Научно-технический журнал
Издается с 2003 года.
Выходит шесть раз в год.
№ 1 (111) 2024

СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

Учредитель – федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
(ФГБОУ ВО «ОГУ им. И.С. Тургенева»)

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

Заместители главного редактора:
Гордон В.А., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Коробко В.И., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Савин С.Ю., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*
Финадеева Е.А., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*

Редколлегия:
Акимов П.А., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Бакаева Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Бок Т., *д-р техн. наук., проф. (Германия)*
Булгаков А.Г., *д-р техн. наук., проф. (Германия)*
Данилевич Д.В., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*
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 Вл.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)*
Птичникова 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)*
Турков А.В., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Федоров В.С., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Федорова Н.В., *советник РААСН, д-р. техн. наук, проф. (Россия)*
Шах Р., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*
Яковенко И.А., *д-р техн. наук, проф. (Украина)*

Исполнительный редактор:
Юрова О.В., *(Россия)*

Адрес редакции:
302030, Орловская обл., г. Орёл,
ул. Московская, д. 77.
Тел.: +79065704999
http://oreluniver.ru/science/journal/sir
E-mail: str_and_rek@mail.ru

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

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

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2024

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Гиясов А.И., Мирзоев С.М. *Модель тепло-ветрового режима наружных стен зданий с жалюзийным солнцезащитным устройством*…….. 5

Колчунов Вл.И. *Проблема раскрытия трещин в железобетоне*…… 14

Коробко А.В., Прокуров М.Ю. *Аппроксимация прогибов пластинок, лежащих на винклеровом основании*…….. 30

Коршаков А.В., Лисятников М.С., Лукин М.В., Рощина С.И. *Прочность и деформативность деревянных конструкций, армированных отработанными полотнами ленточных пил*…… 38

Травуш В.И., Арленинов П.Д., Десяткин М.А., Иващенко А.Н., Калмакова П.С., Каприелов С.С., Конин Д.В., Крылов А.С., Крылов С.Б., Чилин И.А., Шейнфельд А.В. *Исследование ползучести сталежелезобетонных образцов*……... 49

Безопасность зданий и сооружений

Левитский В.Е. *Деформативные характеристики нагруженного бетона при нестационарном нагреве*…….. 64

Малюк В.В. *Концепция модели морозного воздействия на бетон морских сооружений*…….. 78

Московцева В.С. *Расчет параметра живучести железобетонных рам со сложнонапряженными элементами*…… 88

Симаков О.А. *Применение торкрет-бетона для усиления каменной кладки*…….. 99

Строительные материалы и технологии

Степина И.В., Содомон М., Крук А.А., Соловьева Е.С. *Термодеструкция стеблей борщевика сосновского, модифицированных моноэтаноламин (N→B)-тригидроксиборатом*…. 109

Тилинин Ю.И. *Предпосылки развития индустриальных методов строительства в Санкт-Петербурге*…… 117

Федоров В.С., Терехов И.А., Липатов А.М. *Образование дефектов в железобетонных конструкциях при перевозке железнодорожным транспортом*…….. 129

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

Scientific and technical journal
The journal is published since 2003.
The journal is published 6 times a year.
№ 1 (111) 2024

BUILDING AND RECONSTRUCTION

The founder – Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education
«Orel State University named after I.S. Turgenev» (Orel State University)

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)*
Esaulov G.V., *doc. arc., prof. (Russia)*
Karpenko N.I., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*
Kolesnikova T.N., *doc. arc., prof. (Russia)*
Kolchunov Vl.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)*
Turkov A.V., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*
Fedorov V.S., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*
Fedorova N.V., *doc. sc. tech., prof. (Russia)*
Schach R., *doc. sc. tech., prof. (Germany)*
Iakovenko I.A., *doc. sc. tech., prof. (Ukraine)*

Managing Editor:
Yurova O.V. *(Russia)*

The edition address:
302030, Oryol region., Oryol,
Moskovskaya Street, 77
+79065704999
http://oreluniver.ru/science/journal/sir
E-mail: str_and_rek@mail.ru

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

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

© Orel State University, 2024

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Giyasov A.I., Mirzoev S.M. *Model of heat-wind regime of building walls with lout sun protection device*…….. 5
Kolchunov Vl.I. *The problem of crack opening in reinforced concrete*…….. 14
Korobko A.V., Prokurov M.Yu. *Approximation of deflections of plates lying on winkler base*…….. 30
Korshakov A.V., Lisyatnikov M.S., Lukin M.V., Roshina S.I. *Strength and deformability of wooden structures reinforced with waste band saw blades*…. 38
Travush V.I., Arleninov P.D., Desyatkin M.A., Ivaschenko A.N., Kalmakova P.S., Kaprielov S.S., Konin D.V., Krylov A.S., Krylov S.B., Chilin I.A., Sheinfeld A.V. *Creep behaviour of steel-reinforced concrete specimens*…….. 49

Building and structure safety

Levitsky V.E. *Strain parameters of loaded concrete under transient heating conditions*…… 64
Malyuk V.V. *Concept of the model of frost impact on concrete of offshore structures*…….. 78
Moskovtseva V.S. *Calculation of the survivability parameter of reinforced concrete frames with complex stressed elements*…… 88
Simakov Ol.A. *The use of shotcrete to strengthen masonry*…….. 99

Construction materials and technologies

Stepina I.V., Sodomon M., Kruk A.A., Solovyeva E.S. *Thermal degradation of stems of borschtia sosnovskii modified with monoethanolamine (N→B)-trihydroxyborate*…….. 109
Tilinin Yu.I. *Prerequisites for the development of industrial construction methods in St. Petersburg*…… 117
Fedorov V.S., Terekhov I.A., Lipatov A.M. *Formation of defects in reinforced concrete structures during transportation by rail*…….. 129

The journal Building and Reconstruction (Stroitel'stvo i rekonstruktsiya) have being included by Higher Attestation Commission in the List of peer-reviewed scientific journals, in which the main scientific results of dissertations for the degree of candidate and doctor of science should be published, for the group of scientific specialties 2.1. - Construction and architecture: 2.1.1. – Building constructions, buildings and structures (technical sciences); 2.1.2. – Soils and foundations, underground structures (technical sciences); 2.1.5. – Building products and construction materials (technical sciences); 2.1.7. – Construction technology and organization (technical sciences); 2.1.9. – Structural mechanics (technical sciences); 2.1.10. – Environmental safety in construction and urban economy (technical sciences); 2.1.11. – Theory and history of architecture, restoration and reconstruction of historical and architectural heritage (architecture); 2.1.12. – Architecture of buildings and structures. Creative concepts of architectural activity (architecture); 2.1.13. – Urban planning, planning of rural settlements (architecture). The journal is indexed in RSCI, RSCI on the Web of Science.

УДК 692.699.8:721 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-5-13

А.И. ГИЯСОВ[1], С.М. МИРЗОЕВ[1]
[1]ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

МОДЕЛЬ ТЕПЛО-ВЕТРОВОГО РЕЖИМА НАРУЖНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ С ЖАЛЮЗИЙНЫМ СОЛНЦЕЗАЩИТНЫМ УСТРОЙСТВОМ

Аннотация. *В статье рассматривается энергетическая эффективность стен с жалюзийным солнцезащитным устройством. Отмечено, что эффективным средством защиты от солнечной радиации в летний период, являются жалюзийные фасадные системы с вентилируемой прослойкой. В результате проведенных экспериментальных исследований на моделях зданий отмечен ряд существенных теплофизических закономерностей, определяющих тепло-ветровые процессы в пристенном слое фасадных систем, которые с полным основанием можно применить в реальном проектировании, строительстве и эксплуатации объектов. Созданы предпосылки и условия для разработки универсальной методики оценки тепло-ветровых процессов, определяющихся геометрическим и физическим подобием при моделировании процессов пристенной воздушной среды в решении архитектурно-конструктивных задач, разнообразных по составу. Установлено, что эффективность проветривания пристенного слоя воздуха и первого незастраиваемого колонного этажа достигается при применении фасадных жалюзийных солнцезащитных устройств с углом наклона их ламелей 45° - 60° к плоскости фасада при их инсоляции. Выявлена энергетическая эффективность стен зданий путем применения солнцезащитных жалюзийных устройств. Определены предпосылки для архитектурно-строительного проектирования наружных стен с жалюзийными солнцезащитными устройствами способствующие формировать конвективные потоки в пристенном слое воздуха которые в последствие могут использованы для обогрева помещений, а также для извлечения отработанного воздуха из помещений путем определения месторасположения естественных приточно-вытяжных отверстий и режима эксплуатации оконных створок, фрамуг, форточек.*

Ключевые слова: *здание, фасадные системы, жалюзи, вентиляция, конвекция, пристенный слой, моделирование, тепло-ветровой режим, энергоэффективность.*

A.I. GIYASOV[1], S.M. MIRZOEV[1]
[1]National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia

MODEL OF HEAT-WIND REGIME OF BUILDING WALLS WITH LOUT SUN PROTECTION DEVICE

Abstract. *The article discusses the energy efficiency of walls with louvered sun shading devices. It has been noted that louvered façade systems with a ventilated layer are an effective means of protection from solar radiation in summer. As a result of the experimental studies carried out on building models, a number of significant thermophysical regularities were noted that determine heat and wind processes in the near-wall layer of facade systems, which can rightfully be applied in the actual design, construction and operation of objects. Prerequisites and conditions have been created for the development of a universal methodology for assessing heat and wind processes, determined by geometric and physical similarity when modeling processes in the near-wall air environment in solving architectural and structural problems of various compositions. It has been established that the effectiveness of ventilation of the wall layer of air and the first unbuilt column floor is achieved by using façade louvered sun-protection devices with an angle of inclination of their lamellas of 45° - 60° to the plane of the facade during their insolation. The energy efficiency of building walls was revealed through the use of sun-protection louver devices. Prerequisites for the architectural and construction*

© Гиясов А.И., Мирзоев С.М., 2024

design of external walls with louvered sun-protection devices have been determined that contribute to the formation of convective flows in the wall layer of air, which can subsequently be used for heating premises, as well as for extracting exhaust air from premises by determining the location of natural supply and exhaust openings and the operating mode of windows sashes, transoms, vents.

Keywords: *building, facade systems, blinds, ventilation, convection, wall layer, modeling, heat and wind regime, energy efficiency.*

Введение

Появление объектов, отличительной особенностью которых является большая площадь остеклённых поверхностей (офисные, административные, многоэтажные жилые комплексы, коттеджные строения, производственные помещения), определяют одно из направлений, всё чаще используемых архитекторами, проектировщиками и дизайнерами при разработке проектов. Подобные объекты имеют ряд преимуществ, улучшенная освещённость, эффект визуального увеличения объёма, однако они имеют и свои недостатки. Большая площадь остекления способствует проникновению солнечных лучей внутрь помещения повышая продолжительность инсоляции в летний период, что приводит к увеличению температуры воздуха, в последствии снижающий уровень комфортности микроклимата. Установка большого количества систем кондиционирования не всегда является оптимальным решением, зачастую в теплый период года вызывает простудные заболевания особенно у людей старшего возраста и детей, а также приводят к лишним финансовым затратам. Одним из выходов в подобной ситуации стало применение системы солнцезащиты, устанавливаемой на внешней стороне фасадов.

Воздушный зазор между конструктивным слоем, теплоизоляцией и наружной облицовкой должен иметь соответствующие размеры, чтобы гарантировать эффективную циркуляцию воздуха в пристенном слое. Толщина вентилируемого воздушного слоя фасадных систем составляет от 30 до 100 мм. Чтобы обеспечить свободное движение воздуха внутри воздушного слоя, для стен со сплошным экраном, снизу и сверху последнего должны быть предусмотрены вентиляционные отверстия притока и оттока воздуха, а в пристенном жалюзийном солнцезащитном устройстве зазоры между ламелей.

В современном архитектурно-строительном проектировании часто используют солнцезащитные жалюзийные фасадные системы, в основном ламельные. Ламели являются основной частью солнцезащитной системы, выполняющие функцию защиты от солнечного излучения.

Наиболее значимой характеристикой подобных жалюзийных устройств является защита от солнечных лучей стен и светопрозрачной конструкции, помещений, защита от неблагоприятных природных факторов, активизация конвективного потока в пристенном слое способствующего естественному проветриванию помещений, корректировка светового потока и возможность задавать направление света.

В настоящее время существует большое разнообразие отечественного производства солнцезащитных устройств, различающихся по конструктивному решению, месту установки, ориентации ламелей, способам управления, материалам изготовления и по другим функциональным показателям, которые нашли отражение в трудах исследователей последних лет, ГОСТах и в строительных нормах [1-9].

В то же время в России и в странах СНГ, ЕС, США проведены многочисленные исследования, посвященные проблеме максимального использования естественного солнечного света для освещения помещений при применение солнцезащитных систем, так и защите их от перегрева, обусловленного прямой солнечной радиацией [10-14].

Проанализировав проведенные ранее области исследований отечественного и зарубежного опыта по оснащению фасадов зданий солнцезащитными устройствами, отмечается, что теплофизические закономерности, определяющие тепло-ветровые процессы пристенного слое фасадных жалюзийных систем при их инсоляции, которые играют важное

значение в повышение теплоустойчивости наружных глухих и светопрозрачных частей фасадов остается недостаточно изученным, что является предметом исследований настоящей работы.

Целью исследования является изучение теплофизических процессов, протекающие в пристенном слое воздуха при применении жалюзийных солнцезащитных устройств на наружных ограждениях зданий, позволяющие оценить инсоляционно-энергетические характеристики фасадной системы.

Материалы и методы

Исследование инсолируемых стен зданий, оснащенных вентилируемыми жалюзийными конструкциями, является разумным мероприятием для повышения теплозащитных свойств ограждающих конструкций зданий.

Температура пристенного слоя воздуха влияет на обмен теплом между помещениями с внешней средой, что определяет в итоге тепловой режим помещений зданий. Этот обменный поток тепла, периодически меняющий свое направление между внутренними и внешними средами, играет важную роль в оптимальном расходе энергии на обогрев зданий в зимний период и кондиционирование воздуха в теплый, в связи с чем он должен учитываться при архитектурно-строительных разработках.

Тепловая и радиационная модель проведенных ранее теоретических теплофизических исследований опирается на выведенные уравнения переноса излучения для поверхностей стен [15-18].

Поток прямой солнечной радиации, определяющий термический режим солнцезащитных пластин (ламелей) жалюзийного устройства и температурный режим пристенного слоя воздуха стен различной ориентации представлен в следующих выражениях:

для южной

$$Q_{IЮ} = Q_{П} \cosh cos\psi \quad (1)$$

для восточной и западной

$$Q_{IB(З)} = Q_{П} cosh\, sin\psi \quad (2)$$

для северной

$$Q_{IC} = Q_{П}[sin\delta\, cos\varphi - cos\delta\, sin\varphi\, cos\Omega] \quad (3)$$

где Q_I - поток прямого солнечного излучения, попадающий на стену, Qn - поток солнечной радиации у поверхности земли, падающий на площадку, перпендикулярную направлению солнечных лучей; h - высота солнца над горизонтом; δ - склонение солнца; φ - широта; ψ - азимут солнца; Ω - часовой угол солнца.

Для рассеянной радиации Q_{SI}, имеет вид

$$Q_{SI} = I_o \frac{sin\, h}{2}\left[\frac{1-cosec\, h}{1-1{,}4\, ln\, \tau}\right] \quad (4)$$

где I_o - солнечная радиация на верхней границе атмосферы; τ - прозрачность атмосферы.

Суточный ход интенсивности прямой и рассеянной солнечной радиации, поступающей при безоблачном небе на вертикальные поверхности стен зданий различной ориентации в южных широтах России и стран СНГ в июне представлен на рисунке 1. Летние натурные исследование термического режима наружных стен, проведенные нами в многоэтажном жилом здание показывает, что при поступление солнечной радиации 750 Вт/м^{2}ч нагрев поверхности стен фасада западной ориентации достигает до 60 ^{o}С и более, что обуславливает теплоотдаче стен в пристенный слой воздуха до 360 Вт/м^{2}ч (рисунок 2). При этом в пристенном слое воздуха фасада здания формируется конвективный поток с температурой около 48 ^{o}С.

Анализ результатов настоящего исследования положила основу дальнейшему исследованию тепло-ветрового режима пристенного слоя воздуха зданий с жалюзийным солнцезащитным устройством.

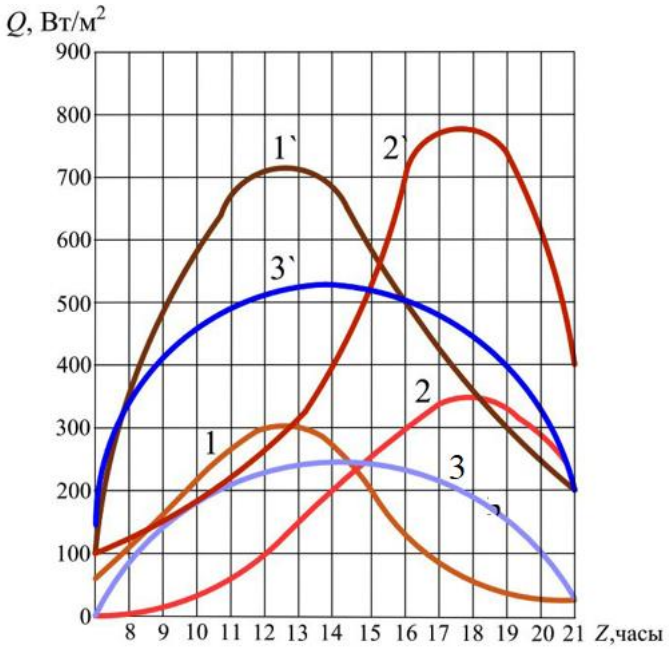


Рисунок 1 – Модель зависимости интенсивности солнечной радиации (1-В, 2-З, 3-Ю) и теплоотдаче (1^1-В, 2^1-З, 3^1-Ю) стены фасадов разной ориентации

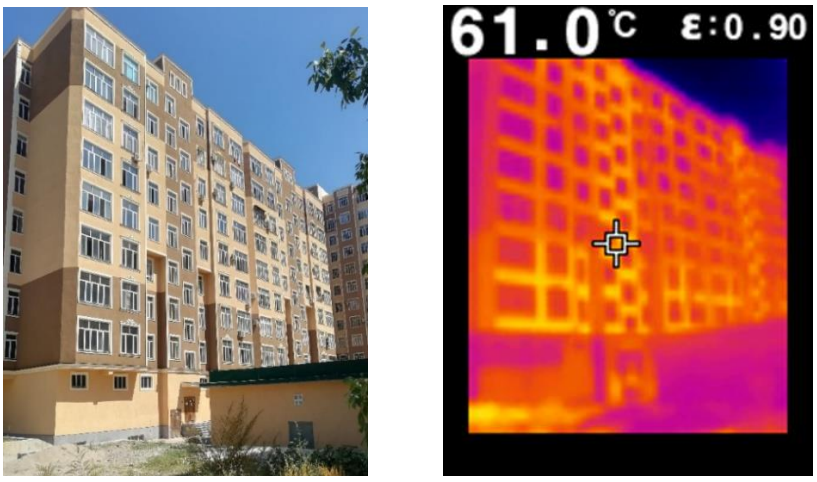


Рисунок 2 – Тепловизионная съемка фасада здания

Примененный нами метод физического моделирования для изучения тепло-ветровых процессов в пристенном слое воздуха фасадной системы с жалюзийным устройством существенно упрощает объем проводимых исследований и способствует решению разнообразных архитектурно-строительных задач на стадии проектирования зданий в лабораторных условиях. Данный метод моделирования основан на теории подобия и моделирования, разработанной отечественными и зарубежными учеными [19-22]. Методы, использованные в статье, предполагают изучение и обобщение теплофизических процессов при физическом моделировании тепло-ветровых процессов, происходящих в пристенном слое воздуха зданий; применение теории моделирования в проведении экспериментальных исследований на модели зданий и ограждающих конструкций с солнцезащитными устройствами для изучения теплофизических характеристик.

Исследования на физической модели зданий и в их конструкциях позволили целенаправленно управлять отдельными переменными величинами, что обычно представляет значительные сложности в натуре и при компьютерном моделировании. Тепловое моделирование фрагмента пристенной жалюзийной конструкций зданий, а также

здания в целом позволила применить практичный метод изучения движения конвективных потоков на моделях и распределение температур в пространстве по всей высоте здания.

Лабораторно-модельные исследование были направлены на установление зависимости скорости конвективного потока в воздушной прослойке от её толщины и степени нагрева ламелей жалюзийного устройства при разном угле их наклона к плоскости фасада.

Исследования проводились путем постановки эксперимента на модели здания в климатической камере размером 6х6х2,5 м. Экспериментальная модель здания с жалюзийным устройством на фасаде с регулируемыми ламелями выполнена в М1:50 из деревянных досок, которые устанавливаются в центре климатической камеры на уровне 1,5 м от пола. Нагрев поверхностей ламелей имитировался путем нагрева нихромовых нитей, проведенных на поверхностях с подачей электрического тока.

В период экспериментальных исследований в климатической камере лаборатории поддерживалась постоянная температура +18,6°С и относительная влажность воздуха 50%.

Параметры модели здания изготовленной из деревянных досок в форме прямоугольника составляет 76х56х14 см. Модель вертикального солнцезащитного жалюзийного устройства 76х56 см установлена на расстояние 3 см от плоскости стены оснащена наклонными деревянными ламелями под углом 45° размером 76х3х0,4 см. Расстояние между ламелями жалюзийного устройства 3 см, могут регулироваться в горизонтальной оси, что дает возможность устанавливать их под необходимым углом к направлению инсоляции, а также представляется возможность создания сплошного экрана для стены. Высота колонного незастраиваемого первого этажа модели здания 3 м (рисунок 3, 4).

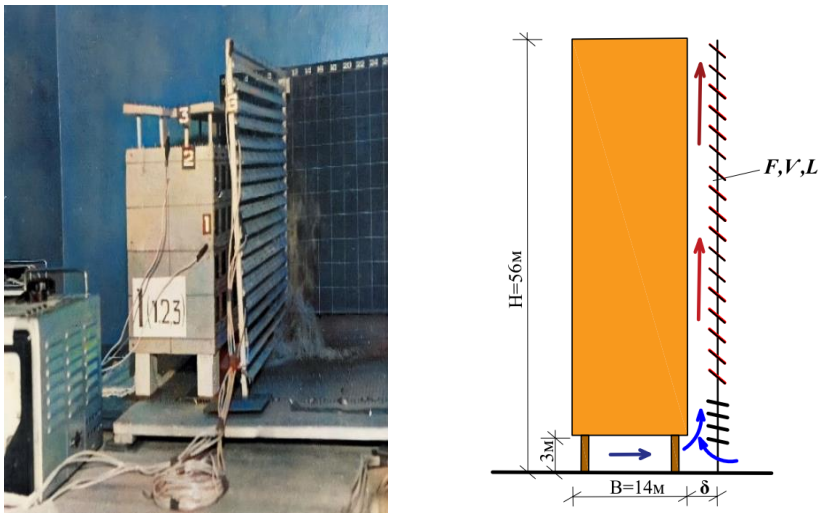


Рисунок 3 - Модель экспериментальной установки

Рисунок 4 - Практика применения жалюзийных устройств

Нагрев наклонных ламельных пластин модели жалюзийного устройства создавался в пределах от +40 до +70°С, согласно условии автомодельности, стабильность которой обеспечивалась соответствующей электросистемой. При этом условия автомодельности обеспечивались при значении критериев $Gr\ Pr > 2 \cdot 10^7$ принимая во внимание значение линейного размера модели и температурного поля.

При моделировании теплообменных процессов соблюдалась условия по установлению масштабных отношений модели к натурной величине здания.

Приближенность к естественным условиям нагрева ламельных пластин экспериментального жалюзийного устройства здания достигалась путем подачи электрического тока через регулятор напряжения РНШ-59 на нихромовые проволоки, проведенные на поверхностях. При этом создается равномерное по плоскости тепловое поле. Этот способ был апробирован в ранее проводившихся нами исследованиях [23-24].

Оценка количественной и качественной картины тепло-ветрового процесса в воздушной прослойке пристенного слоя производилась следующим путем. Количественная - фиксацией градиентной температуры воздуха и скорости конвекционных потоков высокочувствительным термоанемометром ЭА-2М одновременно на восьми уровнях по высоте здания, с последующим подъемом с одной отметки на другую, соответственно 4, 8, 16, 24, 32, 40, 48, 56 см от подстилающей поверхности придомовой территории. Качественная - задымлением пристенного слоя воздуха с подполье и фиксацией видеосъёмкой.

Результаты исследования и их анализ

В оценке тепло-ветрового режима пристенного слоя, определяющими характеристиками процесса теплопередачи через вентилируемую воздушную прослойку между поверхностью стены и жалюзийным устройством, является скорость потока воздуха V, площадь поперечного сечения прослойки F, длина прослойки L, толщина прослойки δ.

