А.Х., Кочарина Е.Н., Кочарин Н.В., Киянец А.В., Лебедь А.Р. Влияние химических добавок на свойства бетона // ИВД. 2022. №6 (90). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/vliyanie-himicheskikh-dobavok-na-svoystva-betona>.

REFERENCES

- Barbara K., Maciej B., Maciej P., Aneta Z. Analysis of cracking risk in early age mass concrete with different aggregate types. *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 193. Pp. 234–241. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.06.209
- Bingqi L., Zhenhong W., Yunhui J., Zhenyang Z. Temperature control and crack prevention during construction in steep slope dams and stilling basins in high-altitude areas. *Advances in Mechanical Engineering*. 2018. Vol. 10. Pp. 1–15. DOI: 10.1177/1687814017752480
- Kuzmanovic V., Savic L., Mladenovic N. Computation of thermal stresses and contraction joint distance of rcc dams. *Journal of Thermal Stresses*. 2013. Vol. 36. Issue 2. Pp. 112–134. DOI: 10.1080/01495739.2013.764795
- Zhang X., Shi R., Dai H., Liu Q., Zhang X. Simulation and research on temperature field of Taishan roller compacted concrete gravity dam [IOP Conference Series : Earth and Environmental Science. 2019.] Vol. 237. P. 032117. DOI: 10.1088/1755-1315/237/3/032117
- Grigoriev V.G., Kozlova V.K., Andryushina E.E., Shkrobko E.V., Likhoshevstov A. A. Composite Portland cements for hydraulic engineering. *Polzunovsky Bulletin*. 2012. Vol. 1-2. P.62-64. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/kompozitsionnye-portlandtsementy-dlya-gidrotehnicheskogo-stroitelstva>.
- Ivanov A.A., Urkhanova L.A., Lkhasaranov S.A., Khardaev P.K. Study of the influence of finely dispersed additives on the properties of composite binders for hydraulic concrete. [Bulletin of VSGUTU. 2023]. Vol. 2 (89). P. 80-88. DOI: 10.53980/24131997_2023_2_80
- Tkach E.V., Filimonova Yu.S., Korneev A.I. Heavy concrete based on a polydisperse binder with a complex polymer modifier with improved performance indicators. *Construction and Reconstruction*. 2022. Vol. 2 (100). P. 112-119. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-100-2-112-119.
- Li Q., Liang G., Hu Y. , Zuo Z. Numerical analysis of temperature rise of a concrete arch dam after sealing based on measured data. *Mathematical Problems in Engineering*, 2014 (6), Pp. 1-10. DOI:10.1155/2014/602818
- Aniskina N.A., Chong Chyk Nguyen. The problem of temperature cracking in concrete gravity dams. *Bulletin of MGSU*, 2020. - No. 3. – P. 380-398. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.3.380-398
- Yerramala A., Ganesh Babu K. Transport properties of high volume fly ash roller compacted concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2011. Vol. 33, issue. 10. Pp. 1057–1062. DOI:10.1016/j.cemconcomp.2011.07.010
- Tkach E.V., Filimonova YU.S. Modified heavy concrete based on polydisperse binder for irrigation and drainage construction. *Silicate engineering and technology*. 2022. Vol. 29. No. 4. P. 326-334. URL: <https://elibrary.ru/zeudxh?ysclid=m1j3b43xj4220283422>.
- Larsen O.A., Aleksandrova O.V., Narut V.V., Polozov A.A., Bakhrakh A. M. Study of the properties of active mineral additives for use in hydraulic engineering. *Bulletin of BSTU named after V. G. Shukhov*. 2020. Vol. 8. P. 8-14. DOI: 10.34031/2071-7318-2020-5-8-8-17.
- Kasatkin S.P. Highly effective concrete modified with a complex chemical additive containing nanodispersions of silicon dioxide hydrous: dissertation for the degree of . degree of candidate of technical sciences. – Saint Petersburg, 2023. – 138 p. URL: https://pstu.ru/files/2/file/Dissertaciya_Kasatkin_S.P._02.07.2023.pdf
- Urkhanova, L.A., Ivanov A.A., Lhasaranov S.A. Composite cement with dispersed perlite and colloidal additive for hydraulic concrete. *Cement and its application*. - 2024. Vol. 1-2024. DOI: 10.61907/CIA.2024.87.76.001
- Bazhenov Yu.M., Alimov L.A., Voronin V.V. Structure and properties of concrete with nanomodifiers based on technogenic waste. M.: MISI-MGSU. 2013, 201 p. URL: <https://mgsu.ru/resources/izdatelskayadeyatelnost/izdaniya/monografii/1725/?ysclid=m09bb4v43i945506938>
- Shane D., Mark T., Cheeseman C.R., Comparison of Test methods to assess pozzolanic activity. *Cement and Concrete Composites*. 2010. Vol. 32 (2). Pp. 121–127. DOI:10.1016/j.cemconcomp.2009.10.008
- Urkhanova L.A., Tsydypova A.Ts. Effect of silica sol on the physical and mechanical properties of polystyrene concrete. *Construction materials*. 2018. Vol. 1–2 . P.45-51. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2018-756-1-2-45-51>
- Zhernovoy F.E., Miroshnikov E.V. Comprehensive assessment of factors increasing the strength of cement stone by adding ultrafine perlite. *Bulletin of the BSTU named after V. G. Shukhov*, 2009. - Vol. 2. P. 55-60. URL:

<https://cyberleninka.ru/article/n/kompleksnaya-otsenka-faktorov-povysheniya-prochnosti-tsementnogo-kamnya-dobavkami-ultradispersnogo-perlita>

19. Lesovik V.S., Zhernovoy F.E., Glagolev E. S. Use of natural perlite in the composition of mixed cements. *Construction materials*, 2009. - Vol. 6. P. 84-87. URL: <https://elibrary.ru/kuucdt?ysclid=m09bh8i6g321380846>

20. Aniskin N.A., Nguyen T.C., Hoang Q.L. Influence of size and construction schedule of massive concrete structures on its temperature regime. [MATEC Web of Conferences. 2018]. vol. 251. p. 02014. DOI: 10.1051/mateconf/201825102014

21. Lkhasaranov S.A., Urkhanova L.A., Ivanov A.A., Smirnyagina N.N. Study of phase composition of composite binders for hydraulic concrete. *Bulletin of VSGUTU*. 2024. Vol. 2 (93). DOI 10.53980/24131997_2024_2_112

22. Hang X., Shi R., Dai H., Liu Q., Zhang X. Simulation and research on temperament field of Taishan roller compacted concrete gravity dam. [IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2019]. vol. 237.p. 032117. DOI: 10.1088/1755-1315/237/3/032117

23. Tkach E., Filimonova Y. Modified concrete for irrigation and drainage construction. [E3S Web of Conferences. 2023.] Vol. 410. DOI:10.1051/e3sconf/202341001007.

24. Nguyen T.C., Luu X.B. Reducing temperature difference in mass concrete by surface insulation. *Magazine of Civil Engineering*. 2019. vol. 4 (88). Pp. 70–79. DOI: 10.18720/MCE.88.

25. Dem'yanenko O.V., Kopanitsa N.O., Sarkisov Yu.S., et al. Study of the properties of cement stone with a complex additive. [Bulletin of TSUACE.] - 2020. - Vol. 22, No. 4. - P. 147–156. DOI: 10.31675/1607-1859-2020-22-4-147-156

26. Zelenkevich D.S., Yagubkin A.N., Bozylev V.V. Use of polymer-mineral additives to improve the water impermeability and frost resistance of concrete. [Bulletin of Polotsk State University. Series F. Construction. Applied Sciences]. 2013. Vol. 16. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/ispolzovanie-polimerno-mineralnyh-dobavok-dlya-povysheniya-vodonepronitsaemosti-i-morozostoykosti-betona>

27. Bayburin A.Kh., Kocharina E.N., Kocharin N.V., Kiyants A.V., Lebed A.R. Influence of chemical additives on the properties of concrete. [IVD]. 2022. Vol. 6 (90). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/vliyaniye-himicheskikh-dobavok-na-svoystva-betona>

Информация об авторах

Урханова Лариса Алексеевна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,

доктор технических наук, профессор, профессор кафедры «Градостроительство»,

E-mail: urkhanova@mail.ru

Иванов Андрей Андреевич

Восточно-Сибирский государственный университет технологий и управления (ВСГУТУ), г. Улан-Удэ, Россия, аспирант кафедры «Строительные материалы, автомобильные дороги и деревообработка»,

E-mail: vadim290607@gmail.com

Лхасаранов Солбон Александрович

Восточно-Сибирский государственный университет технологий и управления (ВСГУТУ), г. Улан-Удэ, Россия, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Строительные материалы, автомобильные дороги и деревообработка»

E-mail: solbon230187@mail.ru

Information about authors:

Urkhanova Larisa A.

National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia, Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Urban Planning,

E-mail: urkhanova@mail.ru

Ivanov Andrey A.