При обработке экспериментальных данных тепловой модели использовалась следующая комплексная конструктивная характеристика скорости потока FV/L.

Нагрев поверхности при угле наклона 45° к плоскости фасада ламелей жалюзийного устройства показывает, что в воздушной прослойке между жалюзийным устройством и поверхностью стены фасада скорость восходящего потока на отметке 4 см достигает 0,2 м/с, на отметке верхнего обреза фасада - 0,28 м/с, при этом в центре колонного первого этажа вблизи не нагретого фасада – 0,08 м/с, в середине колонного пространства – 0,11 м/с и вблизи нагретого жалюзийного устройства - 0,17 м/с. Данный теплофизический процесс свидетельствует о том, что жалюзийная солнцезащитная фасадная система при инсоляции нагревается и тем самым активизирует естественную вентиляцию в воздушной прослойке за счет конвективного тепла. При этом прослеживается усиленный отвод тепла из пристенного слоя воздуха вверх, что является первопричиной движения околофасадной воздушной массы, а также из воздушного пространства колонного первого этажа за счет усиленного притока воздуха к пристенному конвективному потоку.

Результаты исследований в вариантах при угле наклона к плоскости фасада ламелей жалюзийного устройства позволили установить зависимость скорости конвективного потока в воздушной прослойке от её толщины и степени нагрева ламелей жалюзийного устройства при гравитационной вентиляции. На рисунке 5 приводятся данные для расчета вентилируемой воздушной прослойки стен многоэтажного здания, оснащенной жалюзийной конструктивной системой.

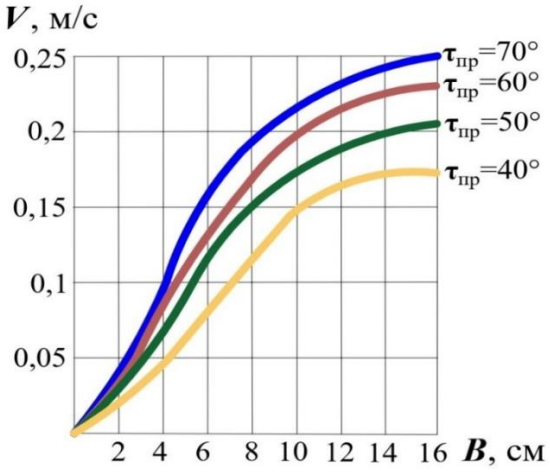


Рисунок 5 - Модель скорости воздуха в вентилируемой воздушной прослойке при различных температурах наружной поверхности ламелями и талщины прослойки

Результаты исследований позволили установить зависимость температуры воздуха в воздушной прослойке по известному значению конструктивной скорости воздушного потока при различных температурах наружной поверхности жалюзи (рисунок 6).

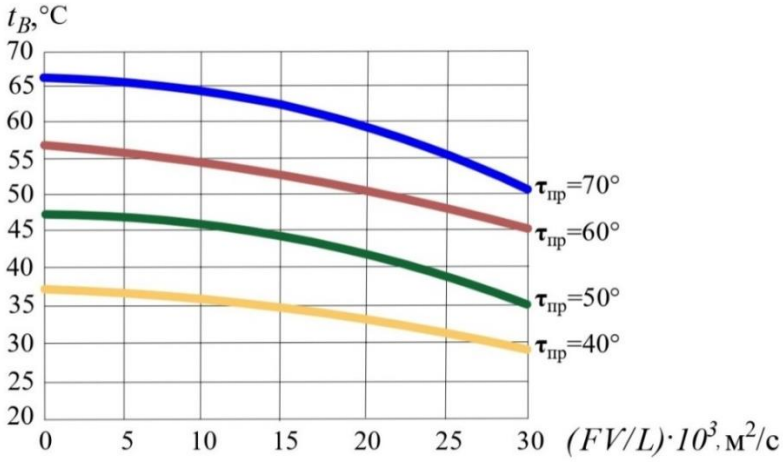


Рисунок 6 - Модель конструктивной скорости воздушного потока при различной температуре наружной поверхности ламелей

При этом используется разница температур для перемещения восходящих воздушных масс пристенного слоя. Подъем восходящего пристенного теплового потока осуществляется при эффективном использовании механизма теплофизического процесса вследствие инсоляции деятельной поверхности элементов жалюзийной конструктивной системы.

Исследуемая фасадная система является архитектурно-строительным решением пассивного способа вентиляции и охлаждения помещений в теплый период года. Она использует развивающиеся вверх по фасаду здания конвективных потоков в воздушной прослойке между стеной и жалюзи. Энергетическая эффективность системы максимально проявляется в экстремальных маловетреных и штилевых условиях теплого периода климата. Эффект вентиляции прослойки жалюзийной системы значительно возрастет также и в ветреные дни. Отмечается, что данная фасадная система представляет собой наиболее простое и дешевое конструктивное решение, а механизм тепло-ветровых процессов, формируемых в ней, является распространенным способом пассивной вентиляции пристенного слоя в последствие помещения, открытых незастраиваемых этажей и

придомовой территории, что является актуальным научным направлением в строительстве зданий в регионах с теплым климатом.

Обобщение, анализ и сравнение результатов экспериментального исследования на модели здания с жалюзийным устройством, а также учет ранее полученных нами результатов исследований по теплозащите конструктивной оболочки здания в натурных условиях [23], позволили выявить эффективность применение солнцезащитных жалюзийных устройств в ограждающих конструкциях зданий (таблица 1).

Таблица 1 – Энергетическая эффективность солнцезащитных жалюзийных устройств фасадных систем

Тип СЗУ	Критериальные показатели							
	Рекомендуемая ориентация фасадов	Пассивное отопление	Пассивное охлаждение	Зрительный комфорт	Тепловой комфорт	Устойчивость к ветровой нагрузке	Энергетическая эффективность	Срок службы
Наружные регулируемые жалюзи с горизонтальными стационарными затеняющими элементами	ЮВ, Ю, ЮЗ	ОВ	ОВ	С	ОВ	В	ОВ	В
Наружные регулируемые жалюзи за счёт поворота затеняющих элементов (ламелей)	ЮВ, Ю, ЮЗ	ОВ	ОВ	С	ОВ	С	ОВ	В

ОВ – очень высокая, В – высокая, С – средняя

Выводы

Обобщая результаты исследования, могут быть сделаны следующие выводы:

1. Была создана предпосылка и условия для разработки универсальной методики оценки тепло-ветровых процессов, определяющихся геометрическим и физическим подобием при моделировании процессов пристенной воздушной среды в архитектурно-конструктивных решениях наружных ограждений с применением жалюзийных устройств.

2. Уточнено, что фасадные жалюзийные конструктивные системы с одной стороны позволяют регулировать условия инсоляции, освещения помещений и ограничивать теплопоступления. С другой стороны, пристенные конвективные потоки, сформированные в последствие нагрева наружных поверхностей ламелей жалюзийного устройства при инсоляции, способствуют проветриванию пристенной воздушной прослойки, а также проветриванию воздушного пространства незастроенного колонного первого этажа, при наличии промежуточных этажей междуэтажных пространств за счет гравитационного давления.

3. Установлено, что эффективность проветривания пристенного слоя воздуха и первого незастраиваемого колонного этажа достигается при применении фасадных жалюзийных солнцезащитных устройств с углом наклона их ламелей 45° - 60° к плоскости фасада с соблюдением требование норм по продолжительности инсоляции и освещения помещений.

4. Выявлена энергетическая эффективность фасадных систем зданий при применения солнцезащитных жалюзийных устройств. Обозначены предпосылки для архитектурно-строительного проектирования наружных стен с жалюзийными солнцезащитными устройствами способствующие формировать конвективные потоки в пристенном слое воздуха которые в последствие могут использованы для обогрева помещений, а также для извлечения отработанного воздуха из помещений путем определения месторасположения естественных приточно-вытяжных отверстий и режима эксплуатации оконных створков, фрамуг, форточек.

Благодарности. Работа выполнена в соответствии с планом научно-исследовательских работ кафедры Архитектурно-строительного проектирования и физики среды Национального исследовательского Московского государственного строительного университета «Функция, конструкция, среда в архитектуре зданий» в аспекте «Тепловая безопасность в изменении климата».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Спиридонов А.В., Шубин И.Л., Римшин В. И. Семин С.А. Солнцезащитные устройства: европейская и российская практика нормирования // АВОК. 2014. № 5. С. 44-52.
2. Оболенский Н.В. Архитектура и солнце. М.: Стройиздат, 1988. 207 с.
3. Куприянов В.Н. К расчету величины солнечного фактора солнцезащитных устройств // Жилищное строительство. 2021. № 11. С.40-45.
4. Дворецкий А.Т., Спиридонов А.В., Шубин И.Л., Клевец К.Н. Учёт климатических особенностей при проектировании солнцезащитных устройств // Светотехника. 2018. № 2. С. 52-55.
5. Стецкий, С.В., Дорожкина Е.А. Повышение качества световой, акустической и инсоляционной среды в помещениях гражданских зданий с применением стационарных солнцезащитных устройств // Инновации и инвестиции. 2021. № 4. С. 193 - 196.
6. Махмудов Р.М., Холмуродова З.И., Алмамедова А.Т., Бабаназаров С.Ш. Солнцезащитные устройства, применяемые в условиях Средней Азии. Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета // Строительство и архитектура. 2022. № 3 (88). С. 148-155.
7. Клевец К.Н., Гневко Ю.Д. Эффективность солнцезащитных устройств // Экономика строительства и природопользования. 2020. № 2 (75). С. 108-115.
8. Диденко С.И., Усиков С.М. Энергосбережение при применении кинетических солнцезащитных устройств // Вестник Московского автомобильно-дорожного государственного технического университета (МАДИ). 2020. № 3 (62). С. 92-97.
9. Karaseva L.V. Sun protection of buildings: stages and perspectives of development. Materials Science Forum. 2018. Т. 931. С. 759-764.
10. Kuhn T.E., Buhler C., Platzer W.J. Evaluation of overheating protection with sun-shading systems // Solar Energy. 2001. Т. 69. № 56. С. 59-74.
11. Apeh S.O. Modern architecture of african countries. Era of Science. 2018. № 16. С. 238-240.
12. Ahmed M.G., Gawad M.A. Architecture sustainability and energy efficiency // International Journal of Energy Production and Management. 2022. Т. 7. № 3. с. 257-264.
13. Blázquez T., Suárez R., Sendra Ju.J. Protocol for assessing energy performance to improve comfort conditions in social housing in a spanish southern city // International Journal of Energy Production and Management. 2017. Vol. 2. Issue 2. Pp. 140–152.
14. Cheng Y., Nin J., Gao N. Thermal comfort models: A review and numerical investigation // Building and Environment. 2012. Vol. 47. Issue 1. Pp. 13–22. doi:10.1016/j.buildenv.2011.05.01
15. Masyonene A.R., Masyonis A.I. Use of solar-protective structures in transparent facades of the big area for passive compensation heat loss to maintain a comfortable microclimate of premises // International Research Journal. 2019. № 8-2 (86). Pp. 83-85.
16. Береговой А.М., Береговой В.А., Гречишкин А.В., Воскресенский А.В. Ограждающие конструкции с регулируемыми параметрами тепломассопереноса // Региональная архитектура и строительство. 2018. № 1 (36). С. 97-101.
17. Босенко Т.М. Моделирование неравновесных процессов теплопроводности при тепловых воздействиях на поверхность многослойных материалов // Пространство, время и фундаментальные взаимодействия. 2018. № 4. С. 104-109.

18. Использование данных солнечной радиации в народном хозяйстве. Труды международного симпозиума по практическому использованию актинометрической информации // под ред. Т.Г Берлянд. Л., Гидрометеоиздат 1979. 145 с.

19. Мансуров Р.Ш., Федорова Н.Н., Ефимов Д.И., Косова Е.Ю. Математическое моделирование теплотехнических характеристик наружных ограждений с воздушными прослойками // Инженерно-физический журнал. 2018. Т. 91. № 5. С. 1287-1293.

20. Михеев М.А., Михеева И.М. Основы теплопередачи. М.: Энергия 1977. 344 с.

21. Богословский В.Н. Строительная теплофизика. М.: Стройиздат, 1982. 115 с.

22. Эльтерман В.М. Вентиляция химических производств // В.М. Эльтерман. М.: Книга по требованию, 2021. 284 с.

23. Гиясов А.И. Мирзоев С.М., Карум Абдулрахман Моделирование тепло-ветровых процессов пристенного слоя ограждающих конструкций зданий при инсоляции // Вестник МГСУ. 2022. Т.17. Вып. 3 С. 285-297. doi:10.22227/1997-0935.2022.3.285-297.

24. Гиясов А. Исследование тепловетровых процессов на модели жилой застройки городов с жарко-штилевым климатом // Известия высших учебных заведений. 1989. № 6. С. 43-46.

REFERENCES

1. Spiridonov A.V., Shubin I.L., Rimshin V. I. Semin S.A. Sun protection devices: European and Russian rationing practice. *AVOC.* 2014. No. 5. Pp. 44-52.

2. Obolensky N.V. Architecture and the sun. M.: Stroyizdat, 1988. 207 p.

3. Kupriyanov V.N. On the calculation of the magnitude of the solar factor of sun protection devices. *Housing construction*. 2021. No. 11. Pp. 40-45.

4. Dvoretsky A.T., Spiridonov A.V., Shubin I.L., Klevets K.N. Consideration of climatic features in the design of sun protection devices. *Lighting equipment*. 2018. No. 2. Pp. 52-55.

5. Stetsky, S.V., Dorozhkina E.A. Improving the quality of the light, acoustic and insolation environment in the premises of civil buildings with the use of stationary sun protection devices. *Innovation and investment*. 2021. No. 4. Pp. 193-196.

6. Makhmudov R.M., Kholmurodova Z.I., Almamedova A.T., Babanazarov S.S. Sun protection devices used in Central Asia. Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: *Construction and Architecture*. 2022. No. 3 (88). Pp. 148-155.

7. Klevets K.N., Gnevko Yu.D. Effectiveness of sun protection devices. *Economics of construction and environmental management.* 2020. No. 2 (75). Pp. 108-115.

8. Didenko S.I., Usikov S.M. Energy saving when using kinetic sun protection devices. Bulletin of the Moscow Automobile and Road State Technical University (MADI). 2020. No. 3 (62). Pp. 92-97.

9. Karaseva L.V. Sun protection of buildings: stages and perspectives of development. *Materials Science Forum*. 2018. T. 931. Pp. 759-764.

10. Kuhn T.E., Buhler C., Platzer W.J. Evaluation of overheating protection with sun-shading systems. *Solar Energy*. 2001. T. 69. No. 56. Pp. 59-74.

11. Apeh S.O. Modern architecture of african countries. Era of Science. 2018. No. 16. Pp. 238-240.

12. Ahmed M.G., Gawad M.A. Architecture sustainability and energy efficiency. *International Journal of Energy Production and Management*. 2022. T. 7. No. 3. Pp. 257-264.

13. Blázquez T., Suárez R., Sendra Ju.J. Protocol for assessing energy performance to improve comfort conditions in social housing in a spanish southern city. *International Journal of Energy Production and Management.* 2017. Vol. 2. Issue 2. Pp. 140–152.

14. Cheng Y., Nin J., Gao N. Thermal comfort models: A review and numerical investigation. *Building and Environment*. 2012. Vol. 47. Issue 1. Pp. 13–22. doi:10.1016/j.buildenv.2011.05.01

15. Masyonene A.R., Masyonis A.I. Use of solar-protective structures in transparent facades of the big area for passive compensation heat loss to maintain a comfortable microclimate of premises. *International Research Journal*. 2019. No. 8-2 (86). C. 83-85.

16. Beregovoy A.M., Beregovoy V.A., Grechishkin A.V., Voskresensky A.V. Enclosing structures with adjustable parameters of heat and mass transfer. *Regional architecture and construction*. 2018. No. 1 (36). Pp. 97-101.

17. Bosenko T.M. Modeling of nonequilibrium processes of thermal conductivity under thermal effects on the surface of multilayer materials. *Space, time and fundamental interactions*. 2018. No. 4. Pp. 104-109.

18. The use of solar radiation data in the national economy. Proceedings of the International Symposium on the practical use of actinometric information // edited by T.G. Berlyand. L., Hydrometeoizdat 1979. 145 p.

19. Mansurov R.Sh., Fedorova N.N., Efimov D.I., Kosova E.Yu. Mathematical modeling of thermal characteristics of external fences with air layers. *Engineering and Physics journal*. 2018. Vol. 91. No. 5. Pp. 1287-1293.

20. Mikheev M.A., Mikheeva I.M. Fundamentals of heat transfer. M.: Energy 1977. 344 p.

21. Bogoslovsky V.N. Construction thermophysics. M.: Stroyizdat, 1982. 115 p.

22. Elterman V.M. Ventilation of chemical industries / V.M. Elterman – M.: Book on demand, 2021. 284 p.

23. Giyasov A.I. Mirzoev S.M., Karum Abdulrahman Modeling of heat-wind processes of the wall layer of enclosing structures of buildings during insolation. *Bulletin of MGSU*. 2022. Vol.17. Issue 3 Pp. 285-297. doi:10.22227/1997-0935.2022.3.285-297.

24. Giyasov A. Investigation of thermal wind processes on the model of residential development of cities with a hot-calm climate. *Proceedings of Higher educational institutions.* 1989. No. 6. Pp. 43-46.

Информация об авторах:

Гиясов Адхам Иминжанович
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор кафедры Архитектурно-строительного проектирования и физики среды.
E-mail: adham52@mail.ru

Мирзоев Саидмухаммад Мирзорахимович
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
аспирант кафедры Архитектурно-строительного проектирования и физики среды.
E-mail: teray_03@mail.ru

Information about authors:

Giyasov Adham Im.
National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, professor of the department of Architectural and Construction Design and Environmental Physics.
E-mail: adham52@mail.ru

Mirzoev Saidmuhammad M.
National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia,
post-graduate student of the department of Architectural and Construction Design and Physics of the Environment.
E-mail: teray_03@mail.ru

УДК 624.045.12 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-14-29

ВЛ.И. КОЛЧУНОВ[1,2]
[1]Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия
[2]Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия

ПРОБЛЕМА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ

Аннотация. *В статье рассмотрены различные аспекты проблемы оценки раскрытия трещин в железобетоне, опираясь на экспериментальные данные, полученные в исследованиях последних лет. Автором предложена классификация типов трещин, введен ряд новых гипотез, установленных экспериментально эффектов деформирования железобетона в зоне трещин. Сформулированные на этой основе принципы включают схемы распределение силовых потоков между трещинами, понятие о прогрессирующих магистральных трещинах и деформационном эффекте в железобетоне - специальном двухконсольном элементе в местной области около берегов трещины, новые обобщенные гипотезы, теоремы и функционалы о линейных и угловых деформациях сжатой и растянутой зон сечений железобетонных элементов на всех уровнях упруго-пластического деформирования. Предложенная модель составных стержней в виде единичных полосок для определения жесткости участка железобетона с пересекающимися трещинами позволила на порядок сократить дифференциальные уравнения теории составных стержней. Установлена связь и приведены аналитические зависимости для перемещений в трещине с раскрытием и сдвигом ее берегов, определен главный вектор перемещений и угол равнодействующей усилий в арматуре, пересекающей трещину. Построены расчетные зависимости для определения уровневых расстояний между трещинами и ширины раскрытия трещин. В рамках общей методологии рассматриваемой проблемы раскрытия трещин в железобетоне с использованием сформулированных принципов построена общая комбинированная численно – аналитическая модель строительной механики железобетона (МРМС), учитывающая деформационный эффект в трещине, моделируемый двухконсольным элементом (ДКЭ), типы трещин, пространственную поверхность распределения деформаций в сечении с трещиной и другие установленные экспериментально особенности механики железобетона.*

Ключевые слова: *эффект железобетона, гипотезы, расчетные модели, деформационный эффект, ширина раскрытия трещин, двухконсольный элемент, численно-аналитический метод.*

VL.I. KOLCHUNOV[1]
[1]Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), Moscow, Russia
[2]Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia

THE PROBLEM OF CRACK OPENING IN REINFORCED CONCRETE

Abstract. *The article discusses various aspects of the problem of assessing crack opening in reinforced concrete based on experimental data obtained in recent studies. The author proposed a classification of crack types, introduced a number of new hypotheses, established experimentally the effects of deformation of reinforced concrete in the crack zone. The principles formulated on their basis include schemes for the distribution of force flows between cracks, the concept of progressing main cracks and the deformation effect in reinforced concrete - a special two-console element in the local region near the crack banks, new generalized hypotheses, theorems and functionals about linear and angular deformations of the compressed and tensile zones of reinforced concrete element sections at all levels of elastic-plastic deformation. The proposed model of composite rods in the form of single strips for determining the stiffness of a section of reinforced concrete with intersecting cracks has made it possible to reduce the differential equations of the theory of composite rods by an order of magnitude*

© Колчунов Вл.И., 2024

when solving such problems. The connection is established and analytical dependences for displacements in the crack with opening and shear of the crack banks are given. The main vector of displacements and the angle of equidirectional forces in the reinforcement crossing the crack are determined. Calculated dependences for determining the level distances between cracks and crack opening widths are constructed. Within the framework of the general methodology of the considered problem of crack opening in reinforced concrete, using the formulated principles, a general combined numerical-analytical model of the structural mechanics of reinforced concrete is constructed, which takes into account the deformation effect in the crack modeled by a double cantilever element, the types of cracks, the spatial surface of strain distribution in the cross section with the crack and other experimentally determined features of the mechanics of reinforced concrete, cracks types, spatial surface of strain distribution in the cross-section with a crack and other experimentally determined features of reinforced concrete mechanics.

Keywords: *reinforced concrete effect, hypotheses, computational models, deformation effect, crack opening width, two-concole element, numerical-analytical method.*

Введение

Механика железобетона является основой при обеспечении механической безопасности 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 во всем мире накоплена значительная информация о механике деформирования и трещинообразования в железобетоне [1-11]. На современном новом инструментально-лабораторном уровне получены новые опытные данные о качественных и количественных характеристиках трещинообразования в железобетонных конструкциях при различных видах напряженного состояния и для различных видов бетона и арматуры, например в исследованиях [9-17]. Это несомненно является основой для дальнейшего сближения моделей с описываемыми ими физическими явлениями. В особенности это касается моделирования процесса образования и раскрытия трещин в железобетоне, где до настоящего времени отсутствуют общепризнанные подходы и решения таких задач, в особенности для сложных напряженных состояний, для которых и до настоящего времени существуют различные, порой полярные точки зрения [1, 5, 10]. При этом, как показано в [5], неоспоримым остается то, что расчетные зависимости, используемые в моделях, должны иметь обозримый вид, адекватно отражать главное в физике описываемых явлений и позволять творчески их использовать в инженерной практике. Об этом неоднократно высказывался еще А.А. Гвоздев [18], отмечая, что надо уметь выразить результат, где выявляются существенные трудности. Проецируя такой подход на нынешние воззрения к решению обсуждаемой проблемы, можно видеть, что современная теория трещиностойкости железобетона должна строиться на общих расчетных предпосылках совместной работы бетона и арматуры при различных видах напряженного состояния в конструкция, не противоречить опытным данным и сущности процесса деформирования составных твердых тел, обладающих различными физико-механическими свойствами и рассматривать элемент в целом, а не отдельные сечения.

В последние два десятилетия в рамках такой концепции и на общей методологической основе проводятся исследования по этой проблеме под руководством автора [9, 12, 19, 20]. В рассматриваемой статье представлены исходные предпосылки, основные положения и результаты обобщений этих исследований по рассматриваемой проблеме теории трещин в железобетоне, а также возможные направления их развития на основе современных технологий экспериментальных исследований конструкций и сближения физических явлений в железобетоне на основе традиционной механики железобетона и механики разрушения.

Методы исследования. Основные принципы.

В основу рассматриваемого подхода решения проблемы раскрытия трещин в железобетоне положены ряд принципиально новых гипотез и принципов трещинообразования в рассматриваемом двухкомпонентном материале.

Предложенная автором классификация трещин в железобетоне [14, 21] включает следующие типы:

- регулярные трещины, когда растянутая зона конструкции покрывается сетью трещин и эта зона с такими трещинами моделируется анизотропной средой железобетона;
- магистральные трещины, которыми учитывается такое физическое явление, как нарушение сплошности железобетона;
- базовые трещины, определяемые таким физическим явлением, как средовая и межсредовая концентрация: геометрическая, силовая и вызванная перемещениями внешними и внутренними.

Кроме того, при классификации учитываются следующие критерии типов трещин:

- тип I-III трещин, для которых выполняется условие $M > M_{crc}$, $M_t < M_{t,crc}$ и $Q \geq Q_{crc}$; $M < M_{crc}$, $M_t > M_{t,crc}$, или $M_t < M_{t,crc}$, $Q > Q_{crc}$;
- тип IV, для которых характерно развитие, определяемое критерием механики разрушения ($d\zeta_{bu} / dh_{crc} = 0$) [23];
- тип V - трещины в сжатом бетоне;
- тип VI - трещины в зоне анкеровки.

Рассматриваемые типы трещин охватывают стержневые, плоские и пространственные конструкции. На основе приведенной классификации в рамках рассматриваемой концепции разработаны численно-аналитические методы с расчленением конструкций и конструктивных систем на подконструкции [13]. При этом модели базируются на следующих фундаментальных для железобетона принципах.

Принцип 1. Анизотропная среда железобетона между трещинами включает в себя силовые потоки между блоками (дисками) бетона или железобетона для изотропной среды между трещинами, арматуру в местной области у берегов трещины, а также геометрию определяемую формами трещин при различных напряженных состояниях [16, 19, 22, 23].

Параметры этой среды определяются проецированием тензоров диаграмм «$\sigma_i - \varepsilon_i$» на соответствующие координатные плоскости (рисунок 4). Здесь приняты следующие обозначения: деформации - $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}$, напряжения - $\sigma_{i,u} = R_b$, коэффициент поперечных деформаций $\mu(\lambda)$ и модуль пластичности бетона $E(\lambda)$. Значения коэффициента поперечных деформаций и модуля пластичности бетона может быть записано, следуя работам [19, 22, 23], в следующем виде:

$$E(\lambda) = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}; \quad (1)$$

$$0,167 \leq \mu(\lambda) = 0.5 - 0.049875 \cdot \frac{E(\lambda)}{100 \cdot R_b} \leq 0,357 \quad . \quad (2)$$

Здесь $\mu(\lambda)$ – аппроксимируется уравнением прямой на основе данных экспериментов, в которых эта величина имела ограничения от 0,167 до 0,357.

Рассмотрим главные диаграммы деформирования бетона «$\sigma_1 - \varepsilon_1$» и «$\sigma_2 - \varepsilon_2$» применительно к сложному напряженному состоянию железобетонного элемента – изгибу с кручением. Из формулы для определения интенсивности деформаций находим $\varepsilon_{1,u}$, принимая предельные деформации равными ограничению для ε_1, определим значение деформации $\varepsilon_{3,u}$ из выражения:

$$\varepsilon_{3,u} = \frac{\sigma_{3,u}}{E_{b,u}(\lambda)} - \frac{\mu_{b,u}(\lambda)\cdot(\sigma_{1,u}+\sigma_{2,u})}{E(\lambda)} = \left(\frac{\mu_{b,u}(\lambda)}{E_{b,u}(\lambda)}\right)\cdot\left(\sigma_{1,u}+\sigma_{2,u}\right). \quad (3)$$

Здесь напряжение $\sigma_{1,u}$ принимается равным предельному для σ_1, найденному из формулы для определения интенсивности напряжений σ_i.

Далее определим значение деформаций $\varepsilon_{2,u}$, принимая при этом напряжения $\sigma_{3,u}=0$:

$$\varepsilon_{2,u} = \frac{\sigma_{2,u}}{E_{b,u}(\lambda)} - \mu_{b,u}(\lambda)\cdot(\sigma_{1,u}+\sigma_{3,u}) = \frac{\sigma_{2,u}}{E_{b,u}(\lambda)} - \mu_{b,u}(\lambda)\cdot(\sigma_{1,u}+0) = \frac{\sigma_{2,u}}{E} - \mu_{b,u}(\lambda)\cdot\sigma_{1,u} \quad . (4)$$

Выполнив необходимые алгебраические преобразования - первый переход от $\sigma_i-\varepsilon_i$ к главным диаграммам «деформации – напряжений» $\sigma_1-\varepsilon_1$ и $\sigma_2-\varepsilon_2$, получим следующие ограничения:

$$\sigma_1 \le \frac{R_b}{0.87} = 1{,}149R_b; \quad \sigma_2 \le 0{,}5\cdot\frac{R_b}{0.87} = 0{,}575R_b.$$

Напряжение $\sigma_{2,u}$ найдем из условия:

$$\sigma_{1,u}+\sigma_{2,u} = \sigma_{x,u}+\sigma_{z,u}. \quad (5)$$

Напряжение $\sigma_{z,u}$ определяется как местное напряжение от обобщенной опорной реакции $R_{\text{sup},u}$:

$$\sigma_{z,u} = \frac{R_{\text{sup},u}}{A_{red}}\cdot\left(\varphi_z + k\cdot\varphi_{2,z}\right). \quad (6)$$

Здесь φ_z или $k\cdot\varphi_{2,z}$ – коэффициенты для учета местных нормальных напряжений σ_z в направлении оси z от сосредоточенных сил, принимаемые по таблице 39 норм[1], а также с учетом ограничения $\sigma_{z,u} \le \sigma_{z,pl}$.

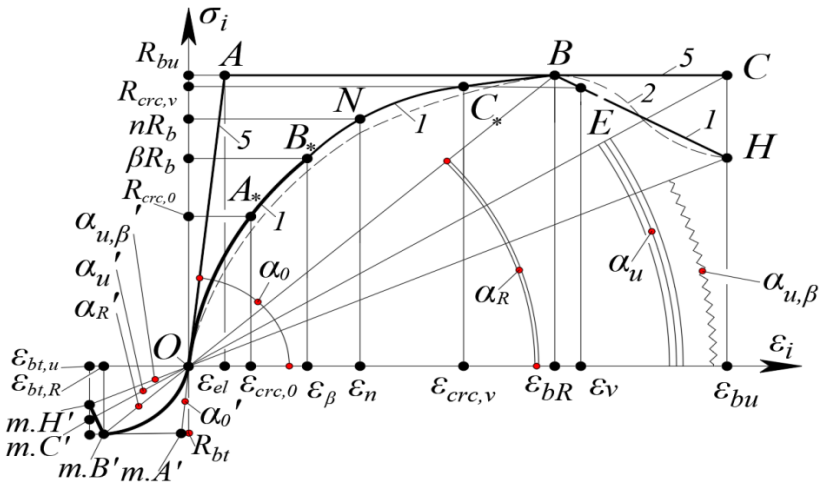


Рисунок 1 - Диаграмма связи $\sigma_i-\varepsilon_i$ для сжатого и растянутого бетона

[1] СНиП 2.03.01 – 84 «Бетонные и железобетонные конструкции» (утв. Постановлением Госстроя СССР от 20 августа 1984 г. № 136)

В результате преобразований диаграммы $\sigma_i = \sigma_{b,u}$ в точках C, B, A, D (см. рисунок 1) получено также выражение для нахождения значения угла α_0, определяющего наклон главных площадок [14,20,23], а также остальные диаграммы связи «напряжения-деформации»: связь «$\sigma 1 - \varepsilon 1$»; связь «$\sigma 2 - \varepsilon 2$»; связь «$\sigma_{x_1} - \varepsilon_{x_1}$»; связь «$\sigma_{z_1} - \varepsilon_{z_1}$»; связь «$\tau_{z_1x_1} - \gamma_{z_1x_1}$»; связь «$\tau_{y_1x_1} - \gamma_{y_1x_1}$»; связь «$\tau_{zx,Mt} - \gamma_{zx,Mt}$»; связь «$\tau_{zx,Q} - \gamma_{zx,Q}$»; связь «$\tau_{\Sigma,zx} - \gamma_{\Sigma,zx}$»; связь «$\tau_{yx} - \gamma_{yx}$»; связь «$\sigma_z - \varepsilon_z$»; связь «$\sigma_x - \varepsilon_x$».

Так, для диаграмм «$\sigma_{x_1} - \varepsilon_{x_1}$» и «$\sigma_{z_1} - \varepsilon_{z_1}$» и «$\tau_{z_1x_1} - \gamma_{z_1x_1}$» вычисляем значения деформаций и напряжений при помощи второго перехода (от главных деформаций-напряжений для осей x_1, y_1, z_1) по формулам:

$$\gamma_{z_1x_1} = \varepsilon_{q,z_1x_1} = 2\cos\alpha_0 \sin\alpha_0 (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \tag{7}$$

Для диаграммы «$\tau_{y_1x_1} - \gamma_{y_1x_1}$» вычисляем значения деформаций сдвига и касательных напряжений при помощи ***третьего перехода*** от диаграмм «$\sigma_x - \varepsilon_x$» и «$\tau_{yx} - \gamma_{yx}$»:

$$\gamma_{y_1x_1} = \frac{\tau_{y_1x_1}}{G} = \left(\frac{\sigma_x}{2} \sin 2\alpha - \tau_{yx} \cos 2\alpha \right) / \frac{E(\lambda)}{2\left(1 + \mu(\lambda)\right)}, \tag{8}$$

и

$$\gamma_{zx} = \left(\varepsilon_{x_1} - \varepsilon_{z_1} \right) \cdot \sin 2\alpha + \gamma_{z_1x_1} \cos 2\alpha . \tag{9}$$

Значения деформаций $\gamma_{zx,Mt,el}$, $\tau_{zx,Mt,el}$ и $\gamma_{zx,Mt,pl}$, $\tau_{zx,Mt,pl}$ определяются при помощи сложной функции, представленной в работах [14, 20, 23, 24]:

$$\gamma_{zx,Mt} = \tau_{zx,Mt} / G(\lambda) = 2 \cdot \tau_{zx,Mt} \left(1 + \mu\right) / E(\lambda) . \tag{10}$$

Кроме суммарной диаграммы «$\tau_{yx} - \gamma_{yx}$» определим также значения деформаций сдвига и касательных напряжений для диаграмм «$\tau_{zx,M_t} - \gamma_{zx,M_t}$» (от действия крутящего момента) и «$\tau_{zx,Q} - \gamma_{zx,Q}$» (от действия поперечной силы):

$$\gamma_{zx,Q} = \tau_{zx,Q} / G = 2\left(\tau_{zx} - \tau_{zx,Mt}\right)\left(1 + \mu(\lambda)\right) / E(\lambda) \tag{11}$$

$$\tau_{zx,Q} = \tau_{zx} - \tau_{zx,Mt} . \tag{12}$$

Значения деформаций сдвига и касательных напряжений для диаграммы «$\tau_{yx} - \gamma_{yx}$» вычисляем аналогичным образом при помощи четвертого перехода:

$$\gamma_{yx} = k_* \cdot k_{**} \cdot \gamma_{zx,Mt,el} , \tag{13}$$

$$\tau_{yx} = \gamma_{yx} \cdot G = k_* \cdot k_{**} \cdot \gamma_{zx,Mt,el} \cdot \frac{E(\lambda)}{2\left(1 + \mu(\lambda)\right)} \le \tau_{pl} \left(\frac{c}{h_0} \right) . \tag{14}$$

Здесь для четвертого перехода принято $\gamma_{zx,pl} = k_* \cdot \gamma_{zx,Mt,el}$; $k_* = M_t / M_{t,crc}$ и ограничение $\tau_{pl} \le R_{ch}$.

Аналогично выполняется пятый переход для касательных напряжений от кручения $\tau_{zx,Mt}$ через касательные напряжения $\tau_{yx,Mt}$.

Принцип 2 определяет развитие в железобетоне магистральных трещин, которыми в рамках механики разрушения учитывается такое физическое явление, как эффект нарушения сплошности двухкомпонентного материала с помощью двухконсольного элемента в местной области около берегов трещины.

В рамках механики разрушения железобетона для анализа магистральных трещин автором [14, 20, 23] введен специальной двухконсольный элемент (ДКЭ) и установлена его физическая сущность, заключающаяся в реакции между несплошностью бетона и сплошностью рабочей арматуры (рисунок 2). Её математическое выражение представлено следующей зависимостью:

$$\zeta_{cu} = \lim_{\delta A \to 0}\left(\frac{\delta W - \delta V}{\delta A}\right) = \frac{dW - dV}{dA}. \quad (15)$$

Здесь δV – уменьшение потенциальной энергии тела при продвижении трещины на малое приращение δa; δW – дополнительная работа, совершаемая над телом при продвижении трещины на малое приращение δa.

Посредством специального двухконсольного элемента для железобетона установлена связь между податливостью – параметром классических методов ***строительной механики*** (метод сил, метод перемещений, смешанный метод, метод конечных элементов) и параметрами механики разрушения, для определения которых получена система канонических уравнений (рисунок 2) следующего вида:

$$\left\{\begin{array}{l} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + \Delta_{1p} + \Delta_2 = 0; \\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} + \Delta_{2p} - \Delta_2 + (h_{crc} - t_b - 0{,}625\cdot m)\cdot(\phi_2 + \Delta\phi) = 0; \\ X_1\delta_{31} + X_2\delta_{32} + X_3\delta_{33} + \Delta_{3p} - \Delta_2 + (h_{crc} - 0{,}333\cdot t_b)\cdot(\phi_2 + \Delta\phi) - 0{,}333\cdot(\phi_1 - \Delta\phi)\cdot(h_{crc} - 0{,}333\cdot t_b)^2 = 0 \end{array}\right\}. \quad (16)$$

здесь X_1, X_2, X_3 - внутренние неизвестные усилия тела, получаемые методом сил, при продвижении трещины h_{crc}; Δ_2, Δ_3, Δ_6 - неизвестные перемещения, определяемые из эллипсоида, описывающего поверхность трещины.

В результате, критерий железобетона из механики разрушения записывается в виде (17):

$$\frac{d\zeta_{cu}}{dh_{crc}} = 0, \quad (17)$$

а параметр продвижения трещины h_{crc} находится из теории железобетона:

$$h_{crc} = h_0 - \frac{\sigma_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}. \quad (18)$$

Важно отметить, что опытные эпюры распределения деформаций, подтверждающие принцип 2, были получены в опытах Я.М. Немировского, Б.Ш. Шамурадова и работах автора [14, 20, 23].

Принцип 3. В железобетонной конструкции сопротивление растянутого бетона может быть представлено трансверсально-изотропной средой, а деформационный эффект железобетона может быть выражен через основной параметр предельных состояний второй группы - ψ_s (или $\psi_{s,sw}$) проф. В.И. Мурашева.

Для среднего значения продольного усилия N_{sm} $(N_{s,m} = \varepsilon_s \cdot \psi_s \cdot E_s \cdot A_s)$ и среднего значения поперечного усилия $Q_{s,m}$ $(Q_{s,m} = \varepsilon_s \cdot \psi_{Q,s} \cdot E_s \cdot A_s)$ на участке между смежными трещинами можно говорить о существовании функциональной связи через ***суммарное среднее усилие рабочей арматуры*** $N_{s,m,sum}$ (продольной и хомутов), выраженное в виде равнодействующей $N_{s,m,sum} = \sqrt{N_{s,m}^2 + Q_{s,m}^2}$. Эти усилия передаются через общий параметр

$\psi_{s,j}$. в виде деформационного ***эффекта железобетона и нагельного эффекта*** для арматурного стержня, пересекаемого трещиной, с двумя защемленными концами при поворотах заделок, а также при раскрытии трещин, сдвига берегов трещины и смятия бетона под арматурным стержнем.

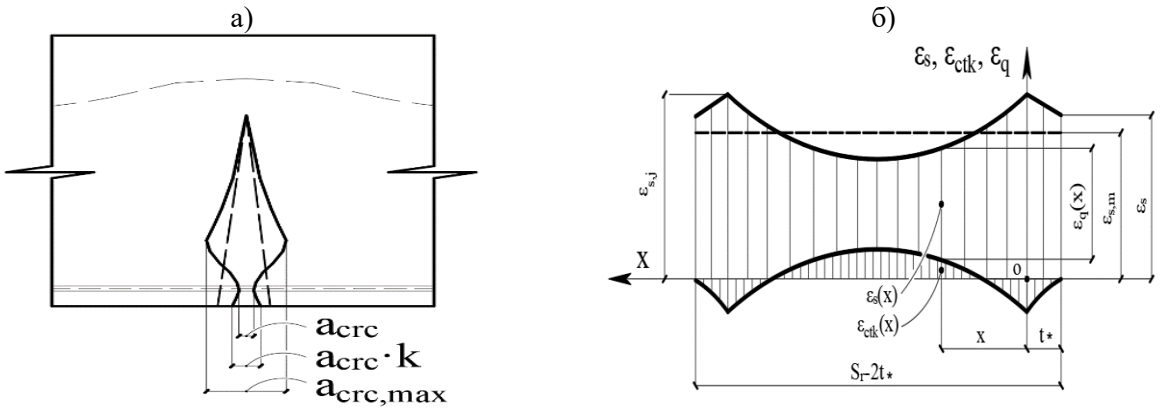


Рисунок 2 - Деформационный эффект железобетона: форма трещины, трансформирующаяся от треугольника до эллипсоида (а); и реакция от несплошного бетона до сплошной арматуры; (б)-относительные деформации арматуры и растянутого бетона по оси x

Важно отметить что параметр $\psi_{s,j}$. учитывается в характеристиках растянутого бетона при определении характеристик упруго-пластического деформирования железобетона для предельных состояний второй группы: $I_{red} = I_b / \psi_s$, $I_{red} = I_b / \psi_s$ $I_{red} = I_b / \psi_s$, $\nu_* = 1/\psi_s$, $E_{s,red} = E_s / \psi_s$,

Перемещению (U_s) соответствуют нормальные усилия $N_s = \sigma_s A_s$, а перемещению (V_s)- касательные усилия $Q_s = \tau_s A_s$ в продольной растянутой арматуре (σ_s, τ_s - средние по сечению арматуры нормальные и касательные напряжения). Согласно исследованиям [8-10, 16, 20, 23] нормальные перемещения равны $U_s = 0.5 l_{crc} \varepsilon = 0.5 l_{crc} \sigma_s \psi_s / E_s = 0.5 l_{crc} N_s \psi_s / A_s E_s$ (l_{crc} - расстояние между трещинами). Отдельной группой величин учитывается влияние сцепления арматуры с бетоном на ее деформации и представляет собой горизонтальную податливость арматурного стержня: $B_s = 0.5 l_{crc} \psi_s / E_s A_s$. Экспериментальные исследования показывают, что податливость тангенциальных перемещений V_s можно выразить через горизонтальную податливость B_s, используя некоторый переходной коэффициент η_τ: $V_s = Q_s B_s \eta_\tau$.

Новые обобщенные гипотезы, теоремы и функционалы. В рамках рассматриваемой теории трещинообразования железобетона автором построены функционалы (из семейств метода сеток) для сжатой и растянутой областей железобетонного элемента [14, 15, 22, 23]. С их помощью линейные и угловые деформации в расчетном сечении сложно напряженного элемента определяются на всех стадиях деформирования с учетом их градиентов в трещинах. **Первый функционал** $f_{5,*}(y,z)$ представляет собой две функции по оси *y* и по оси *z*. **Второй функционал** $f_{***}(x,z,y)$ выражен тремя функциями по оси *x*, по оси *z*, по оси *y*. Изгибающие моменты представлены **третьим неопределенным**

функционалом $f_{\varepsilon,\text{int,vol}}(x,y,z)$ и выражены специальной функцией $f_{sum,\Delta-d}$ в расчетных сечениях элемента, а для крутящих моментов используется **четвертый неопределенный функционал** $f_{5,**,\int\int}(z,y)$.

Применение построенных функционалов определено тремя новыми гипотезами.

Первая – о распределения обобщенных линейных деформаций $\varepsilon_{x,b}$ и $\varepsilon_{x,s}$ в сечении железобетонного элемента через специальную геометрическую объемную фигуру, позволяющую учитывать депланацию поперечного сечения в упругопластической стадий I-III, и наличие градиентов деформаций в трещине.

Вторая - о распределении обобщенных угловых деформаций суммарных относительных деформаций сдвига в бетоне и арматуре ($\gamma_{sum,b}$ и $\gamma_{sum,s}$) через специальную геометрическую объемную фигуру позволяющую учитывать депланацию поперечного сечения в упругопластической стадии I-III и наличие градиентов деформаций в трещине.

Третья - о моделировании жесткости железобетонного элемента с пересекающимися трещинами единичной составной полоской, которая позволила для железобетона на порядок сократить дифференциальные уравнения для железобетонного элемента по отношению к уравнениям теории составных конструкций А.Р. Ржаницына.

Определение главного вектора перемещений и усилий в арматуре, пересекающей трещину. Главный вектор перемещений $\vec{u}$ усилий в арматуре в трещине характеризуется двумя величинами u_{gi}, υ_{gi} [8] и связан с нормальными $\sigma_{s,i}$ и касательными напряжениями $\tau_{s,i}$ в арматуре (рисунок 3):

$$\left.\begin{aligned} U_s &= 0.5a_{crc}\sin\theta - 0.5\Delta_s\cos\theta \\ V_s &= 0.5a_{crc}\cos\theta + 0.5\Delta_s\sin\theta \end{aligned}\right\}. \tag{19}$$

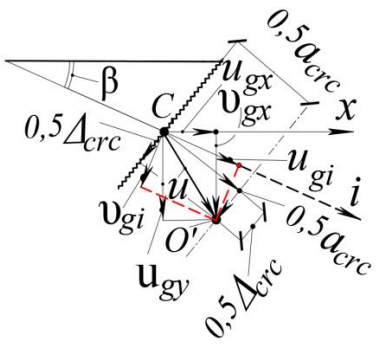


Рисунок 3 - Связанные перемещения стержней арматуры u_{gi} ***и*** υ_{gi} ***в трещине с раскрытием*** a_{crc} ***и сдвигом их берегов*** Δ_{crc} ***, учитываемые главным вектором усилий*** $\vec{u}$ ***и углом главного вектора*** β

Составляющие главного вектора по некоторым ортогональным направлениям связаны между собой:

$$u_{gz} = \frac{0.5\cdot a_{crc} - u_{gx}\cdot\sin\alpha}{\cos\alpha}; \tag{20}$$

$$\upsilon_{gi} = u_{gz}\cdot\cos\beta_i - u_{gx}\cdot\sin\beta_i; \tag{21}$$

Тогда, получим:

$$\cos\beta = 0,5A_\beta \pm \sqrt{(0,5A_\beta)^2 - B_\beta}; \tag{22}$$

Здесь $A_\beta = 2\cdot\upsilon_{gi}\cdot u_{gz} / \left(u_{gx}{}^2 + u_{gz}{}^2\right);\quad B_\beta = \left(\upsilon_{gi}{}^2 - u_{gx}{}^2\right) / \left(u_{gx}{}^2 + u_{gz}{}^2\right).$

Из зависимости (21), имеем:

$$u_{gi} = u_{gx}\cdot\cos\beta_i + u_{gy}\cdot\sin\beta_i. \tag{23}$$

Определения расстояния между трещинами и ширины их раскрытия. Известно, что трещинообразование, развитие и раскрытие трещин в железобетоне зависит от характера напряженно-деформированного состояния, соотношения внешних нагрузок, геометрии сечения, прочностных и деформативных характеристик бетона, характера армирования и ряда других факторов. При известных базовых расстояниях между трещинами первого уровня вдоль поперечной или продольной арматуры в плосконапряженных железобетонных конструкциях сплошного и составного сечения несложно перейти к определению напряжений в арматуре $\sigma_{S,x}$, деформаций в бетоне $\varepsilon_{bt}(y)$ и относительных взаимных смещений арматуры и бетона $\varepsilon_g(y)$ в произвольном сечении *z* на последующих уровнях трещинообразования [15, 22, 23].