East Siberian State University of Technology and Management (VSGUTU), Ulan-Ude, Russia, Postgraduate student of the Department of Construction Materials, Highways and Woodworking,

E-mail: vadim290607@gmail.com

Lhasaranov Solbon A.

East Siberian State University of Technology and Management (VSGUTU), Ulan-Ude, Russia, PhD, Associate Professor, Head of the Department of Construction Materials, Highways and Woodworking

E-mail: solbon230187@mail.ru

РЕЦЕНЗИЯ НА МОНОГРАФИЮ «ДЕФОРМИРОВАНИЕ СОСТАВНЫХ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ»

Фёдорова Н.В., Колчунов В.И., Губанова М.С. Деформирование составных плосконапряженных железобетонных конструкций. М.: МИСИ – МГСУ, 2022. 111 с.

Исследование и разработка моделей деформирования и разрушения бетона и железобетона сплошного и составного сечения, позволяющих учесть особенности одновременного проявления силового и средового сопротивления конструкций является одним из важных направлений в области теории железобетона.

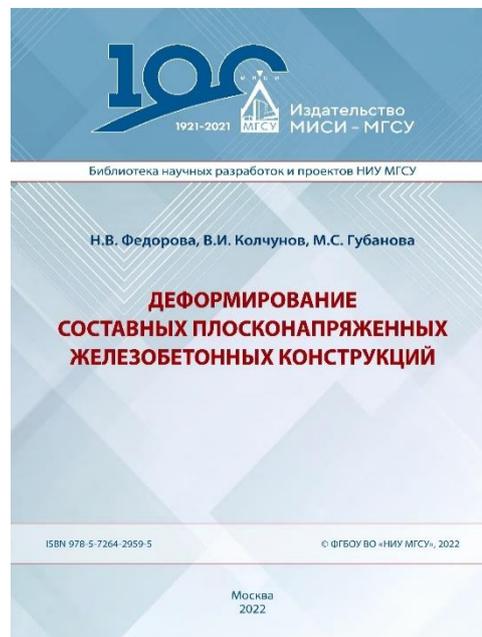
В этой связи исследование, представленное в монографии «Деформирование составных плосконапряженных железобетонных конструкций», представляет теоретический и практический интерес для создания расчетных моделей силового сопротивления для плосконапряженных конструкций при особых расчетных ситуациях.

В книге представлены критерии трещиностойкости и длительной прочности железобетонных плосконапряженных конструкций сплошного и составного сечения при одновременном проявлении силовых и средовых воздействий. Приведены деформационные расчетные модели элементов и аналитические зависимости для оценки трещиностойкости и деформативности коррозионно-повреждаемых конструкций в предельных и запредельных состояниях. Дан алгоритм и рекомендации по расчету железобетонных составных конструкций зданий и сооружений с использованием предложенных моделей. Представленный в монографии сопоставительный анализ результатов экспериментальных и теоретических данных свидетельствует о достоверности и эффективности полученных аналитических зависимостей.

Монография написана грамотным, лаконичным техническим языком. Все положения, аргументы и выводы изложены последовательно, не нарушая логических связей. По тексту монографии имеются ссылки на современные представительные российские и зарубежные источники и результаты, что показывает актуальность материалов, представленных в монографии.

Монография вышла в свет в издательстве МИСИ – МГСУ

А.В. Алексейцев,
д.т.н., доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Россия, Москва.



Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется числом знаков с учетом пробелов. Рекомендуемый объем статей: **от 15000 до 45000 знаков с пробелами**.
- Статья должна быть набрана на листах формата А4 шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и сверху – 2 см; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья предоставляется в электронном виде по электронной почте или через систему электронной редакции.
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** кратко описывает объект исследования, мотивацию к проведению исследования, результаты исследования (рекомендуется указывать конкретные результаты и зависимости, полученные в исследовании), выводы (кратко); рекомендуемый объем – от 200 до 250 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи; рекомендуемый объем списка литературы – не менее 20 источников.

В информации об авторах рекомендуется указывать ORCID, Scopus ID и SPIN-код, присвоенный в РИНЦ.

Редакция не взимает плату с авторов за подготовку, рецензирование и размещение в открытом доступе статей.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте <https://construction.elpub.ru/jour/index>

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 75-13-18

www.oreluniver.ru

E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302030, Орловская область, г. Орел, ул. Московская, 77.
+79065704999

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

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор М.А. Амелина
Компьютерная верстка М.А. Амелина

Подписано в печать 04.12.2024

Дата выхода в свет

Формат 70×108/16. Печ. л. 14,6

Цена свободная. Тираж 500 экз.

Заказ №

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орел, ул. Комсомольская, 95.