В соответствии с расчетной схемой второго уровня (рисунок 4) из уравнения проекций всех сил на ось $\Sigma Y = 0$ для поперечной арматуры в сечении с координатой *z* относительные взаимные смещения арматуры и бетона $\varepsilon_g(y)$ можно определить из зависимости:

$$\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw}(y) - \varepsilon_{bt}(y). \tag{24}$$

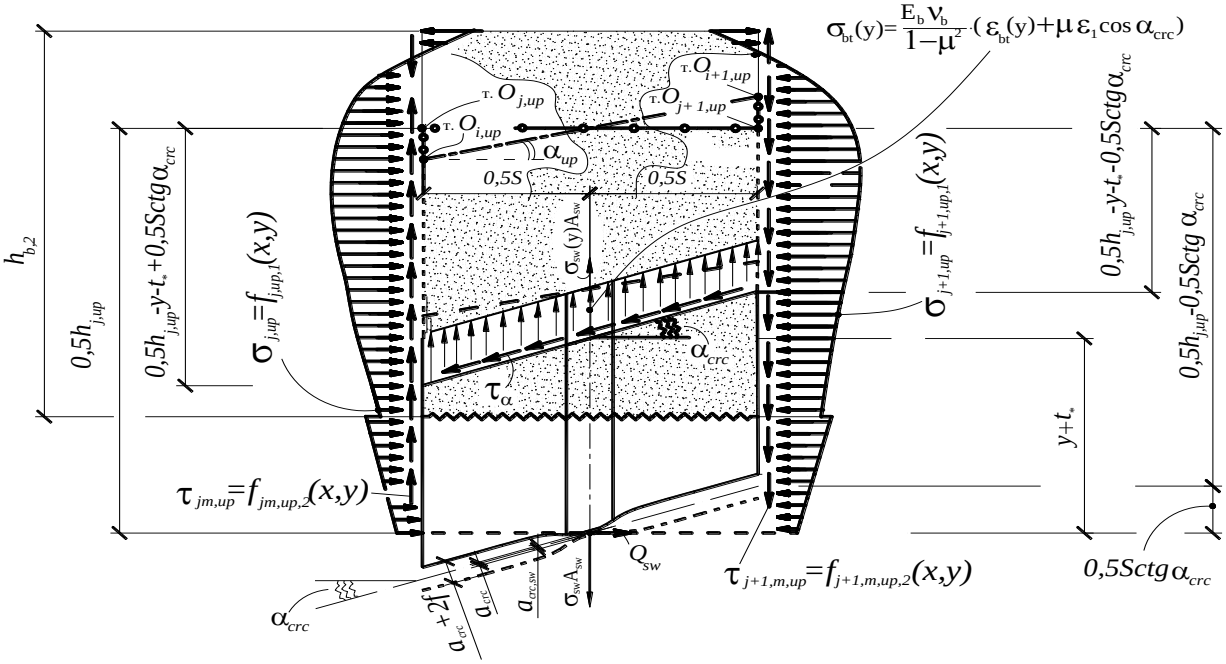


Рисунок 4 - Уровневая модель для определения деформаций растянутого бетона εbt(z) вдоль оси поперечной арматуры на i-том уровне образования трещин, расстояния между трещинами и ширины их раскрытия в плосконапряженной железобетонной конструкции сплошного и составного сечения

После дифференцирования (24) по *y*, получим:

$$\frac{d\varepsilon_g(y)}{dy} + B\varepsilon_g(y) = \frac{D_{14}}{D_{13}} \tag{25}$$

Решение неоднородного дифференциального уравнения первого порядка (25) имеет вид:

$$\varepsilon_g(y) = \mathrm{C} \cdot e^{-\mathrm{B}y} + \frac{D_{14}}{D_{13} \cdot B}. \tag{26}$$

Постоянную интегрирования *C* находят из граничного условия, в соответствии с которым при $y = 0$, $\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{A_{sw}E_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b}$:

$$C = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{A_{sw}E_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{D_{14}}{D_{13} \cdot B}. \tag{27}$$

Здесь $\frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b}$ соответствует деформациям бетона $\varepsilon_{\mathrm{bt}}(y)$ в сечении, расположенном на расстоянии t_* от сечения с трещиной (см. рисунок 2 *б*). При этом значения напряжений $\sigma_{bt,c}$ принимаются со знаком минус здесь и во всех ниже приведенных формулах.

Тогда,

$$\varepsilon_g(y) = \left(\varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw}A_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{D_{14}}{D_{13} \cdot B} \right) e^{-\mathrm{B}y} - \frac{D_{14}}{D_{13} \cdot B}. \tag{28}$$

Здесь *B* – параметры, зависящие от сцепления арматуры с бетоном, выраженные в виде функций от предельных деформаций удлинения бетона и характеристик, учитывающих эффект нарушения сплошности, т.е. выраженные через напряжение сжатия $\sigma_{bt,c}$ и результирующую условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине ΔT. Эти параметры определяются в соответствии с предложениями [1-3, 12]:

$$B = \frac{S_S \cdot G}{K \cdot A_S \cdot E_S}; \quad B_2 = \frac{\delta Q}{t B}; \quad B_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{bt,s}}{\nu_b E_b} - B_2;$$

$$B_4 = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{(K-1)B_{3,*}\nu_b E_b} + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_{3,*}(K-1)}. \tag{29}$$

В формулах (26) – (29) S_s – периметр поперечного сечения арматуры; ε_s – деформации арматуры в трещине; ΔT – результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине; $\tau(x)$ – условные касательные напряжения; $t = \frac{A_S E_b}{2\mu}$, $\alpha = \frac{E_S}{E_b}$, $\mu = \frac{A_S}{b \cdot h_0}$; $\frac{1}{K} = 1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D_{13}}$ (в случае действия только продольной силы - $\frac{1}{K} = 1 + 2\mu\alpha$); $D_{i,j}$ – выражены в виде функций от усилий в сечениях, ограничивающих

представительный объем бетона, армирования и зоны сцепления, которые зависят от параметров $S;b;E_b;\nu_b;\mu_b;\alpha_{crc};h_{j,up};h_{j+1,up};\mathrm{Q}_{j,up};\mathrm{Q}_{j+1,up};M_{j,up};M_{j+1,up};I_{m,up}$.

Располагая напряжениями в продольной и поперечной арматуре в сечении с опасной наклонной трещиной (по критерию максимальной ширины раскрытия на уровне оси продольной арматуры), представляется возможным определить функциональное расстояние между трещинами l_{crc} вдоль осей продольной и поперечной арматуры:

$$l_{crc} = \frac{2\left(\ln B_4 - Bt_*\right)}{-B}. \tag{30}$$

Здесь следует отметить, что для области действительных чисел на параметр B_4 накладываются следующие ограничения:

$$0 < B_4 < e^{B\cdot t_b}, \tag{31}$$

Сравнивая функциональное и уровневое значение l_{crc} оценивается возможность появления последующих уровней трещинообразования.

Анализ формулы (30) показывает, что увеличение деформаций в арматуре при росте нагрузки вызывает уменьшение расстояния между трещинами. При этом появление нового уровня трещинообразования соответствует уровню нагрузки, при котором соблюдается следующее неравенство

$$l_{crc,i} \le \eta \cdot l_{crc,i\text{-}1}. \tag{32}$$

здесь η - коэффициент, учитывающий уменьшение расстояния между смежными трещинами, определяемый как отношение напряжения в растянутой арматуре в пространственном сечении к напряжению, при котором образуется трещина.

Таким образом, трещинообразование в конструкции продолжается до момента разрушения. При этом выделяется не один (как это принято в ряде известных методик), а несколько уровней трещинообразования:

$$\left.\begin{array}{l} l_{crc} > l_{crc,1} - \textit{трещин нет}; \\ l_{crc,1} \ge l_{crc} > l_{crc,2} - \textit{первый уровень}; \\ l_{crc,2} \ge l_{crc} > l_{crc,3} - \textit{второй уровень}; \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ l_{crc} \ge 6d - \textit{последний уровень}. \end{array}\right\}. \tag{33}$$

Располагая уровнями трещинообразования вдоль продольной и поперечной арматуры плосконапряженной железобетонной составной конструкции, строится веер различных трещин, прилегающих к месту приложения сосредоточенной силы и к опоре. Степень реализации трещин (пересекут ли эти трещины поперечную арматуру, либо ее будет пересекать только опасная наклонная трещина) определяются из рассмотрения напряженно-деформированного состояния вдоль хомутов на основании аналогичной расчетной схемы следующего уровня. Расстояние между трещинами является важнейшим параметром необходимым для определения ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях.

Коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами в рассматриваемой модели трещинообразования, определяется следующей формулой:

$$\psi_S = \frac{2\cdot K\cdot B_3}{\varepsilon_S\cdot l_{crc}\cdot B}\cdot\left[1-e^{-B\cdot(0.5l_{crc}-t_*)}\right]+\frac{2}{\varepsilon_S\cdot l_{crc}}\left(\varepsilon_S+\frac{\Delta T}{E_S A_S}-K\cdot B_3\right)\cdot\left(0,5l_{crc}-t_*\right)+$$

$$+\frac{\delta Q\cdot K}{\varepsilon_S\cdot l_{crc}\cdot B\cdot t_*}\left(0,5l_{crc}-t_*\right)^2+\frac{2\cdot\varepsilon_S\cdot E_S\cdot A_S+\Delta T}{\varepsilon_S\cdot l_{crc}\cdot E_S\cdot A_S}\cdot t_* \tag{34}$$

Теперь можно перейти к нахождению относительных взаимных смещений $\varepsilon_g(y)$ арматуры и бетона на различных участках между трещинами. В итоге зависимость для ширины раскрытия трещин принимает вид:

$$a_{crc}=2\int_0^{t_*}\varepsilon_g\left(y_1\right)dy_1+\int_0^{\eta\cdot l_{crc}}\varepsilon_g\left(y\right)dy+\int_{\eta\cdot l_{crc}}^{l_{crc}}\varepsilon_g\left(y\right)dy=-\frac{2\Delta T}{G}+\frac{2B_3}{B'}\left(1-e^{-B'\left(0,5l_{crc}-t_*\right)}\right)+2B_2'\left(0,5l_{crc}-t_*\right), \tag{35}$$

После соответствующих преобразований и некоторых упрощений получим:

$$a_{crc}=\varphi_2\cdot\varphi_3\cdot\left(-\frac{2\cdot\Delta T}{G}-\frac{2\cdot B_{a,2}}{B}-\frac{2\cdot B_2}{B}\cdot\ln\left(1+\frac{B_{a,2}\cdot A_{sw}\cdot E_{sw}}{q_{sw}\cdot S+B_{a,1}\cdot A_{sw}\cdot E_{sw}}\right)\right). \tag{36}$$

Здесь φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль рабочей арматуры, принимаемый равным: 0.5 - для арматуры периодического профиля и канатной; 0.8 –для гладкой арматуры; φ_3 - коэффициент, учитывающий профиль рабочей арматуры, принимаемый равным: 1.0 – для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов; 1.2 – для растянутых элементов.

Принцип 4. Уравнения механики железобетона для конструкций с различными типами трещин могут быть построены в замкнутом (не распадающемся) виде, используя принцип Лагранжа и условия равенства нулю частных производных обобщенной функции с расчетными зависимостями для предельных состояний первой или второй группы. При этом применительно к первой группе предельных состояний усилия и проекции различных трещин на горизонталь (вертикаль) в расчетном сечении привязываются к обобщенной силе – экстремально установленной опорной реакции R_{sup}. Обобщенная функция при этом записывается в виде:

$$F_i=f\left(R_{\text{sup}},x_B,\sigma_s,x,\ \sigma_c,\sigma_{s,I},\sigma_{c,1},\ C_2,\lambda_1,\lambda_2,\lambda_3,\lambda_4,\lambda_5\right). \tag{37}$$

Для предельных состояний второй группы в привязке к максимальной ширине раскрытия трещин первого и второго типа обобщенная функция имеет вид:

$$F_{1,2}=f\left(q_{sw},x_B,\sigma_s,x,\sigma_b,\sigma_{s,I},\sigma_{b,1},\ C_2,\lambda_1,\lambda_2,\lambda_3,\lambda_4,\lambda_5,\lambda_6,\lambda_7\right), \tag{38}$$

трещин третьего типа:

$$F_3=f\left(q_{sw},\ x_{B,2},\sigma_{s,3},c_2,\ ,\ \lambda_1,\lambda_2,\lambda_3\right) \tag{39}$$

Расчетные параметры входящие в (37)-(39) зависят от геометрических характеристик железобетонных конструкций, механических характеристик бетона и арматуры, параметров сцепления, параметров напряженно-деформированного состояния в расчетных поперечных сечениях *К-К,* проходящих через начало *I–I* и конец *II–II* наклонной (или пространственной) трещины, соответственно – $S,\ B,B_{a,1},\ B_{a,2},\ A_{sw},\ E_{sw},\ q_{sw},q_{sw,hor},Q_{s,3},\ h_0,\ \tau_b,\ x\ x_{B,2},$ $\sigma_b,\sigma_S,\sigma_{S,1},\ \tau_{xy,2},\ a,b,\ R_{\text{sup}},\ A_{S,i},\ \alpha,\ \psi_S\ \nu_b$.

Принцип 5. Определение параметров силового сопротивления конструкций конструктивных систем на всех уровнях их деформирования в предельных и запредельных состояниях может быть выполнено методами расчетных моделей сопротивления строительной механики железобетона (РМС-1, РМС-2, РМС-3, РМС-4 и РМС-5), включающих в себя комбинацию аналитических и численных расчетных моделей (гибрид). Методы РМС [23] базируются на результатах углубленного исследования природы и характера трещинообразования в железобетонных конструкциях, предложенной новой

классификации трещин в сложнонапряженных конструкциях. Плоская или пространственная конструкция с помощью «расшивки» конечных элементов в ПК ЛИРА моделируется двухэлементной консолью (рисунок 5), с помощью которой учитывается деформационное воздействия от раскрытия трещины $\Delta = a_{crc,j}$ и эффекта нарушения сплошности. Раскрытие трещин рассматривается как накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на участках, расположенных по обе стороны от трещины [11]. При этом нарушение сплошности моделируется или введением действительной формы профиля трещины, или с помощью аналитической формулы для определения ширины раскрытия трещин.

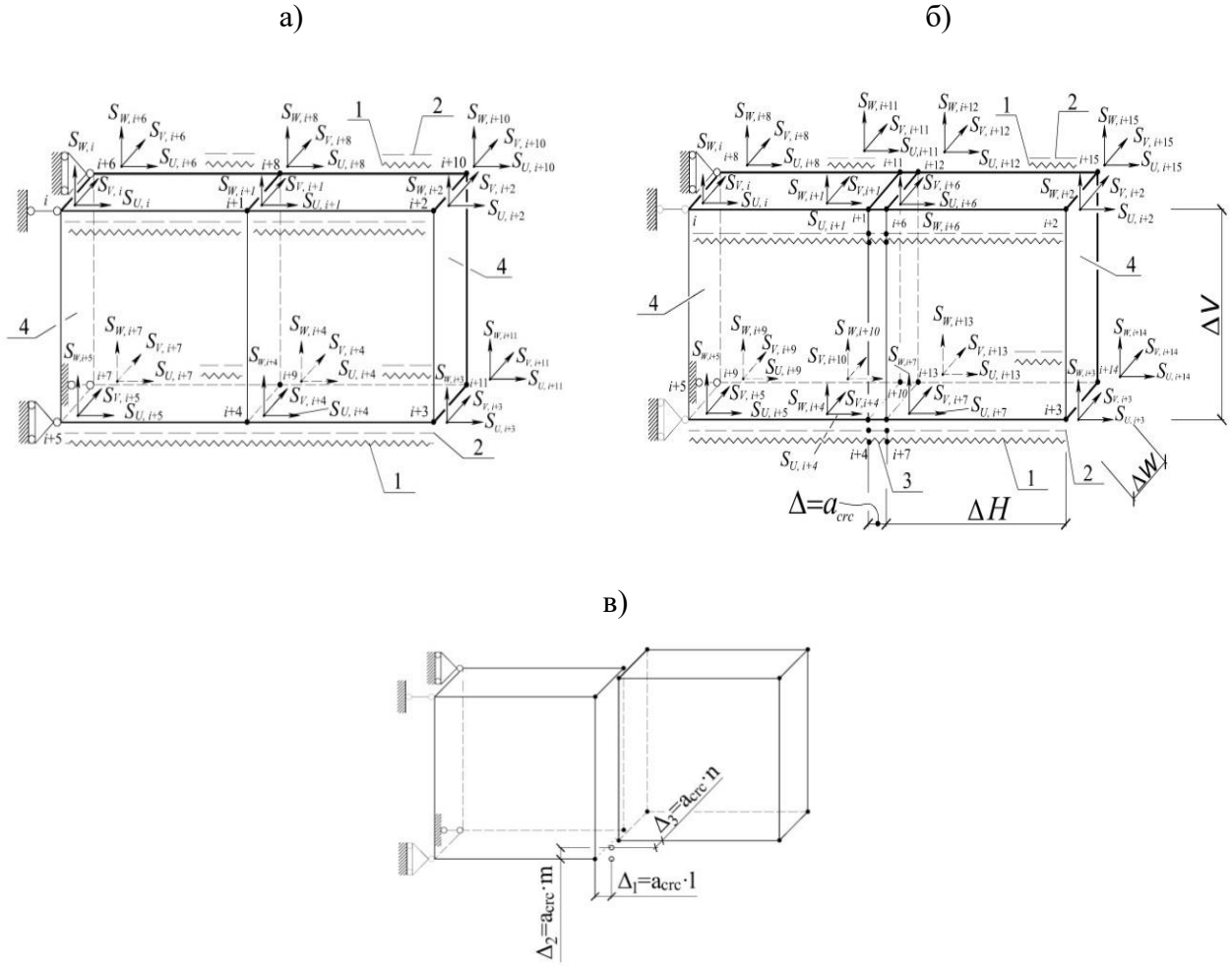


Рисунок 5 - Двухэлементная пространственная (или)плоская) консоль:
а) до «расшивки»; б) после «расшивки»; в) с учетом деформационного воздействия

$$\Delta_1 = a_{crc} \cdot l; \quad \Delta_2 = a_{crc} \cdot m; \Delta_3 = a_{crc} \cdot n;$$

1 – 255 КЭ до «расшивки»; 2 – арматурные стержни для 201 КЭ;
3 – закрытие трещин для 255 КЭ после «расшивки»; 4 – в сплошном железобетоне -233 КЭ

Выводы

1. Опираясь на широкомасштабные экспериментальные данные, полученные с помощью современной приборно-лабораторной базы и на новой методической основе, автором сделаны обобщения различных аспектов и задач проблемы оценки раскрытия трещин в железобетоне.

2. Предложена новая классификация типов трещин для различных видов напряженного состояния в железобетонных конструкциях. На ее основе предложена

методология оценки силового сопротивления конструкций конструктивных систем методами расчетных моделей сопротивления строительной механики железобетона. При этом введены новые гипотезы и сформулированы общие принципы, включающие схемы распределение силовых потоков между трещинами, понятие о прогрессирующих магистральных трещинах и деформационном эффекте в железобетоне - специальном двухконсольном элементе в местной области около берегов трещины, новые функционалы о линейных и угловых деформациях сжатой и растянутой зон сечений железобетонных элементов на всех уровнях упруго-пластического деформирования, вариант теории составных стержней для определения жесткости участка железобетона с пересекающимися трещинами.

3. Установлена связь и приведены аналитические зависимости для определения перемещений в трещине с раскрытием и сдвигом ее бегов, а также определен главный вектор перемещений и угол равнодействующей усилий в арматуре, пересекающей трещину**.** На этой основе построены расчетные зависимости для определения уровневых расстояний между трещинами и ширины раскрытия трещин при различных напряженных состояниях.

4. В рамках механики разрушения железобетона для анализа магистральных трещин введен специальной двухконсольный элемент (ДКЭ) и установлена его физическая сущность, заключающаяся в реакции между несплошностью бетона и сплошностью рабочей арматуры. С помощью этого элемента для железобетона установлена связь между податливостью – параметром классических методов строительной механики (метод сил, метод перемещений, смешанный метод, метод конечных элементов) и параметрами механики разрушения, для определения которых получена система соответствующих канонических уравнений.

5. Определение параметров силового сопротивления железобетонных конструкций в рамках рассматриваемого подхода может быть выполнено методами расчетных моделей сопротивления строительной механики железобетона (РМС), включающих в себя комбинацию аналитических и численных расчетных моделей (гибрид). Это позволяет привести расчетные зависимости, используемые в деформационных моделях железобетона, к обозримому для практики виду, адекватно отразить главное в физике описываемых явлений и максимально сблизить опытные и расчетные результаты.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Gintaris Kaklauskas, Aleksandr Sokolov, Karolis Sakalauskas Strain compliance crack model for RC beams: primary versus secondary cracks // Engineering Structures, 281 (2023) 115770

2. Justas Slaitas, Juozas Valivonis Full moment-deflection response and bond stiffness reduction of RC elements strengthened with prestressed FRP materials // Composite Structures, Volume 260, 2021, 113265, https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.113265

3. Qian Feng, Peng Wei, Xingxi Liu, Guannan Wang, Rongqiao Xu Short-term load–deflection behavior of corroded RC beams with confinement effect based on the partial-interaction segmental approach // Engineering Structures 220 (2020) 111014.

4. Justas Slaitas, Juozas Valivonis. Concrete cracking and deflection analysis of RC beams strengthened with prestressed FRP reinforcements under external load action. https//doi.org/1016/j.compstruct.2020.113036.

5. Adheena Thomas, Afia S Hameed. An Experimental Study On Combined Flexural And Torsional Behaviour Of RC Beams // International Research Journal of Engineering and Technology. 2017. Vol. 4. Is. 5. Pp. 1367–1370. http://doi.org/10.13140/RG.2.2.19425.51045.

6. Nahvi H., Jabbari M. Crack detection in beams using experimental modal data and finite element model // International Journal of Mechanical Sciences. 2005. Vol. 47. Pp. 1477-1497.

7. Kandekar S.B., Talikoti R.S. Study of torsional behavior of reinforced concrete beams strengthened with aramid fiber strips // International Journal of Advanced Structural Engineering. 2018. Vol. 10. Pp. 465–474. http://doi.org/10.1007/s40091-018-0208-y.

8. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 412 с.

9. Баширов Х.З., Колчунов Вл.И., Федоров В.С., Яковенко И.А. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений. М.: Издательство АСВ, 2017. 248 с.

10. Колчунов Вл.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 8. С. 16–23. https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.08.16-23.

11. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов Вл.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. № 6(80). С. 32-43.

12. Колчунов В.И., Яковенко И.А., Тугай Т.В. Методика расчета жесткости плосконапряженных железобетонных конструкций с привлечением программного комплекса «Лира-Pro» // Сборник научных трудов (серия отраслевое машиностроение, строительство). Полтава: ПолтНТУ, 2014. Вып. 3(42). Т. 2. С. 55–66.

13. Колчунов Вл.И. Численно-аналитический метод в механике железобетона // Строительная механика инженерных конструкций сооружений. 2022. Т. 18(6). С. 525–533. http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-6-525-533.

14. Колчунов Вл.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона //Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023.Т.19. № 3. С. 261-275.

15. Голышев А.Б., Колчунов. Вл.И. Сопротивление железобетона. К.: Основа. 2009. 432 с.

16. Kalkan I., Kartal S. Torsional Rigidities of Reinforced Concrete Beams Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling // International Journal of Civil and Environmental Engineering. 2017. Vol. 11. No.7. Pp. 969–972.

17. Bernardo L. Modeling the Full Behavior of Reinforced Concrete Flanged Beams under Torsion // Applied Sciences. 2019. Vol. 9(13). Pp. 2750. http://doi.org/10.3390/app9132730.

18. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуща Ю.П. и др. Новое в проектировании бетонных железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1978. 204 с.

19. Голышев А.Б., Колчунов Вл.И., Яковенко И.А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях. К.: «Талком», 2015. 371 с.

20. Колчунов Вл.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций с крестообразной пространственной трещиной при кручении с изгибом / В. И. Колчунов**,** А. И. Демьянов**,** М. М. Михайлов // Строительство и реконструкция. 2020. № 6(92). С. 13–25.

21. Колчунов Вл.И. Обобщенные гипотезы депланации линейных и угловых деформаций в железобетонных конструкциях при изгибе с кручением // Научный журнал строительства и архитектуры. 2023. № 1 (69). С. 9-26.

22. Верюжский Ю.В., Колчунов Вл.И. Методы механики железобетона. Учебное пособие. К.: Книжное издательство НАУ, 2005. 653 с.

23. Бондаренко В.М., Колчунов. Вл.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: АСВ, 2004. 472 с.

REFERENCE

1. Gintaris Kaklauskas, Aleksandr Sokolov, Karolis Sakalauskas Strain compliance crack model for RC beams: primary versus secondary cracks. *Engineering Structures.* 2023. 281. 115770

2. Justas Slaitas, Juozas Valivonis Full moment-deflection response and bond stiffness reduction of RC elements strengthened with prestressed FRP materials. *Composite Structures.* 2021. Volume 260. 113265, https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.113265

3. Qian Feng, Peng Wei, Xingxi Liu, Guannan Wang, Rongqiao Xu Short-term load–deflection behavior of corroded RC beams with confinement effect based on the partial-interaction segmental approach. *Engineering Structures.* 2020. 220. 111014.

4. Justas Slaitas, Juozas Valivonis. Concrete cracking and deflection analysis of RC beams strengthened with prestressed FRP reinforcements under external load action.https//doi.org/1016/j.compstruct.2020.113036.

5. Adheena Thomas, Afia S Hameed. An Experimental Study On Combined Flexural And Torsional Behaviour Of RC Beams. *International Research Journal of Engineering and Technology*. 2017. Vol. 4. Is. 5. Pp. 1367–1370. http://doi.org/10.13140/RG.2.2.19425.51045.

6. Nahvi H., Jabbari M. Crack detection in beams using experimental modal data and finite element model. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2005. Vol. 47. Pp. 1477-1497.

7. Kandekar S.B., Talikoti R.S. Study of torsional behavior of reinforced concrete beams strengthened with aramid fiber strips. *International Journal of Advanced Structural Engineering*. 2018. Vol. 10. Pp. 465–474. http://doi.org/10.1007/s40091-018-0208-y.

8. Karpenko N.I. Obshchiye modeli mekhaniki zhelezobetona [General models of reinforced concrete echanics], Moscow: Stroyizdat, 1996, 412 p. (rus)

9. Bashirov H.Z., Kolchunov V.I., Fedorov V.S., Yakovenko I.A. Reinforced concrete composite structures of buildings and structures, - Moscow: ASV, 2017. 248 p.

10. Kolchunov Vl.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of resistance of building structur. *Industrial and civil engineering*. 2020. No. 8. Pp. 16–23. https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.08.16-23

11. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kaprielov S.S., Dem'yanov A.I., Konorev A.V. The results of experimental studies of structures square and box sections in torsion with bending. *Building and Reconstruction*. 2018. No. 80(16). Pp. 32–43. (rus)

12. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A., Tugay T.V. [Methodology for calculating the rigidity of plane-stressed reinforced concrete structures using the Lyra-Pro software package], Coll. of science works (industry mechanical engineering, construction), Poltava, 2014. Vol. 2. No. 3(42). Pp. 55-66. ((rus), abstract in Eng.).

13. Kolchunov VL.I. Numeracal-analytical method in reinforced concrete mechanics. *Construction mechanics of engineering structures and structures*.2022. Vol.18 (6). Pp. 525–533. http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-6-525-533

14. Kolchunov Vl. I. Method of calculated resistance models for reinforced concrete. *Construction mechanics of engineering structures and structures*. 2023. Vol.19. No. 3. Pp. 261-275.

15. Golyshev A.B., Kolchunov. Vl.I. Reinforced concrete resistance. Kiev: Osnova. 2009. 432 p.

16. Kalkan I., Kartal S. Torsional Rigidities of Reinforced Concrete Beams Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*. 2017. Vol. 11. No.7. Pp. 969–972.

17. Bernardo L. Modeling the Full Behavior of Reinforced Concrete Flanged Beams under Torsion. *Applied Sciences*. 2019. Vol. 9(13). Pp. 2750. http://doi.org/10.3390/app9132730.

18. Gvozdev A.A., Dmitriev S.A., Gushcha Yu.P., etc. New in the design of concrete reinforced concrete structures. Moscow: Stroyizdat, 1978. 204 p.

19. Golyshev A.B., Kolchunov Vl.I., Yakovenko I.A. Resistance of reinforced concrete structures, buildings and structures erected in difficult engineering and geological conditions. Kiev: Talcom, 2015. 371 p.

20. Kolchunov V.I. Demyanov A.I., Mihailov M.M. Experimental studies of reinforced concrete structures with gross-shaped apatial grack under torsion with bendlng. *Building and Reconstruction*. 2018. No. 80(16). Pp. 32–43. (rus) doi:10.33979/2073-7416-2020-92-6-13-25

21. Kolchunov Vl.I. Generalized hypotheses of the deplanation of linear and angular deformations in reinforced concrete structures during bending with torsion. *Journal of Buildinq and Architechure*. 2023. No. 1 (69). Pp. 9-26.

22. Veruzhsky Yu.V., Kolchunov Vl.I. Methods of mechanics of reinforced concrete. Textbook. Kiev: NAU, 2005. 653 p.

23. Bondarenko V.M., Kolchunov Vl.I. Calculation models of the force resistance of reinforced concrete. Moscow: ASV, 2004. 472 p.

Информация об авторе:

Колчунов Владимир Иванович
Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
г. Москва, Россия,
Член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования.
Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия,
ведущий научный сотрудник.
E-mail: vlik52@mail.ru

Information about author:

Kolchunov Vladimir Iv.
Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), Moscow, Russia,
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.
Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia,
leading researcher.
E-mail: vlik52@mail.ru

УДК 624.044.2:62-41:510.67 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-30-37

А.В. КОРОБКО[1], М.Ю. ПРОКУРОВ[2]
[1]ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия
[2]ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет», г. Брянск, Россия

АППРОКСИМАЦИЯ ПРОГИБОВ ПЛАСТИНОК, ЛЕЖАЩИХ НА ВИНКЛЕРОВОМ ОСНОВАНИИ

Аннотация. *Цель научного исследования состоит в развитии метода интерполяции по коэффициенту формы для расчёта максимального прогиба тонких пластинок на упругом винклеровом основании, нашедших широкое применение при моделировании работы элементов строительных конструкций зданий и сооружений. Указанный метод расчёта позволяет получать решения на основе прямых аналитических зависимостей, аргументом которых является интегральная характеристика плоской выпуклой односвязной области – коэффициент формы. Эта характеристика имеет применение в ряде задач математической физики и известна по работам учёных Г. Полиа и Г. Сегё. Впервые к расчёту пластинок коэффициент формы применён профессором В.И. Коробко. Метод интерполяции по коэффициенту формы разработан профессором А.В. Коробко. При определении максимального прогиба тонких пластинок на упругом основании отдельные параметры задачи рассматриваются как функции от коэффициента формы рассматриваемой пластинки и определяются типом граничных условий на её контуре. Построению аппроксимирующих функций для непрерывных множеств пластинок характерных очертаний и граничных условий посвящено настоящее исследование. В статье приводятся функции для расчёта значения максимального прогиба упругих пластинок в виде равнобедренных треугольников, ромбов и прямоугольников. При этом рассматриваются пластинки с различными комбинациями шарнирного опирания и жёсткого защемления по их отдельным сторонам, нагруженные сплошной равномерно распределённой нагрузкой. Установленные функциональные зависимости предназначены для непосредственного использования при расчёте пластинок указанных очертаний, а также для получения опорных решений при интерполяции значений максимальных прогибов пластинок более сложных очертаний.*

Ключевые слова: *упругие пластинки, винклеровское основание, максимальный прогиб, коэффициент формы, аппроксимирующая функция*.

A.V. KOROBKO[1], M.Yu. PROKUROV[2]
[1]Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia
[2]Bryansk State Technological University of Engineering, Bryansk, Russia

APPROXIMATION OF DEFLECTIONS OF PLATES LYING ON WINKLER BASE

Abstract. *The purpose of this research is to develop the method of shape factor interpolation for calculating the maximum deflection of thin plates on an elastic Winkler base, which are widely used in modeling the operation of elements of building constructions of buildings and structures. The above calculation method allows to obtain solutions based on direct analytical dependences, the argument of which is an integral characteristic of a flat convex one-connected area - the shape factor. This characteristic has applications in a number of problems of mathematical physics and is known from the works of scientists G. Polia and G. Szegö. The shape factor was first applied to the calculation of plates by Professor V.I. Korobko. The method of interpolation by shape factor was developed by Professor A.V. Korobko. When determining the maximum deflection of thin plates on an elastic base, some parameters of the problem are considered as functions of the shape factor of the plate in consideration and are determined by the type of boundary conditions on its contour. The present study is devoted to the construction of approximating functions for continuous sets of plates of characteristic outlines and*

© Коробко А.В., Прокуров М.Ю., 2024

boundary conditions. The paper presents functions for calculating the maximum deflection of elastic plates in the form of isosceles triangles, rhombuses and rectangles. The plates with various combinations of hinged support and rigid pinch along their individual sides, loaded with a continuous uniformly distributed load, are considered. The established functional dependences are intended for direct use in the calculation of plates of the specified outlines, as well as for obtaining reference solutions during interpolation of the values of maximum deflections of plates of more complex outlines.

Keywords: *elastic plates, Winkler base, maximum deflection, shape factor, approximating function.*

Введение

В настоящее время для определения деформаций тонких пластинок, моделирующих работу несущих и ограждающих элементов строительных объектов различного назначения, используются универсальные программные средства, реализующие численные методы расчёта дискретизированных систем [1-5]. Такой подход к решению задачи остаётся достаточно трудоёмким и зачастую ведёт к потере физической сущности рассматриваемой задачи и возможности правильной интерпретации получаемых результатов.

Более эффективной представляется реализация решения с помощью инженерного геометрического метода расчёта пластинок – метода интерполяции по коэффициенту формы (МИКФ), разработанного профессором А.В. Коробко [6].

Коэффициент формы является безразмерной геометрической характеристикой плоской выпуклой односвязной области и представляет собой минимизированный замкнутый интеграл, нашедший применение в ряде задач математической физики [7]:

$$K_f = \oint_L \frac{ds}{h}\ , \tag{1}$$

где ds – линейный элемент контура L, h – перпендикуляр, опущенный на него из некоторого полюса, расположенного внутри рассматриваемой области. К расчёту пластинок коэффициент формы впервые был применён профессором В.И. Коробко при разработке изопериметрического метода [8].

В работах [6, 8, 9] теоретически доказано, что коэффициент формы выступает в качестве интегральной физической характеристики в ряде двумерных задач теории упругости, описываемых дифференциальными уравнениями эллиптического типа второго и четвёртого порядков. В частности, он является геометрическим аналогом максимального прогиба тонких пластинок при их поперечном изгибе [10-13].

В работах [14, 15] установлено, что коэффициент формы также является геометрическим аналогом прогиба в задачах поперечного изгиба пластинок на упругом основании.

Метод решения

Выражение максимального прогиба пластинок различной формы и граничных условий опирания, лежащих на упругом винклеровом основании, имеет вид:

$$w_0 = \frac{q}{B_w^q}\left(\frac{D}{A^2} + kC_w^q\right)^{-1}, \tag{2}$$

где q – интенсивность равномерной нагрузки, распределённой по всей площади пластинки A, D – цилиндрическая жёсткость пластинки, k – коэффициент жёсткости упругого основания. Программная реализация этой методики описана в работе [16].

Значения вводимых параметров B_w^q и C_w^q рассматриваются как некоторые функции от коэффициента формы искомой пластинки и определяются типом граничных условий на её контуре. Построению указанных функций для непрерывных множеств пластинок характерных очертаний и граничных условий посвящена настоящая статья.

Аппроксимирующие функции для пластинок типичных очертаний

Значения искомых функций определялись путём расчёта пластинок единичной площади и цилиндрической жёсткости, загруженных единичной равномерно распределённой нагрузкой. Значения прогибов пластинок при этом определялись дважды: при отсутствии упругого основания и при упругом основании с произвольным значением коэффициента жёсткости. Данные расчёты выполнялись с использованием универсального программного пакета, реализующего МКЭ.

При формировании функций учитывался обратный характер зависимости между величинами максимальных прогибов пластинок и минимальными значениями соответствующих им коэффициентов формы, установленный в работе [6].

Аппроксимирующие функции для параметров B_w^q и C_w^q, входящих в формулу (2), получены в виде следующих выражений:

$$f(K_f) = a + bK_f + cK_f^2 + dK_f^3 + eK_f^4 + fK_f^5 + \ldots , \quad (3)$$

$$f(K_f) = a + bK_f^{-1} + cK_f^{-2} + dK_f^{-3} + eK_f^{-4} + fK_f^{-5} + \ldots , \quad (4)$$

$$f(K_f)=(a + bK_f + cK_f^2 + dK_f^3 + \ldots)(1 + a_1K_f + b_1K_f^2 + c_1K_f^3 + d_1K_f^4 + \ldots)^{-1} , \quad (5)$$

$$f(K_f) = (a + bK_f + cK_f^2 + dK_f^3 + eK_f^4 + fK_f^5 + \ldots)^{-1} . \quad (6)$$

Количество характерных слагаемых и значения вариативных коэффициентов a, b, c, … и a_1, b_1, c_1, …, входящих в выражения (3) – (6), были установлены с использованием распространённых пакетов специализированного математического обеспечения. Конкретизация указанных значений, отвечающих различным условиям задачи, опущена в виду большого объёма числовой информации.

Пластинки в виде равнобедренных треугольников

Для пластинок в виде равнобедренных треугольников существует шесть различных комбинаций граничных условий в виде шарнирного опирания и жёсткого защемления по их отдельным сторонам (рисунок 1).

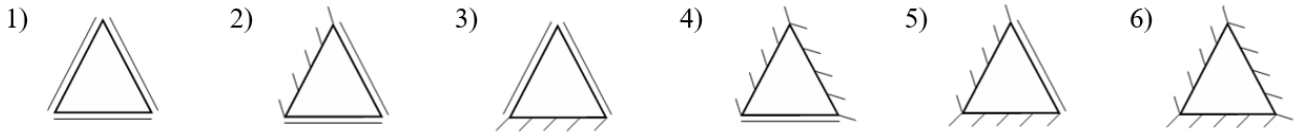


Рисунок 1 – Комбинации граничных условий пластинок в виде равнобедренных треугольников

В работе [17] установлено, что для аппроксимации прогибов пластинок в виде равнобедренных треугольников с комбинированными граничными условиями необходимо применять две отдельные функции при соответствующих значениях угла α при их основании. Если угол $\alpha < 60^o$, то основание является большей стороной пластинки. Наоборот, если угол $\alpha > 60^o$, то основание является меньшей стороной. При этом его жёсткое защемление или шарнирное опирание определяют большую или меньшую жёсткость пластинки, влияя на величину её максимального прогиба. В связи с этим, для каждой из схем с комбинированными граничными условиями 2 – 5 приняты по две различные аппроксимирующие функции, отвечающие указанным условиям. Для параметра B_w^q эти функции заданы выражениями вида (3) и (4), для параметра C_w^q используются выражения вида (4) и (6). При однородных граничных условиях, представленных схемами 1 и 6, функции для параметра B_w^q представлены выражениями вида (3), а для параметра C_w^q описываются выражениями вида (6).

Результаты исследования

Графики аппроксимирующих функций приведены на рисунках 2, 3. Здесь и далее номер кривой соответствует номеру схемы контурного закрепления пластинки.

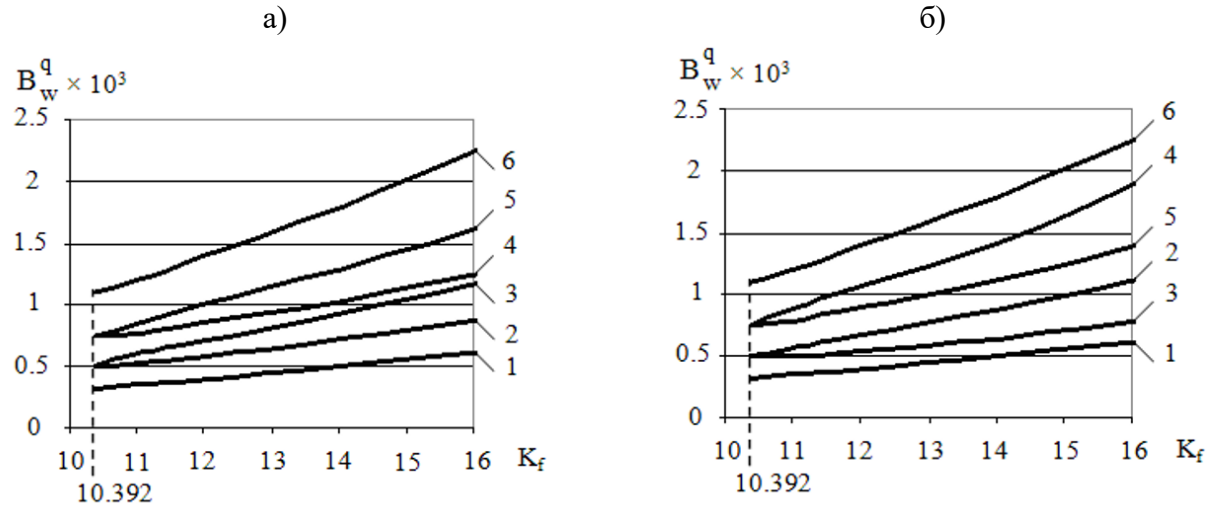


Рисунок 2 – Графики аппроксимирующих функций B_w^q для максимального прогиба пластинок в виде равнобедренных треугольников:
а) угол при основании пластинки α ≤ 60°; б) угол при основании пластинки α ≥ 60°

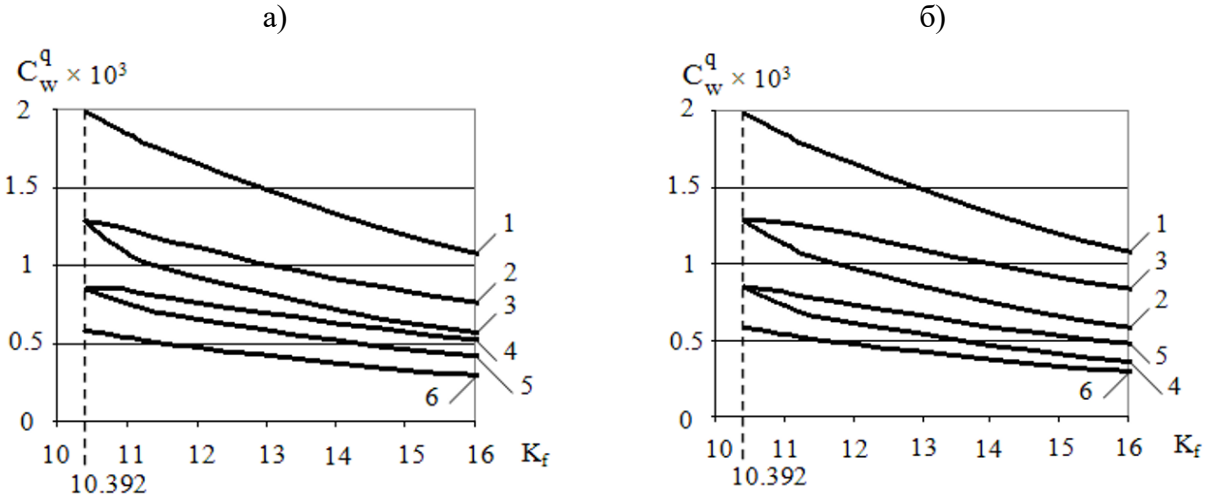


Рисунок 3 – Графики аппроксимирующих функций C_w^q для максимального прогиба пластинок в виде равнобедренных треугольников:
а) угол при основании пластинки α ≤ 60°; б) угол при основании пластинки α ≥ 60°

Минимально возможное значение коэффициента формы для пластинки в виде равностороннего треугольника составляет 10,392, что ограничивает слева область определения построенных функций. При таком очертании контура схемы 2, 3 и 4, 5 совпадают, поэтому графики соответствующих функций выходят из общих точек.

Расхождения значений прогибов пластинок, вычисленных на основе построенных аппроксимирующих функций, со значениями тестовых решений не превысило 1,9 %.

Пластинки в виде ромбов

Для пластинок в виде ромбов существует семь различных комбинаций граничных условий в виде шарнирного опирания и жёсткого защемления по их отдельным сторонам (рисунок 4).

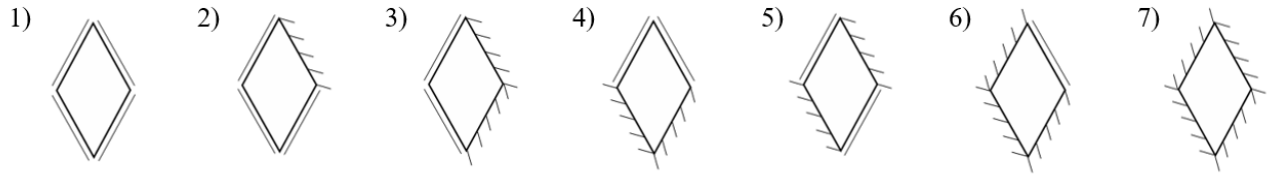


Рисунок 4 – Комбинации граничных условий ромбических пластинок

В данном случае аппроксимирующие функции для параметра B_w^q описываются выражениями вида (3), а функции для параметра C_w^q – выражениями вида (6).

Графики построенных аппроксимирующих функций приведены на рисунке 5.

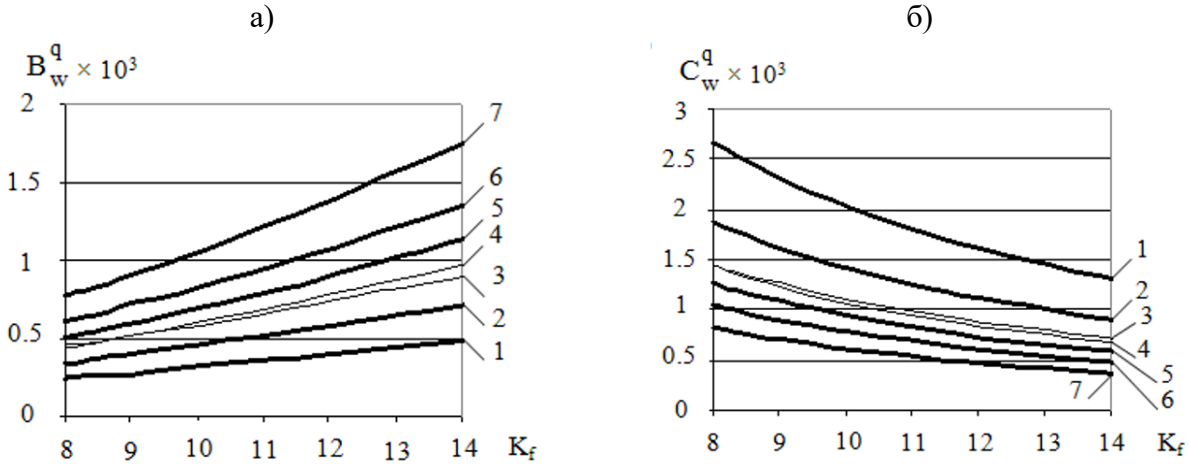


Рисунок 5 – Графики аппроксимирующих функций для расчёта максимального прогиба пластинок в виде ромбов: *а) графики для параметра B_w^q; б) графики для параметра C_w^q*

Минимально возможное значение коэффициента формы для ромбов, соответствующее квадратному очертанию, равно восьми. Поэтому графики обеих построенных аппроксимирующих функций для схем 3 и 4 выходят из одной общей точки, поскольку для квадратной пластинки данные схемы совпадают.

Расхождения значений прогибов пластинок, вычисленных на основе построенных аппроксимирующих функций, со значениями тестовых решений не превысило 2,7 %.

Пластинки в виде прямоугольников

Для прямоугольных пластинок существует девять различных комбинаций граничных условий в виде шарнирного опирания и жёсткого защемления по их отдельным сторонам (рисунке 6).

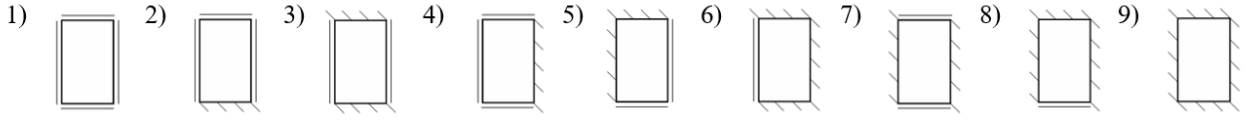


Рисунок 6 – Комбинации граничных условий для прямоугольных пластинок

Аппроксимирующие функции для параметров B_w^q и C_w^q для схем граничных условий 1, 5 и 9 описываются выражениями вида (3), соответственно для схем 2 – 4 и 6 – 8 они описываются выражениями вида (4).

Графики полученных аппроксимирующих функций приведены на рисунке 7.

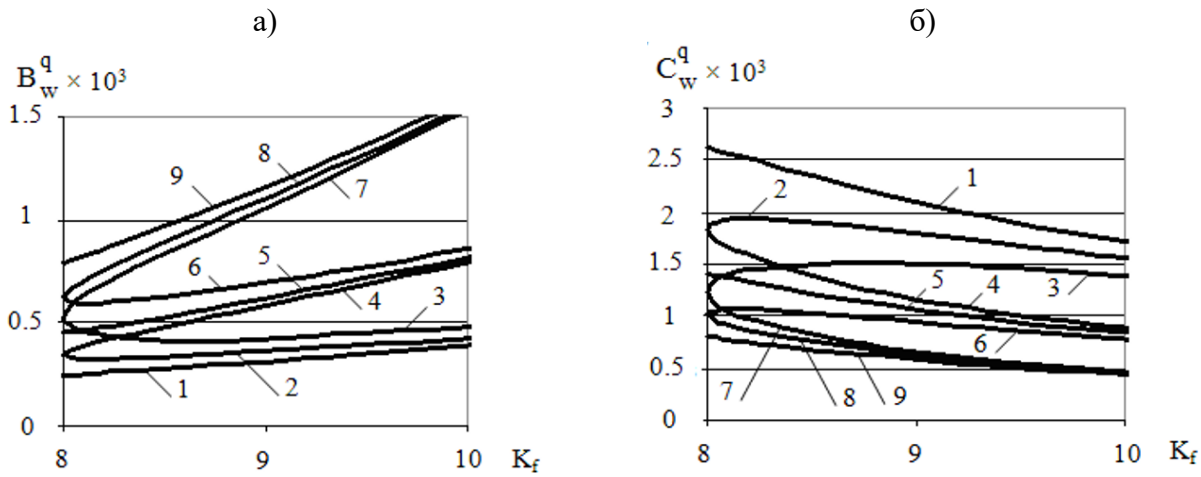


Рисунок 7 – Графики аппроксимирующих функций для расчёта максимального прогиба прямоугольных пластинок:
а) графики для параметра B_w^q; б) графики для параметра C_w^q

Область определения построенных аппроксимирующих функций ограничена слева значением коэффициента формы, равным восьми, что соответствует квадратному очертанию пластинок. Для такого очертания наблюдается парное совпадение схем 2 и 4, 3 и 7, 6 и 8. Это обстоятельство определяет наличие общих точек графиков функций при указанном значении интегрального геометрического аргумента. При этом стыкуемые графики образуют характерные «петли». Слияние графиков, наблюдаемое с ростом значения коэффициента формы, показывает, что граничные условия закрепления отдельных сторон в меньшей мере оказывают влияние на жёсткость вытянутых прямоугольных пластинок.

Расхождения значений прогибов пластинок, вычисленных на основе построенных аппроксимирующих функций, со значениями тестовых решений не превысило 4,8 %.

Анализ результатов исследования

Погрешности вычислений максимальных прогибов по построенным функциям возрастают для вытянутых треугольных и ромбических пластинок с характерными углами, имеющими значения менее 20 или более 85 градусов. Для пластинок прямоугольного очертания рост погрешности наблюдается при отношении длин заданных сторон более пяти.

Построенными графиками проиллюстрировано положение об ограничении множества всех значений максимальных прогибов рассматриваемых пластинок с комбинированными граничными условиями в виде шарнирного опирания и жёсткого защемления решениями, полученными для однородных контурных условий.

Заключение

1. Построены аппроксимирующие функции для вычисления значений максимальных прогибов пластинок характерного вида и заданных граничных условий, лежащих на упругом винклеровом основании, от коэффициентов формы области, очерченной их контуром.

2. Установленные функциональные зависимости предназначены для непосредственного использования при расчёте пластинок рассмотренных очертаний, а также для получения опорных решений, предусмотренных МИКФ, при расчёте пластинок в виде произвольных треугольников, параллелограммов и трапеций, применяемых в качестве системообразующих элементов для расчётных схем строительных конструкций зданий и сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Sahoo S., Veerendar C., Thammishetti N., Prakash S.S. Experimental and numerical study on behaviour of fibre reinforced lightweight hollow core slabs under different flexure to shear ratios // Structures. 2023. Volume 50. Pp. 1264-1284. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.099

2. Zheng B., Zheng W., Cao B., Zhang Y. Nonlinear finite element analysis of non-symmetrical punching shear of rectangular flat slabs supported on square columns // Engineering Structures. 2023. Volume 277. 115451. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115451

3. Wang R., Fang Z., Lezgy-Nazargah M. Khosravi H. Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs using a quasi-3D mixed finite element formulation // Engineering Structures. 2023. Volume 294. 116781. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116781

4. Sahoo S., Veerendar C., Prakash S.S. Experimental and numerical studies on flexural behaviour of lightweight and sustainable precast fibre reinforced hollow core slabs // Construction and Building Materials. 2023. Volume 377. 131072. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131072

5. Plans A., Grau D., Soltanalipour M., Ferrer-Ballester M., Marimon F., Andreu A. Three-dimensional finite element modeling for bending and pull-out tests of composite slabs // Engineering Structures. 2023. Volume 295. 116785. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116785

6. Коробко А.В. Геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах теории упругости. Москва: Издательство АСВ, 1999. 320 с.

7. Полиа Г., Сегё Г. Изопериметрические неравенства в математической физике. Москва: Издательство КомКнига, 2006. 336 с.

8. Коробко В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода. Москва: Издательство АСВ, 1997. 390 с.

9. Коробко В.И., Коробко А.В., Морозов С.А., Прокуров М.Ю. Расчёт пластинок методом предельного равновесия. Орёл: Типография «Труд», 2012. 360 с.

10. Коробко А.В., Прокуров М.Ю., Черняев А.А. Развитие технической теории расчета пластинчатых конструкций на основе методов геометрического моделирования их формы // Строительство и реконструкция. 2015. № 1 (57). С. 17-21.

11. Прокуров М.Ю. Новый интерполяционный метод определения максимальных значений прогибов тонких упругих пластинок с произвольным выпуклым контуром // Строительство и реконструкция. 2016. № 2 (64). С. 39-46.

12. Фетисова М.А., Володин С.С. Коэффициент формы как геометрическая характеристика // Молодой учёный. 2011. № 5 (28). С. 105-107.

13. Фетисова М.А., Володин С.С. Применение метода интерполяции по коэффициенту формы для решения задач строительной механики // Молодой учёный. 2013. № 3 (50). С.114-116.

14. Актуганов А.А. Применение метода интерполяции по коэффициенту формы к расчету пластинок на упругом основании, нагруженных сосредоточенной силой // Строительство и реконструкция. 2013. № 2 (46). С. 3-11.

15. Коробко В.И., Актуганов А.А. Применение метода интерполяции по коэффициенту формы к расчёту пластинок на упругом основании // Строительная механика и расчёт сооружений. 2014. № 1 (252). С. 18-24.

16. Прокуров М.Ю. Программа расчета максимального прогиба тонких пластинок на упругом основании методом интерполяции по коэффициенту формы // Строительная механика и расчёт сооружений. 2019. № 4 (285). С. 37-46.

17. Черняев А.А. Определение максимального прогиба треугольных пластинок с комбинированными граничными условиями с использованием отношения конформных радиусов // Строительная механика и расчёт сооружений. 2011. № 6 (239). С. 23-29.

REFERENCES

1. Sahoo S., Veerendar C., Thammishetti N., Prakash S.S. Experimental and numerical study on behaviour of fibre reinforced lightweight hollow core slabs under different flexure to shear ratios. *Structures*. 2023. Volume 50. Pp. 1264-1284. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.099

2. Zheng B., Zheng W., Cao B., Zhang Y. Nonlinear finite element analysis of non-symmetrical punching shear of rectangular flat slabs supported on square columns. *Engineering Structures*. 2023. Volume 277. 115451. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115451

3. Wang R., Fang Z., Lezgy-Nazargah M. Khosravi H. Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs using a quasi-3D mixed finite element formulation. *Engineering Structures*. 2023. Volume 294. 116781. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116781

4. Sahoo S., Veerendar C., Prakash S.S. Experimental and numerical studies on flexural behaviour of lightweight and sustainable precast fibre reinforced hollow core slabs. *Construction and Building Materials*. 2023. Volume 377. 131072. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131072

5. Plans A., Grau D., Soltanalipour M., Ferrer-Ballester M., Marimon F., Andreu A. Three-dimensional finite element modeling for bending and pull-out tests of composite slabs. *Engineering Structures*. 2023. Volume 295. 116785. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116785

6. Korobko A.V. Geometricheskoe modelirovanie formy oblasti v dvumernykh zadachakh teorii uprugosti [Geometric modeling of the shape of the region in two-dimensional problems of elasticity theory]. Moskva: Izdatel'stvo ASV, 1999. 320 p. (rus)

7. Polia G., Szegö G. Izoperimetricheskie neravenstva v matematicheskoy fizike [Isoperimetric inequalities in mathematical physics]. Moskva: Izdatel'stvo KomKniga, 2006. 336 p. (rus)

8. Korobko V.I. Izoperimetricheskiy metod v stroitel'noy mekhanike: Teoreticheskie osnovy izoperimetricheskogo metoda [Isoperimetric method in structural mechanics: Theoretical foundations isoperimetric method]. Moskva: Izdatel'stvo ASV, 1997. 390 p. (rus)

9. Korobko V.I., Korobko A.V., Morozov S.A., Prokurov M.Yu. Raschyot plastinok metodom predel'nogo ravnovesiya [Calculation of plates using the limit equilibrium method]. Oryol: Tipografiya «Trud», 2012. 360 p. (rus)

10. Korobko A.V., Prokurov M.Yu., Chernyaev A.A. Razvitie tekhnicheskoy teorii rascheta plastinchatykh konstruktsiy na osnove metodov geometricheskogo modelirovaniya ikh formy [Development of the technical theory of calculation of plate structures on the basis of methods of geometric modeling of their shape]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2015. Vol. 57. No. 1. Pp. 17-21. (rus)

11. Prokurov M.Yu. Novyy interpolyatsionnyy metod opredeleniya maksimal'nykh znacheniy progibov tonkikh uprugikh plastinok s proizvol'nym vypuklym konturom [A new interpolational method of estimating maximum deflection values for thin elastic plates with arbitrary convex contour]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. Vol. 64. No. 2. Pp. 39-46. (rus)

12. Fetisova M.A., Volodin S.S. Koeffitsient formy kak geometricheskaya kharakteristika [Shape factor as a geometric characteristic]. *Molodoy uchyonyy*. 2011. Vol. 28. No 5. Pp. 105-107. (rus)

13. Fetisova M.A., Volodin S.S. Primenenie metoda interpolyatsii po koeffitsientu formy dlya resheniya zadach stroitel'noy mekhaniki [Application of the method of interpolation by the factor of shape for solving problems of structural mechanics]. *Molodoy uchyonyy*. 2013. Vol. 50. No 3. Pp. 114-116. (rus)

14. Aktuganov A.A. Primenenie metoda interpolyatsii po koeffitsientu formy k raschetu plastinok na uprugom osnovanii, nagruzhennykh sosredotochennoy siloy [Application of the method of interpolation by the factor of shape to the calculation of plates foundated on an elastic base and loaded with concentrated force]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2013. Vol. 46. No 2. Pp. 3-11. (rus)

15. Korobko V.I., Aktuganov A.A. Primenenie metoda interpolyatsii po koeffitsientu formy k raschyotu plastinok na uprugom osnovanii [Application of the method of interpolation by the factor of shape to the calculation of plates on an elastic base]. *Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzheniy*. 2014. Vol. 252. No 1. Pp. 18-24. (rus)

16. Prokurov M.Yu. Programma rascheta maksimal'nogo progiba tonkikh plastinok na uprugom osnovanii metodom interpolyatsii po koeffitsientu formy [Calculation programme for maximum deflection of thin elastic plates on elastic foundation using interpolation method based on shape factor]. *Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzheniy*. 2019. Vol. 285. No 4. Pp. 37-46. (rus)

17. Chernyaev A.A. Opredelenie maksimal'nogo progiba treugol'nykh plastinok s kombinirovannymi granichnymi usloviyami s ispol'zovaniem otnosheniya konformnykh radiusov [Determination of the maximum deflection of triangular plates with combined boundary conditions using the ratio of conformal radii]. *Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzheniy*. 2011. Vol. 239. No 6. Pp. 23-29. (rus)

Информация об авторах:

Коробко Андрей Викторович
ФГБОУ ВО «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

Прокуров Максим Юрьевич
ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет», г. Брянск, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции».
E-mail: m.prokuroff@mail.ru

Information about authors:

Korobko Andrey V.
Orel 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

Prokurov Maxim Yu.
Bryansk State Technological University of Engineering, Bryansk, Russia,
candidate of technical science, docent, associated professor of the department of building structures.
E-mail: m.prokuroff@mail.ru

УДК 624.072.221 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-38-48

А.В. КОРШАКОВ[1], М.С. ЛИСЯТНИКОВ[1], М.В. ЛУКИН[1], С.И. РОЩИНА[1]
[1]ФГБОУ ВО «Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых», г. Владимир, Россия

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, АРМИРОВАННЫХ ОТРАБОТАННЫМИ ПОЛОТНАМИ ЛЕНТОЧНЫХ ПИЛ

Аннотация. *В России всё больше расширяется объём выпускаемой пилопродукции, получаемой за счёт раскроя крупномерных брёвен на ленточнопильных станках. Полотна ленточных пил отрабатывают от 20 до 500 часов, и технология их вторичного использования в настоящее время не предусмотрена. Создание эффективного метода армирования деревянных конструкций отработанными полотнами ленточных пил позволит повысить их показатели несущей способности, жёсткости и эксплуатационной надёжности. Предполагается, что по сочетанию прочностных показателей и технологичности новые армированные деревянные конструкции будут соответствовать существующим аналогам, а по экономическим показателям – превосходить их. Новизна исследования состоит во вторичном использовании техногенных отходов деревообрабатывающих производств в строительстве зданий и сооружений, что позволит с достаточной степенью достоверности обосновать эффективность предложенного метода армирования деревянных конструкций. В статье исследуются балки из цельной древесины длиной 6 метров сечением 100×200 мм, испытания производятся на изгиб. Выполнено численное моделирование плоского напряжённого состояния методом конечных элементов. Несущая способность балки с армированием отработанными полотнами ленточных пил увеличилась в 1,5 раза в сравнении с неармированной балкой.*

Ключевые слова: *древесина, деревянные конструкции, балки, армирование, прочность.*

A.V. KORSHAKOV[1], M.S. LISYATNIKOV[1], M.V. LUKIN[1], S.I. ROSHINA[1]
[1] Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, Vladimir, Russia

STRENGTH AND DEFORMABILITY OF WOODEN STRUCTURES REINFORCED WITH WASTE BAND SAW BLADES

Abstract. *In Russia, the volume of sawn products produced by cutting large-sized logs on band saws is increasingly expanding. The blades of band saws work from 20 to 500 hours and the technology of their secondary use is currently not provided. The creation of an effective method of reinforcing wooden structures with spent band saw blades will increase their load-bearing capacity, rigidity and operational reliability. It is assumed that in terms of the combination of strength indicators and manufacturability, the new reinforced wooden structures will correspond to existing analogues, and in terms of economic indicators they will surpass them. The conceptual novelty consists in the secondary use of man-made waste from woodworking industries in the construction of buildings and structures, which for the first time will allow to justify the effectiveness of the method of reinforcing wooden structures with treated band saw blades at a high theoretical level. The article examines beams made of solid wood with a length of 6 meters with a cross section of 100 × 200 mm, bending tests are performed. Numerical simulation of the plane stress state by the finite element method is performed. The load-bearing capacity of a beam reinforced with spent band saw blades increased by 1.5 times in comparison with an unreinforced beam.*

Keywords: *wood, wooden structures, beams, reinforcement, strength.*

© Коршаков А.В., Лисятников М.С., Лукин М.В., Рощина С.И., 2024

Введение

На сегодняшний день древесина является особенно ценным возобновляемым природным материалом. Её активно используют в разных областях жизни общества, в целом, и в строительстве, в частности. Ключевым этапом переработки древесины является получение пиломатериалов, которые в будущем используются для изготовления широкого перечня продукции в различных отраслях промышленности [1]. При этом одним из приоритетных направлений являются рациональное использование древесного сырья [2]. В последние годы в России расширился объём выпускаемой пилопродукции, получаемой за счёт раскроя крупномерных брёвен на ленточнопильных станках [3]. Ленточнопильные станки в мировой практике деревообработки занимают ведущие позиции на операциях продольного деления древесины, в производстве черновых заготовок и столярных изделий [4]. Однако полотна ленточных пил отрабатывают от 20 до 500 часов, и технология их вторичного использования в настоящее время не предусмотрена. Как правило, организации, эксплуатирующие ленточные пилы, сдают их в лом чёрных металлов, хотя можно найти им иное рациональное применение.

Применение армирования в древесине приводит к экономии базового материала конструкции, повышению прочности и жёсткости балок, эксплуатационной надёжности. Анализ многочисленных отечественных и зарубежных исследований в области усиления деревянных и деревоклеёных конструкций показал, что для создания композитных деревянных конструкций используются следующие методы:

- внедрение в массив древесины стальных пластин и стержней в узловых соединениях и по длине конструкции [5, 6];
- модификация древесины с помощью пропитки различными усиливающими и консервирующими составами [7];
- применение армированного волокном полимера и стальных материалов [8];
- использование имплантов из полимера, армированного углеродным волокном [9, 10], и многие другие.

Наиболее распространённым типом армирования деревянных конструкций на сегодняшний день остается использование продольных и поперечных стержней (стальных, стеклопластиковых и углепластиковых) в растянутой и сжатой зонах балочных конструкций [11-13]. Первые разработки в области армированных деревянных конструкций были выполнены шведским ученым Granholm H. [14,15]. Дальнейшее исследование армирования в нашей стране развивали научные сотрудники ЦНИИСК им. Кучеренко [16-18]. Оптимизация клееных деревянных конструкций с армированием отражена в работе [19]. Армирование также позволяет снизить стоимость и материалоемкость деревянных конструкций [20].

Применение инновационных клеевых составов на основе эпоксидных смол с включением в состав углеродных нанотрубок (УНТ) позволяет использовать в качестве армирующих элементов стеклоткани и углеткани, что приводит к снижению деформативности и увеличению прочности и надежности пролётных участков балок [21]. Данными исследованиями на текущий день занимаются научные объединения под руководством Рощиной С. И. [22-23] и Лабудина Б. В. [24-26], а также др.

Широкое развитие получило применение лент из различных материалов, вклеенных в растянутые и сжатые зоны деревянных балок. Примеры таких технологий – исследования Пятницкого А. А. [27]. Ленточные стержни фигурируют в технологиях армирования, предлагаемых Поберезкиным М. А. Исследователь располагает металлические полосы в древесине по замкнутой траектории через механическую врезку или вдавливание. На продольных краях полос предлагается выполнять зубчатые выступы для лучшего сцепления ленты с базовым материалом балки. Широкое развитие получило применение лент из различных материалов, вклеенных в растянутые и сжатые зоны деревянных балок [28].

Пластины для армирования древесины применяются при строительстве многоэтажных зданий из древесины [29-31]. Стальные пластины применяются в качестве силовых элементов на стыках балок и колонн каркаса здания и для усиления конструкций в пролётах [32, 33].

Существуют также применяемые в деревянных балках технологии армирования продольными пластинами. Исследователями изучались возможности вклейки пластин в длинномерные несущие строительные элементы [34].

Учёные из Польши в своей статье [35] представили результаты испытаний, проведенных на массивных балках из древесины, которые были подвергнуты изгибу после того, как они были усилены стальными пластинами и эпоксидным клеем. Несущая способность усиленных образцов увеличилась на 100% по сравнению с неупрочнёнными эталонными образцами.

Проанализировав научную литературу по данной теме, можно сделать вывод о том, что вопрос использования отработанных полотен ленточных пил в качестве арматуры для деревянных балок в изученных источниках не поднимался.

Данная работа ориентирована на создание эффективного метода армирования деревянных конструкций отработанными полотнами ленточных пил, позволяющего повысить их показатели несущей способности, жёсткости и эксплуатационной надёжности. Предполагается, что по сочетанию прочностных показателей и технологичности новые армированные деревянные конструкции будут соответствовать существующим аналогам, а по экономическим показателям – превосходить их.

Новизна поставленной задачи состоит во вторичном использовании техногенных отходов деревообрабатывающих производств в строительстве зданий и сооружений, что позволит с достаточной степенью достоверности обосновать эффективность предложенного метода армирования деревянных конструкций.

В этой связи, предлагаемая работа направлена на решение двух научных проблем. Первая связана с изучением напряжённо-деформированного состояния деревянных балок, армированных отработанными полотнами ленточных пил. Вторая проблема является прикладной и связана с необходимостью разработки технологических решений армирования древесины отработанными полотнами ленточных пил.

Отсутствие аналогичных известных трудов и актуальность тематики работы определяют соответствие запланированных результатов мировому уровню исследований.

Решение проблемы разработки научно-технологических основ создания деревянных балочных конструкций, армированных отработанными полотнами ленточных пил, с повышенными показателями несущей способности, жёсткости и эксплуатационной надёжности, имеет важное народнохозяйственное значение, так как позволяет решить следующие задачи:

- рационально использовать древесное сырьё в производстве строительных конструкций;
- расширить сырьевую базу за счёт широкого применения низкосортной древесины с большим количеством пороков;
- разработать новую технологию армирования деревянных конструкций.

Предполагается, что в результате будут решены две прикладные задачи: вопрос вторичного использования отработанных полотен ленточных пил и вопрос сбережения строительной древесины за счёт уменьшения сечений конструкций, армированных полотнами пил.

Модели и методы

Для получения результатов численного исследования было произведено моделирование испытания деревянных балок с прямолинейным армированием длиной 6 метров с шарнирным опиранием, загруженных равномерно распределённой нагрузкой.

Маркировка моделей:

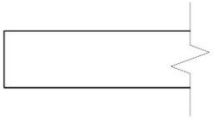
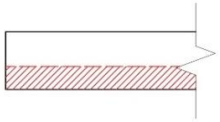
ДБ – балка из цельной древесины сосны без армирования;

ДБА – балка из цельной древесины сосны с прямолинейным армированием по нижней грани стальной пластиной (лента из отработанных пил).

Геометрические параметры численного эксперимента представлены в таблице 1.

Одним из известных численных методов, позволяющих изучать сложное напряжённо-деформированное состояние композитных анизотропных тел, является метод конечных элементов (МКЭ). В данном исследовании использовался программный комплекс «ЛИРА 10.12».

Таблица 1 – Геометрические параметры численного эксперимента

№	Марка модели	Сечение	Продольный разрез	Геометрические параметры	Древесина	Армирование
1.	ДБ			100×200×6000	Сосна, 1 сорт	Отсутствует
2.	ДБА			100×200×6000	Сосна, 1 сорт	Прямое, пластина 80×3

Ввиду универсальности метода расчёта его результаты сильно зависят от правильности формирования исходной конечно-элементной модели и зачастую не совсем совпадают с действительностью. Наблюдается прямая зависимость точности расчёта от степени разбивки исходного тела на исследуемые части. Результаты расчётов данным методом требуют инженерной проверки и сравнения с экспериментальными данными.

В работе выполнялся линейный расчёт. Древесина задавалась четырёхузловыми пластинами (для ПК «ЛИРА 10.12» конечные элементы (КЭ) 24, 27 плоского напряжения (балка-стенка)). В параметрах задавалась плотность (ρ=500 кг/м^3) и следующие жёсткостные характеристики:

1. Модули упругости (Юнга) при учёте ортотропии пластин: E_0=11000 МПа, E_{90}=450 МПа; где E_0 – модуль упругости вдоль волокон (вдоль оси ортотропии X), E_{90} – модуль упругости поперёк волокон (вдоль оси ортотропии Y).

2. Коэффициенты Пуассона: $\nu_{90.0}$=0,45; $\nu_{0.90}$=0,018, где $\nu_{90.0}$ это коэффициент Пуассона поперёк волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон, $\nu_{0.90}$ – коэффициент Пуассона вдоль волокон при напряжениях, направленных поперёк волокон.

3. Модуль сдвига древесины относительно осей, направленных вдоль и поперёк волокон G_0=G_{90}=600 МПа.

Арматура задавалась стержнем (для ПК «ЛИРА 10.12» КЭ 10 – универсальный КЭ пространственного стержня). Из базы данных программного комплекса был выбран стальной прокат. Характеристики приняты для стали марки 75, из которой изготавливаются полотна ленточных пил. В параметрах задавалась плотность (ρ=7850 кг/м^3) и следующие жёсткостные характеристики:

1. Модуль упругости (Юнга) E=191 ГПа.

2. Коэффициент Пуассона: ν=0,3.

Совместная работа древесины и ленточных пил обеспечивалась едиными узлами, что не противоречит теории расчета армированных деревянных конструкций.

Для будущего экспериментального исследования в качестве арматуры планируется принять отработанные полотна ленточных пил толщиной 1 мм, высотой 35 мм (с учётом высоты зубьев) и длиной 6000 мм. Процент армирования – 1,2%, что соответствует площади армирования, равной 2,4 см^2, или 8 полотнам ленточных пил без учёта зубьев (высота 30 мм).

Для предварительного расчёта в качестве арматуры исходя из полученной площади армирования принята полоса стальная горячекатаная профилем 80×3 мм.

Для армирования деревянной балки отработанными полотнами ленточных пил будет использоваться предварительное фрезерование пазов по нормали к горизонтальной плоскости балки с последующим использованием запрессовки пластин механическим способом. При помощи циркулярной пилы и ручного фрезера по дереву будут выполнены восемь продольных пазов по числу полотен ленточных пил, которые будут использоваться в качестве арматуры. В созданные пазы при помощи талрепов будут установлены полотна ленточных пил с последующей запрессовкой на высоту зубьев механическим способом (при помощи кувалды или молотка). Из-за пластичности древесины метод запрессовки не даёт необходимого сцепления армирующих элементов с деревом, поэтому применяется клеевая композиция. Пазы предлагается заполнить клеевой композицией, состоящей из эпоксидной смолы ЭД-20, полиэтиленполиамина (отвердитель), кварцевого песка или портландцемента класса не ниже 32,5 (наполнитель) и дибутилфталата (пластификатор). Заполнение пазов клеевой композицией осуществляется в два этапа – сначала производится предварительный пролив клеем на 1/4 глубины фрезерования, затем устанавливаются полотна пил, далее – заполняется оставшееся пространство до совпадения поверхности вклейки с верхней плоскостью деревянной балки. Металлические элементы в данном случае требуют защиты от температурных воздействий для соответствия противопожарным нормам. Это реализуется через приклейку защитного слоя древесины на эпоксидные клеевые составы.

Было задано статическое загружение в виде равномерно распределённой погонной нагрузки от 2 до 26 кН/м.

Расчёт был выполнен для обычной и армированной балок.

При изгибе балки в крайних волокнах возникают напряжения сжатия и растяжения, значения которых в предельном состоянии сопоставляются с временными сопротивлениями. В связи с этим, прочность древесины оценивалась исходя из временных сопротивлений при сжатии и растяжении вдоль волокон для сосны 1 сорта согласно таблицы В.1 СП 64.13330.2017.

Временное сопротивление (предельное значение напряжений) при сжатии вдоль волокон составляет 25 МПа, при растяжении вдоль волокон – 20 МПа.

Согласно расчёту, разрушение наступало при сжимающих напряжениях 25 МПа, что соответствует нагрузке 8 кН для балки марки ДБ и 10 кН – для балки марки ДБА. При растягивающих напряжениях 20 МПа разрушение наступало при 16 кН для балки марки ДБ и при 24 кН для балки марки ДБА.

Согласно натурным испытаниям балок аналогичного сечения в другом исследовании [11], разрушение начиналось в растянутой зоне при достижении расчётного сопротивления. Было принято сравнивать увеличение прочности и снижение деформативности балок марок ДБ и ДБА при наступлении растягивающих напряжений, равных 20 МПа.

Результаты исследования и их анализ

В результате расчёта были получены изополя напряжений в массиве древесины и эпюры усилий в армирующих элементах балок, представленные на рисунках.

Результаты расчёта представлены для половины пролёта балки на рисунках 1-3.

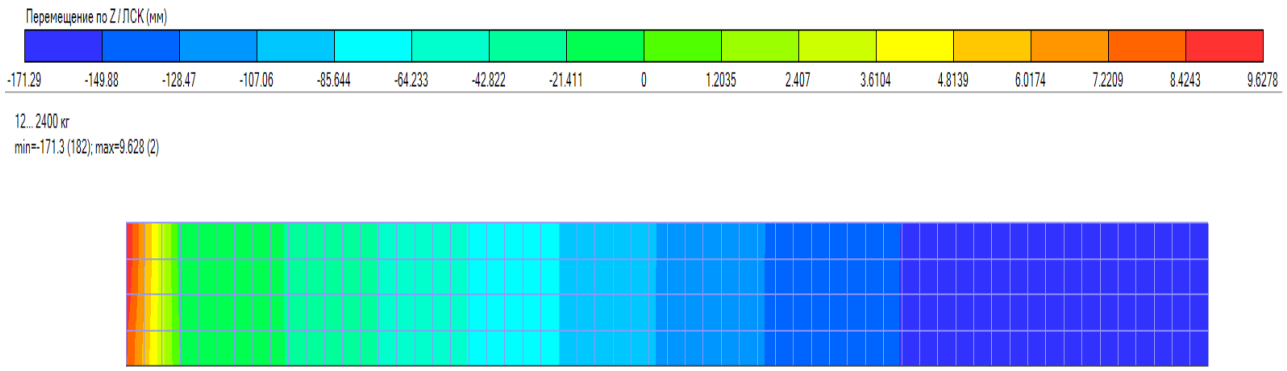


Рисунок 1 – Изополя распределения перемещений вдоль оси Z балки ДБА при разрушающей нагрузке 24 кН

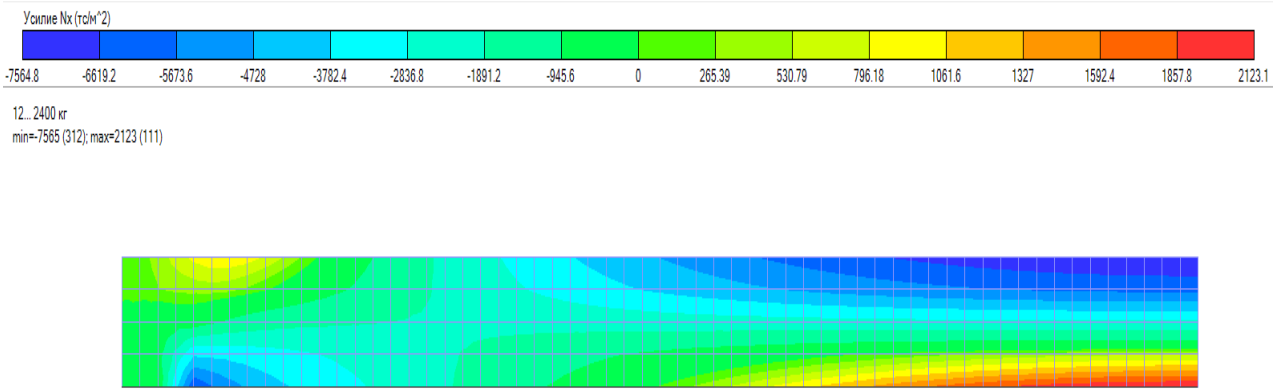


Рисунок 2 – Изополя распределения нормальных напряжений вдоль оси X в балке ДБА при разрушающей нагрузке 24 кН

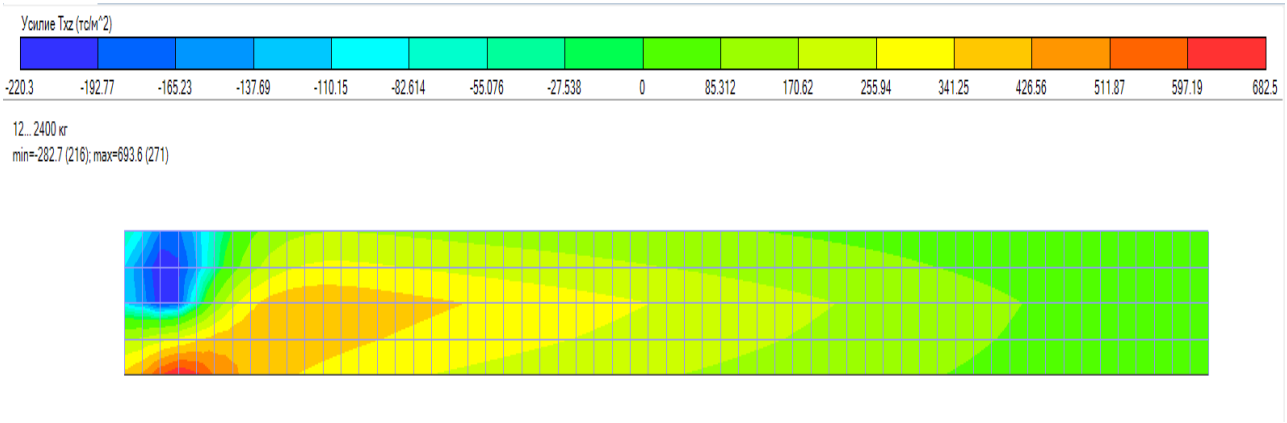


Рисунок 3 – Изополя распределения касательных напряжений в плоскости XOZ в балке ДБ при разрушающей нагрузке 24 кН

Для сравнения результатов расчёта обычной и армированной балок были построены графики, представленные на рисунке 4 *а-в*.

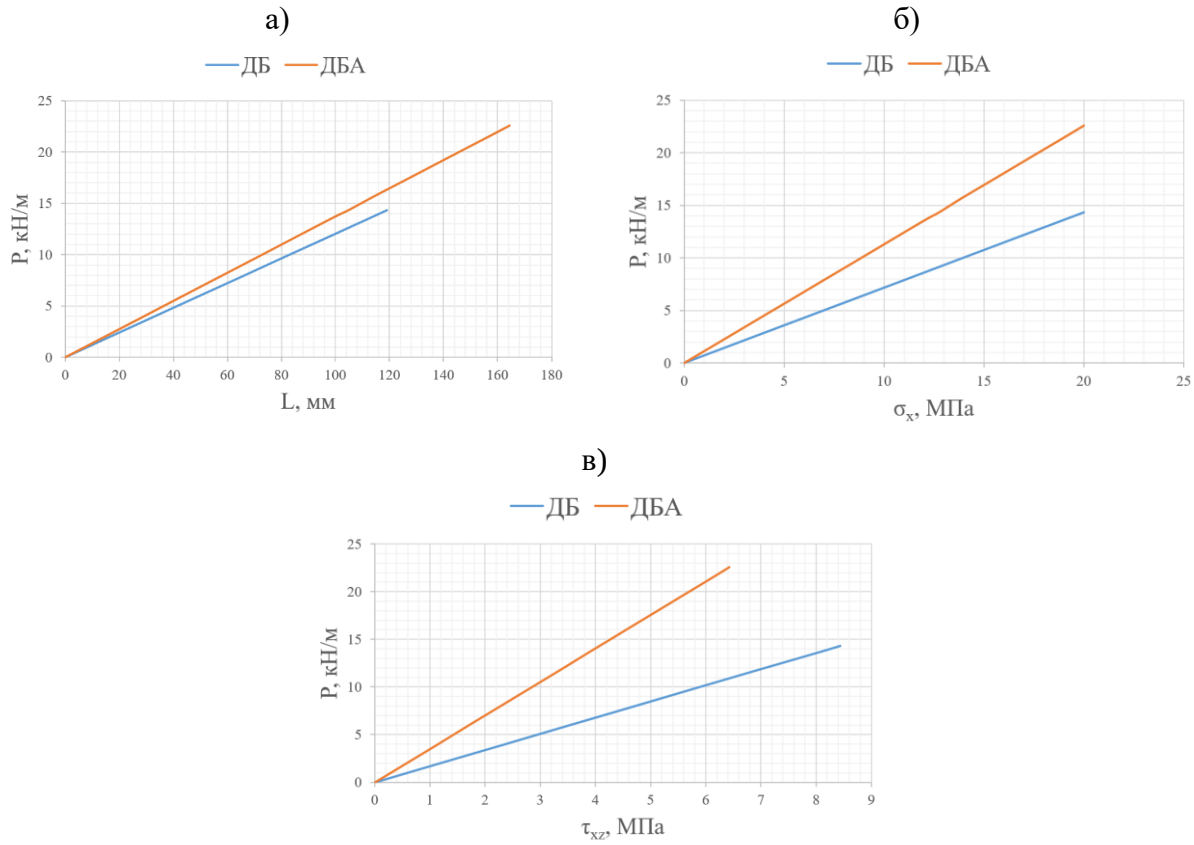


Рисунок 4 – Графики распределения:
а) прогибов балки в середине пролёта в зависимости от действующей нагрузки;
б) нормальных растягивающих напряжений в середине пролёта в зависимости от действующей нагрузки;
в) касательных напряжений на опорах в зависимости от действующей нагрузки

Таким образом, прочность балки с армированием увеличилась на 57,9% в сравнении с неармированной балкой, деформативность армированной балки уменьшилась на 12,2%.

Выводы

1. Применение отработанных полотен ленточных пил для армирования деревянных балок позволит вторично использовать техногенные отходы деревообрабатывающих производств в строительстве зданий и сооружений. Создание деревянных балочных конструкций, армированных отработанными полотнами ленточных пил, позволит рационально использовать древесное сырьё в производстве строительных конструкций, расширить сырьевую базу за счёт широкого применения низкосортной древесины с большим количеством пороков и разработать новую технологию армирования деревянных конструкций.

2. Численное моделирование испытания деревянных балок с армированием длиной 6 метров с шарнирным опиранием на равномерно распределённую нагрузку выявили увеличение прочности балки с армированием на 57,9% и снижение деформативности на 12,2%.

Благодарности

Работа выполнена в рамках государственного задания в сфере научной деятельности Министерства науки и высшего образования Российской Федерации (тема FZUN-2024-0004, госзадание ВлГУ). Исследования проводились с использованием оборудования межрегионального многопрофильного и междисциплинарного центра коллективного пользования перспективных и конкурентоспособных технологий по направлениям развития и применения в промышленности/машиностроении отечественных достижений в области нанотехнологий (соглашение № 075-15-2021-692 от 5 августа 2021 года).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Киселев С.В., Блохин А.В., Дулевич А.Ф. Ленточные пилы с повышенной долговечностью полотна // Актуальные проблемы лесного комплекса. 2016. № 46. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/lentochnye-pily-s-povyshennoy-dolgovechnostyu-polotna (дата обращения: 24.03.2023).
2. Журавлева Л.Н., Девятловская А.Н. Основные направления использования древесных отходов // Актуальные проблемы лесного комплекса. 2007. № 18. URL:https://cyberleninka.ru/article/n/osnovnye-napravleniya-ispolzovaniya-drevesnyh-othodov (дата обращения: 24.03.2023).
3. Спицын И.Н. Анализ устойчивости и напряженного состояния ленточных пил для раскроя древесины // Актуальные проблемы лесного комплекса. 2011. № 29. URL:https://cyberleninka.ru/article/n/analiz-ustoychivosti-i-napryazhennogo-sostoyaniya-lentochnyh-pil-dlya-raskroya-drevesiny (дата обращения: 24.03.2023).
4. Воробьев А.А., Спицын И.Н., Кравченко Н.В., Очирова Л.А., Филиппов Ю.А. Исследование влияния вибрации механизма резания дереворежущего ленточнопильного станка на качество поверхности древесины // Успехи современной науки. 2017. Том 4. № 4. С. 178-184.
5. Luca V.De., Marano C. Prestressed glulam timbers reinforced with steel bars. Construction and Building Materials. 2012. Vol. 30. Pp. 206-217. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.11.016. URL:https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061811006465.
6. Peixoto L.S., Soriano J., Mascia N.T., Pellis B.P. Bending behavior of steel bars reinforced glulam beams considering the homogenized cross section. Wood Material Science and Engineering. 2021. Vol. 17. Pp. 1-7. doi:10.1080/17480272.2021.1900392.
7. Gribanov A.S., Rimshin V.I., Roshchina S.I. Experimental investigations of composite wooden beams with local wood modification. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 687. Pp. 033039. doi:10.1088/1757-899X/687/3/033039.
8. Yang H., Liu W., Lu W., Zhu S., Geng Q. Flexural behavior of FRP and steel reinforced glulam beams: Experimental and theoretical evaluation. Construction and Building Materials. 2016. Vol. 106. Pp 550-563. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.12.135.
9. Novosel A., Sedlar T., Čizmar D., Turkulin H., Živković V.. Structural reinforcement of bi-directional oak-wood lamination by carbon fibre implants. Construction and Building Materials. 2021. Vol. 287. Pp. 123073. doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.123073.
10. Işleyen Ü.K., Kesik H.İ. Experimental and numerical analysis of compression and bending strength of old wood reinforced with CFRP strips. Structures. 2021. Vol. 33. Pp. 259-271. doi:10.1016/j.istruc.2021.04.070.
11. Кощеев, А. А. Рощина С. И. Эффективность прямолинейного армирования деревянных балок перекрытий стальной тросовой арматурой без предварительного натяжения // Системы. Методы. Технологии. 2021. № 2(50). С. 100-105. doi:10.18324/2077-5415-2021-2-100-105.
12. Лукина А.В., Сергеев М.С. Исследование напряженно-деформированного состояния композитных деревянных балок // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Международных академических чтений. 2021. С. 183-190.
13. Uchimura K., Shioya S., Hira T. An innovative hybrid timber structure in japan: Experiments on the long term behavior in beam. Paper presented at the WCTE 2016 – World Conference on Timber Engineering. 2016.
14. Granholm H. Armerat Tra Reinforced Timber. 1954. 98 p.
15. Granholm H. Swedjebackens valswerks aktiebolag. 1944. No. 111150, 37, 301.
16. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Назаров Ю.П. Эффективность несущих клееных деревянных конструкций в сейсмических районах строительства // Промышленное и гражданское строительство. 2009. № 10. С. 10-13.
17. Турковский С.Б., Погорельцев А. А., Николаев В. Г. Физкультурно-оздоровительные комплексы Москвы с деревянными стропильными системами покрытий // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2008. № 8. С. 70-72.
18. Погорельцев А. А., Пятикрестовский К. П. Обоснование нормируемых значений модулей упругости при расчетах деревянных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 10. С. 33-35.
19. Щуко С. А., Смирнов А. В., Евдокимов А. В. Оптимальное армирование клееных деревянных балок на части длины // Тезисы научно-технической конференции «Повышение качества строительства автодорог в Нечерноземной зоне РСФСР». 1987.
20. Патент на изобретение № SU 958612 A1 – «Деревянная балка». Авторское свидетельство СССР № 3008532, кл; E04C 3/22, 1982 / Скрибо В.И., Шутов Г.И., Шалькевич Е.Б.; патентообладатель Белорусский ордена трудового красного знамени технологический институт им. С. М. Кирова; заявл. 26.11.1980 г.; публ. 15.09.1982 г.
21. Патент на полезную модель № RU 176996 U1 – «Клееная балка». Рос. Федерация: E04C 3/12 / Бокарев С.А., Мурованный И.Ю.; патентообладатель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Сибирский государственный университет путей сообщения"; заявл. 2017.06.19 г.; публ. 2018.02.06 г.

22. Gribanov A. S., Roshchina S. I., Popova M. V., Sergeev M. S. Laminar polymer composites for wooden structures. Magazine of Civil Engineering. 2018. Vol. 83. Pp. 3-11. doi:10.18720/MCE.83.1.

23. Roshchina S., Lukin M., Lisyatnikov M., Koscheev A. The phenomenon for the wood creep in the reinforced glued wooden structures. MATEC Web of Conference. 2018. Vol. 245. Pp. 03020. doi:10.1051/matecconf/201824503020.

24. Labudin B. V., Popov E. V., Nikitina T. A. Notes for calculated resistance to tension for laminated wood. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 687. Pp. 033028. doi:10.1088/1757-899X/687/3/033028.

25. Labudin B. V., Popov E. V., Sopilov V. V. Stability of compressed sheathings of wood composite plate-ribbed structures. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 687. Pp. 033041. doi:10.1088/1757-899X/687/3/033041.

26. Labudin B., Popov E., Stolypin D., Sopilov V. The wood composite ribbed panels on mechanical joints. E3S Web of Conferences. 2019. Vol. 91. Pp. 02021. doi:10.1051/e3sconf/20199102021.

27. Патент на изобретение № RU 2 225 924 C2 – «Длинномерный несущий строительный элемент». Рос. Федерация: E04C 3/12 / Пятницкий А.А., Пятницкая М.М.; патентообладатель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Московский государственный строительный университет" (МГСУ); заявл. 2012.07.18; публ. 2012.12.20 г.

28. Патент на изобретение № SU 84267 A1 – «Деревянная балка с металлической арматурой». Авторское свидетельство СССР № 84267 п. класс: E04C 3/18 / Поберезкин К.А.; патентообладатель Поберезкин К.А.; заявл. 1949.07.26 г.; публ. 1950.10.10 г.

29. Патент на изобретение № RU 171490 U1 – «Деревянная балка». Рос. Федерация: E04C 3/12 / Веселов В.В.; патентообладатель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I»; заявл. 2017.02.22 г.; публ. 2017.06.02 г.

30. Патент на изобретение № RU 2 535 865 C1 – «Бипластмассовая балка». Рос. Федерация: E04C 3/07 / Жаданов В.И., Дмитриев П.П., Украинченко Д.А.; патентообладатель Автономная некоммерческая организация научно-технологический парк Оренбургского государственного университета "Технопарк ОГУ" (АНО "Технопарк ОГУ") ; заявл. 2013.10.09 г.; публ. 2014.12.20 г.

31. Kreher K., Natterer J., Natterer J. Timber-glass-composite girders for a hotel in Switzerland. Structural Engineering International. 2004. Vol. 14. Pp. 149-151. doi.10.2749/101686604777963964.

32. McConnell E., McPolin D., Taylor S. Post-tensioning of glulam timber with steel tendons. Construction and Building Materials. 2014. Vol. 73. Pp. 426-433. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.09.079

33. Nowak T. Strength enhancement of timber beams using steel plates – Review and experimental tests. Drewno. 2016. Vol. 59. Pp. 75-90. doi:10.12841/wood.1644-3985.150.06.

34. Патент на изобретение № RU 2 225 924 C2 – «Длинномерный несущий строительный элемент». Рос. Федерация: E04C 3/292 / Шабля В.Ф., Кривицкий В.Г., Шапиро Г.И.; патентообладатели Шабля В.Ф., Кривицкий В.Г., Шапиро Г.И.; заявл. 2002.04.16 г.; публ. 2004.03.20 г.

35. Jasieńko, J., Nowak, T. Solid timber beams strengthened with steel plates – Experimental studies. Construction and Building Materials. 2014. Vol. 63. Pp. 81-88. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.04.020.

REFERENCES

1. Kiselev S. V., Blokhin A. V., Dulevich A. F. Lentochnye pily s povyshennoy dolgovechnostyu polotna [Band saws with increased blade durability]. Actual problems of the forest complex. 2016. No. 46. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/lentochnye-pily-s-povyshennoy-dolgovechnostyu-polotna (date of access: 03/24/2023). (rus).

2. Zhuravleva L. N., Devyatlovskaya A. N. Osnovnye napravleniya ispolzovaniya drevesnykh ot-khodov [The main directions of the use of wood waste]. Actual problems of the forestry complex. 2007. No. 18. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/osnovnye-napravleniya-ispolzovaniya-drevesnyh-othodov (date of access: 03/06/2023). (rus).

3. Spitsyn I. N. Analiz ustoychivosti i napryazhennogo sostoyaniya lentochnykh pil dlya raskroya drevesiny [Analysis of the stability and stress state of band saws for cutting wood]. Actual problems of the forest complex. 2011. No. 29. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/analiz-ustoychivosti-i-napryazhennogo-sostoyaniya-lentochnyh-pil-dlya-raskroya-drevesiny (date of access: 03/06/2023). (rus).

4. Vorobyov A. A., Spitsyn I. N., Kravchenko N. V., Ochirova L. A., Filippov Yu. A. Issledovanie vliyaniya vibratsii mekhanizma rezaniya derevorezhushchego lentochnopilnogo stanka na kachestvo poverkhno-sti drevesiny [Investigation of the influence of vibration of the cutting mechanism of a wood-cutting band saw machine on the quality of the wood surface]. Successes of modern science. 2017. Vol. 4. No. 4. Pp. 178-184. (rus).

5. Luca V. De., Marano C. Prestressed glulam timbers reinforced with steel bars. Construction and Building Materials. 2012. Vol. 30. Pp. 206-217. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.11.016. URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061811006465.

6. Peixoto, L. S., Soriano, J., Mascia, N. T., Pellis, B. P. Bending behavior of steel bars reinforced glulam beams considering the homogenized cross section. Wood Material Science and Engineering. 2021. Vol. 17. Pp. 1-7. doi:10.1080/17480272.2021.1900392.

7. Gribanov A. S., Rimshin V. I., Roshchina S. I. Experimental investigations of composite wooden beams with local wood modification. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 687. Pp. 033039. doi:10.1088/1757-899X/687/3/033039.

8. Yang H., Liu W., Lu W., Zhu S., Geng Q. Flexural behavior of FRP and steel reinforced glulam beams: Experimental and theoretical evaluation. Construction and Building Materials. 2016. Vol. 106. Pp 550-563. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.12.135.

9. Novosel A., Sedlar T., Čizmar D., Turkulin H., Živković V.. Structural reinforcement of bi-directional oak-wood lamination by carbon fibre implants. Construction and Building Materials. 2021. Vol. 287. Pp. 123073. doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.123073.

10. Işleyen Ü. K., Kesik H. İ. Experimental and numerical analysis of compression and bending strength of old wood reinforced with CFRP strips. Structures. 2021. Vol. 33. Pp. 259-271. doi:10.1016/j.istruc.2021.04.070.

11. Koshcheev, A. A. Roshchina S. I. Effektivnost pryamolineynogo armirovaniya derevyannykh ba-lok perekrytiy stalnoy trosovoy armaturoy bez predvaritelnogo natyazheniya [Efficiency of rectilinear reinforcement of wooden floor beams with steel cable reinforcement without pretensioning. Systems. Methods. Technologies. 2021. No. 2 (50). Pp. 100-105. doi:10.18324/2077-5415-2021-2-100-105. (rus).

12. Lukina, A. V., Sergeev M. S. Issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya kom-pozitnykh derevyannykh balok [Study of the stress-strain state of composite wooden beams]. Safety of the construction fund of Russia. Problems and Solutions: Proceedings of the International Academic Readings. 2021. Pp. 183-190. (rus).

13. Uchimura K., Shioya S., Hira T. An innovative hybrid timber structure in japan: Experiments on the long term behavior in beam. Paper presented at the WCTE 2016 – World Conference on Timber Engineering. 2016.

14. Granholm H. Armerat Tra Reinforced Timber. 1954. 98 p.

15. Granholm H. Swedjebackens valswerks aktiebolag. 1944. No 111150, 37, 301.

16. Turkovsky S.B., Pogoreltsev A.A., Nazarov Yu.P. Effektivnost nesushchikh kleenykh dere-vyannykh konstruktsiy v seysmicheskikh rayonakh stroitelstva [Efficiency of load-bearing glued wooden structures in seismic areas of construction]. Industrial and civil construction. 2009. No. 10. Pp. 10-13. (rus).

17. Turkovskiy S. B., Pogoreltsev A. A., Nikolaev V. G. Fizkulturno-ozdorovitelnye kom-pleksy Moskvy s derevyannymi stropilnymi sistemami pokrytiy [Physical culture and recreation complexes of Moscow with wooden roof systems of coverings]. Building materials, equipment, technologies of the XXI century. 2008. No 8. Pp. 70-72. (rus).

18. Pogoreltsev A. A., Pyatikrestovkiy K. P. Obosnovanie normiruemykh znacheniy moduley uprugosti pri raschetakh derevyannykh konstruktsiy [Substantiation of normalized values of elastic modulus in calculations of wooden structures]. Industrial and civil construction. 2013. No. 10. Pp. 33-35. (rus).

19. Shchuko S. A., Smirnov A. V., Evdokimov A. V. Optimalnoe armirovanie kleenykh derevyannykh balok na chasti dliny [Optimal reinforcement of glued wooden beams for parts of the length]. Abstracts of the scientific and technical conference "Improving the quality of road construction in the Non-Chernozem zone of the RSFSR". 1987. (rus).

20. Patent for invention No. SU 958612 A1 – "Derevyannaya balka" ["Wooden beam"]. Copyright certificate of the USSR No. 3008532, cl; E04C 3/22, 1982 / Skiba V. I., Shutov G. I., Shalkevich E. B.; patent holder of the Belarusian Order of the Red Banner of Labor Technological Institute named after S. M. Kirov; application 26.11.1980; publ. 15.09.1982. (rus).

21. Utility model patent No. RU 176996 U1 – "Derevyannaya balka" ["Glued beam"]. Grew up. Federation: E04C 3/12 / Bokarev S.A., Murovanniy I.Yu.; patent holder Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education "Siberian State University of Ways of Communication"; application 2017.06.19; publ. 2018.02.06. (rus).

22. Gribanov A. S., Roshchina S. I., Popova M. V., Sergeev M. S. Laminar polymer composites for wooden structures. Magazine of Civil Engineering. 2018. Vol. 83. Pp. 3-11. doi:10.18720/MCE.83.1.

23. Roshchina S., Lukin M., Lisyatnikov M., Koscheev A. The phenomenon for the wood creep in the reinforced glued wooden structures. MATEC Web of Conference. 2018. Vol. 245. Pp. 03020. doi:10.1051/matecconf/201824503020.

24. Labudin B. V., Popov E. V., Nikitina T. A. Notes for calculated resistance to tension for laminated wood. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 687. Pp. 033028. doi:10.1088/1757-899X/687/3/033028.

25. Labudin B. V., Popov E. V., Sopilov V. V. Stability of compressed sheathings of wood composite plate-ribbed structures. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 687. Pp. 033041. doi:10.1088/1757-899X/687/3/033041.

26. Labudin B., Popov E., Stolypin D., Sopilov V. The wood composite ribbed panels on mechanical joints. E3S Web of Conferences. 2019. Vol. 91. Pp. 02021. doi:10.1051/e3sconf/20199102021.

27. Patent for invention No. RU 2 225 924 C2 – "Dlinnomernyy nesushchiy stroitelnyy element" ["Long-bearing construction element"]. Rus. Federation: E04C 3/12 / Pyatnitsky A. A., Pyatnitskaya M. M.; patent holder Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Professional Education "Moscow State University of Civil Engineering" (MGSU); application 2012.07.18; publ. 2012.12.20. (rus).

28. Patent for invention No. SU 84267 A1 – "Derevyannaya balka s metallicheskoy armaturoy" ["Wooden beam with metal reinforcement"]. Copyright certificate of the USSR No. 84267 P. class: E04C 3/18 / Poberezkin K. A.; patent holder Poberezkin K. A.; application 1949.07.26; publ. 1950.10.10. (rus).

29. Patent for invention No. RU 171490 U1 – "Derevyannaya balka" ["Wooden beam"]. Rus. Federation: E04C 3/12 / Veselov V. V.; patent holder Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Professional Education "St. Petersburg State University of Ways of Communication of Emperor Alexander I"; application 2017.02.22; publ. 2017.06.02. (rus).

30. Patent for invention No. RU 2,535,865 C1 – "Biplastmassovaya balka" ["Biplastic mass beam"]. Rus. Federation: E04C 3/07 / Zhadanov V. I., Dmitriev P. P., Ukrainchenko D. A.; patent holder Autonomous Non-commercial organization Scientific and Technological Park of Orenburg State University "Technopark OSU" (ANO "Technopark OSU") ; application 2013.10.09; publ. 2014.12.20. (rus).

31. Kreher K., Natterer J., Natterer J. Timber-glass-composite girders for a hotel in Switzerland. Structural Engineering International. 2004. Vol. 14. Pp. 149-151. doi.10.2749/101686604777963964.

32. McConnell E., McPolin D., Taylor S. Post-tensioning of glulam timber with steel tendons. Construction and Building Materials. 2014. Vol. 73. Pp. 426-433. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.09.079

33. Nowak T. Strength enhancement of timber beams using steel plates – Review and experimental tests. Drewno. 2016. Vol. 59. Pp. 75-90. doi:10.12841/wood.1644-3985.150.06.

34. Patent for invention No. RU 2 225 924 C2 – "Dlinnomernyy nesushchiy stroitelnyy element" ["Long-bearing construction element"]. Rus. Federation: E04C 3/292 / Shablya V. F., Krivitsky V. G., Shapiro G. I.; patent holders Shablya V. F., Krivitsky V. G., Shapiro G. I.; application 2002.04.16; publ. 2004.03.20. (rus).

35. Jasieńko, J., Nowak, T. Solid timber beams strengthened with steel plates – Experimental studies. Construction and Building Materials. 2014. Vol. 63. Pp. 81-88. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.04.020.

Информация об авторах:

Коршаков Антон Валерьевич
ФГБОУ ВО «Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых», г. Владимир, Россия,
аспирант кафедры строительных конструкций.
E-mail: 89106700238@mail.ru

Лисятников Михаил Сергеевич
ФГБОУ ВО «Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых», г. Владимир, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительных конструкций.
E-mail: mlisyatnikov@mail.ru

Лукин Михаил Владимирович
ФГБОУ ВО «Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых», г. Владимир, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительных конструкций.
E-mail: mihail_lukin_22@mail.ru

Рощина Светлана Ивановна
ФГБОУ ВО «Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых», г. Владимир, Россия,
доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительных конструкций.
E-mail: rsi3@mail.ru

Information about authors

Korshakov Anton V.
Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, Vladimir, Russia,
assistant of the department of building construction.
E-mail: 89106700238@mail.ru

Lisyatnikov Mikhail S.
Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, Vladimir, Russia,
candidate of technical science, associated professor of the department of building construction.
E-mail: mlisyatnikov@mail.ru

Lukin Mikhail V.
Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, Vladimir, Russia,
candidate of technical science, associated professor of the department of building construction.
E-mail: mihail_lukin_22@mail.ru

Roschina Svetlana I.
Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, Vladimir, Russia,
doctor of technical sciences, professor, head of the department of building structures.
E-mail: rsi3@mail.ru

УДК 69.04 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-49-63

В.И. ТРАВУШ[1], П.Д. АРЛЕНИНОВ[2,3], М.А. ДЕСЯТКИН[4], А.Н. ИВАЩЕНКО[4], П.С. КАЛМАКОВА[2,3], С.С. КАПРИЕЛОВ[2], Д.В. КОНИН[5], А.С. КРЫЛОВ[5], С.Б. КРЫЛОВ[2], И.А. ЧИЛИН[2], А.В. ШЕЙНФЕЛЬД[2]

[1]ЗАО «ГОРПРОЕКТ», г. Москва, Россия

[2]Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

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

[4]ООО «Инфорспроект», г. Москва, Россия

[5]Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) имени В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБРАЗЦОВ

Аннотация. *В статье приводятся результаты исследования ползучести и усадки сталежелезобетонных образцов. Для этого были проведены параллельные испытания образцов, выполненных из одного класса бетона, но с разным армированием. Исследовались бетонные образцы, образцы, армированные каркасами из стержневой арматуры и сталежелезобетонные образцы с внешним листовым армированием. Испытания проводились в климатических помещениях с использованием пружинных установок для поддержания неизменной нагрузки, действующей на образцы в течении длительного времени. Нагрузка на образы подбиралась из расчета равенства напряжений в бетоне во всех сериях образцов. Образцы испытывались как гидроизолированные, так и не гидроизолированные, оценивалось влияние гидроизоляционного покрытия на деформации усадки и ползучести для разных серий образцов. Для снятия информации была разработана система, позволяющая помимо продольных деформаций усадки и ползучести определить поперечные деформации, продольные деформации по граням образца для определения влияния арматуры и стали внешнего листа, оценить изменение продольных деформация от центра образца к его краям, отдельно оценить деформации бетона и стального листа в сталежелезобетонных образцах.*

Анализ результатов позволил сравнительную оценку влияния обычной стержневой арматуры, а также стального листа сталежелезобетонных образцов на деформации ползучести и усадки, также была произведена оценка влияния гидроизоляционного покрытия на результаты испытаний в разных сериях. По результатам проведенной работы сформулированы расширенные требования к экспериментально-теоретическим исследованиям сталежелезобетонных образцов с внешним листовым армированием по определению их расчетных жесткостей.

Ключевые слова: *бетон, железобетон, сталежелезобетон, ползучесть, усадка.*

V.I. TRAVUSH[1], P.D. ARLENINOV[2,3], M.A. DESYATKIN[4], A.N. IVASCHENKO[4], P.S. KALMAKOVA[2,3], S.S. KAPRIELOV[2], D.V. KONIN[5], A.S. KRYLOV[5], S.B. KRYLOV[2], I.A. CHILIN[2], A.V. SHEINFELD[2]

[1]GORPROJECT, Moscow, Russia

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

[3]National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

[4]Inforsproekt, Moscow, Russia

[5] JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia

CREEP BEHAVIOUR OF STEEL-REINFORCED CONCRETE SPECIMENS

© Травуш В.И., Арленинов П.Д., Десяткин М.А., Иващенко А.Н., Калмакова П.С., Каприелов С.С., Конин Д.В., Крылов А.С., Крылов С.Б., Чилин И.А., Шейнфельд А.В., 2024

Abstract. *The paper presents the results of investigation of creep and shrinkage of steel-reinforced concrete specimens. For this purpose, parallel tests of specimens made of the same class of concrete but with different reinforcement were carried out. Concrete specimens, specimens reinforced with bar reinforcement frames and steel reinforced concrete specimens with external sheet reinforcement were investigated. The tests were carried out in climatic rooms using spring setups to maintain a constant load acting on the specimens over time. The load on the specimens was selected based on the equality of stresses in the concrete in all series of specimens. The specimens were tested both waterproofed and non-waterproofed, and the effect of waterproofing coating on shrinkage and creep strains was evaluated for different series of specimens. A system was developed to capture information. which allows, in addition to longitudinal shrinkage and creep deformations, to determine transverse deformations, longitudinal deformations along the faces of the specimen to determine the influence of reinforcement and steel of the outer plate, to evaluate the change in longitudinal deformations from the center of the specimen to its edges, to evaluate separately the deformations of concrete and steel plate in steel-reinforced concrete specimens.*

The analysis of the results allowed a comparative assessment of the influence of conventional bar reinforcement as well as steel sheet of steel-reinforced concrete specimens on creep and shrinkage deformations; the influence of waterproofing coating on the test results in different series was also assessed. Based on the results of this work, extended requirements for experimental and theoretical studies of steel-reinforced concrete specimens with external sheet reinforcement to determine their design stiffnesses were formulated.

Keywords: *concrete, reinforced concrete, steel-reinforced concrete, creep, shrinkage*

Введение

В настоящее время происходит быстрое развитие композитной сталежелезобетонной конструкции в виде бетонных стен с внешним листовым армированием [2-3]. В данной статье речь пойдет про длительные испытания сталежелезобетонных образцов, моделирующих сталежелезобетонную конструкцию с внешним листовым армированием, которое может дополнять обычную стержневую арматуру или может ее заменять. Совместная работа с бетоном и анкеровка (крепление) внешнего листового армирования осуществляется с помощью стад-болтов с равным шагом, расположенных по внутренней поверхности стального листа. Такие элементы конструкций применяются в России в атомной отрасли и в качестве основных несущих элементов высотных зданий за рубежом [6-22]. В некоторых видах конструкций в России листовая арматура используется просто как несъемная опалубка и не учитывается, как элемент армирования ввиду отсутствия обширных исследований на эту тему.

В действующих российских нормативных документах СП 63.133330 и СП 266.1325800 [4-5] указаний по расчету и проектированию таких конструкций не приведено. Исследования работы сталежелезобетонных конструкций с листовым армированием при действии кратковременных конструкций будут опубликованы отдельно, а в рамках данной статьи рассмотрим их работу при длительно действующих нагрузках. Основной изучаемой характеристикой при этом будет ползучесть. Этот фактор является одним из важнейших при учете деформаций для высотных зданий во времени, так, например для самого высокого в настоящий момент здания мира Бурдж-Халифа (рисунок 1), каркас которого выполнен в монолитном железобетоне, расчетные деформации ползучести через 30 лет после начала строительства составят 60% от общей вертикальной деформации [1].

При учете этапности возведения картина сильно меняется, но в абсолютных значениях цифры вертикальных деформаций могут быть достаточно большими и неучет их с большой вероятностью приведет к непрогнозируемым последствиям. Чтобы выполнить такие расчеты необходимо в первую очередь знать основные характеристики ползучести сталежелезобетонных элементов, экспериментальному определения которых и посвящена данная статья.

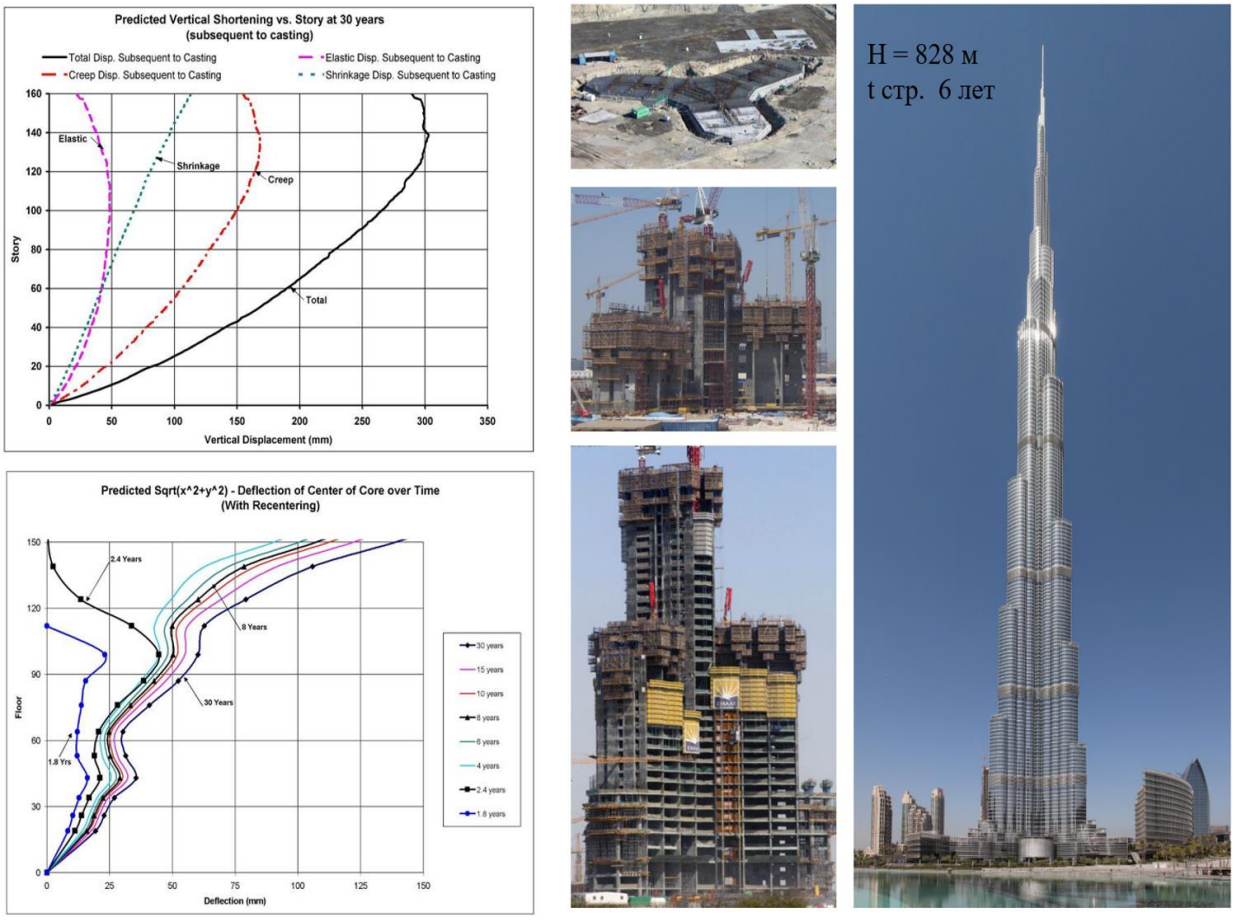


Рисунок 1 - Расчетный прогноз на 30 лет продольных и поперечных деформаций небоскреба Бурдж-Халифа [1]

Модели и методы

Для понимания, как деформируется под длительно действующей нагрузкой сталежелезобетонный элемент конструкции с внешним листовым армированием необходимо для начала оценить влияние стального листа на общие деформации элемента и чем деформативность такой конструкции будет отличаться от стандартной железобетонной, армированной стержневой арматурой. Для решения поставленной задачи был подготовлен комплексный эксперимент, в рамках которого испытываются образцы одинакового размера, изготовленные одновременно из бетона одного состава, но отличающиеся армированием. Типоразмер образцов был выбран 150х150х600 мм для возможности разместить арматуру, бетон класса В100 на базальтовом заполнителе с повышенным значением модуля деформации (50 ГПа). Класс бетона принят высоким, поскольку область применения таких конструкций – это специальное строительство, в рамках которого возводятся сложные и уникальные здания и применяются материалы с наилучшими характеристиками. Было подготовлено три серии образцов: бетонные образцы без арматуры; образцы с классическим армированием, в виде сварных каркасов из четырех стержней и хомутов поперечного армирования; образцы, моделирующие сталежелезобетонный элемент конструкции с внешним листовым армированием в виде двух стальных пластин, анкеруемых в бетон посредством болтов с гайкой на свободном конце, имитирующих стад-болты. Крепление болта к листу осуществляется в заранее просверленные отверстия двумя гайками с шайбами с двух сторон листа. Процент армирования для железобетонного образца со стержневым армированием составляет 0,88%, с листовым 4%. Схемы армирования образцов различных серий приведены на рисунке 2, процесс подготовки к заливке показан на рисунке 3.

Основная группа образцов гидроизолировалась от воздуха и влагообмена с окружающей средой для моделирования состояния реальной конструкции. Перед подготовкой образцов под испытания были проведены дополнительные исследования различных типов гидроизоляционного покрытия. При проведении эксперимента в итоге была выбрана комбинированная гидроизоляция, состоящая из трех слоев битума и липкой ленты в качестве верхнего слоя (рисунок 6). Всего в каждой серии было залито 12 образцов – 3 из них гидроизолировались и испытывались до разрушения с предварительным определением начального модуля упругости и коэффициента Пуассона в проектном возрасте, 3 гидроизолировались и устанавливались в пружинные установки на длительную нагрузку для испытаний на ползучесть, 3 образца гидроизолировались и использовались для определения деформаций усадки, 3 дополнительных контрольных образца не гироизолировались, и использовались для определения усадочных деформаций до момента загружения основной группы образцов, затем два из них устанавливались в пружинные установки для испытания на ползучесть, один использовался для фиксации усадочных деформаций для последующего вычленения из общих деформаций ползучести.

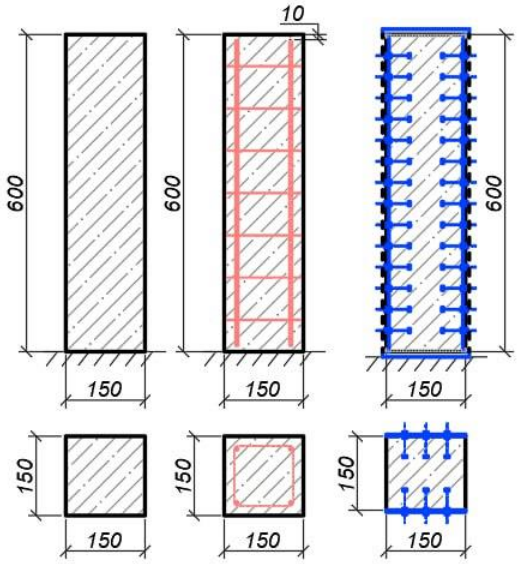


Рисунок 2 - Схемы армирования различных серий образцов

В соответствии с ГОСТ 24544 при испытаниях по определению ползучести бетона образцы должны испытываться в установках, в которых возможно поддержание постоянной нагрузки в течении длительного времени и равной 30% от разрушающей. Величина в 30% обусловлена с одной стороны необходимостью проводить испытания в зоне линейной деформации бетона (примерно при нагрузках до 50% от разрушающей), с другой стороны нагрузка должна быть достаточно большой для исключения влияния процессов обжатия, выхода кривой деформирования образца в линейную область. Предварительные экспериментальные исследования на бетонах применяемого состава показали, что выход в линейную область обеспечивается уже после 9% от разрушающей нагрузки, поэтому оптимальной нагрузкой при которой можно определить все особенности поведения бетона при испытаниях на ползучесть является диапазон 15-20% от разрушающей нагрузки, поскольку нагрузки большой величины учитывая размеры образцов 150х150 мм, высокий класс бетона и наличие стали, приложить на длительное время крайне затруднительно.

Одной из задач, которую необходимо было решить перед проведением эксперимента это определение длительной нагрузки, под которой будут испытываться образцы. Предварительно было рассмотрено несколько вариантов выбора такой нагрузки:

А. Одинаковая нагрузка на образцах всех серий поскольку они имеют одинаковый размер поперечного сечения, для определения наиболее выигрышного варианта в части минимизации деформаций ползучести и определения величины «выигрыша».

Б. Различная нагрузка для каждой серии образцов, равная средней разрушающей нагрузки (отличается для каждой серии) умноженный на одинаковый коэффициент (в пределах 0,15-0,20 как было описано выше).

В. Различная нагрузка для каждой серии образцов, рассчитанная таким образов – бетонный образец принимается за базовый с условной нагрузкой 0,15 от разрушающей, для остальных образцов вычисляется повышающий коэффициент из соотношения прочностей металла и бетона. Предполагается, что перед разрушением стальной лист внешней облицовки и арматура воспримут часть нагрузки, пропорционально своей прочности и площади сечения, соответственно при проведении длительных испытаний по определению ползучести принимается доля этой нагрузки. Этот вариант принципиально отличается от варианта Б тем, что экспериментально определяется только разрушающая нагрузка бетонной призмы, а разрушающие нагрузки сталежелезобетонной и армированной – вычисляются, такой способ минимизирует масштабный фактор при переходе от конструкции к образцу в части подбора параметров стального листа и арматуры.

Г. Различная нагрузка для каждой серии образцов, подобранная из равенства напряжений в бетоне во время проведения испытаний, при этом распределение общей нагрузки на образец между бетоном и сталью (для сталежелезобетонного и армированного образца соответственно) принимается по соотношению жесткостей бетона и стали соответственно.

Каждый из перечисленных вариантов можно использовать для решения тех или иных научных и инженерных задач, в нашем случае использовался вариант Г. Ниже приведен алгоритм расчета сжимающей нагрузки для бетонных и сталежелезобетонных образцов с внешним листовым армированием.

По результатам испытаний серии бетонных и сталежелезобетонных образцов до разрушения были получены следующие значения разрушающей нагрузки:

$F_{СЖБ-1}$ = 236 т (сталежелезобетонный образец №1), $F_{Б-1}$ = 215 т (образец бетона №1),
$F_{СЖБ-2}$ = 260 т (сталежелезобетонный образец №1), $F_{Б-2}$ = 229 т (образец бетона №2),
$F_{СЖБ-3}$ = 240 т (сталежелезобетонный образец №1), $F_{Б-3}$ = 240 т (образец бетона №3)

$$F_{СЖБ\ ср} = \frac{F_{СЖБ-1}+F_{СЖБ-2}+F_{СЖБ-3}}{3} = 245{,}3\ т \quad или \quad 2405{,}9\ кН \qquad (1)$$

В предположении, что при сжатии сталежелезобетонного элемента сжимающее усилие распределится между сталью и бетоном пропорционально их жесткостям (в реальности распределение будет несколько другим, но близким по соотношению, поэтому также учитывая невысокий уровень напряжений в образце, этим можно пренебречь), решая систему уравнений относительно усилия в стальном листе определим также усилие в бетоне:

$$\begin{cases} \frac{E_S \cdot A_S}{E_b \cdot A_b} = \frac{N_S}{N_b} \\ N_S + N_b = F \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_S = \frac{F}{1+\left(\frac{E_b \cdot A_b}{E_S \cdot A_S}\right)} \\ N_b = F - N_S \end{cases} \qquad (2)$$

Зная значения модуля упругости материалов и размеры их сечений, определим N_S и N_b

$$N_S = 352{,}5\ кН \qquad N_b = 2053{,}4\ кН \qquad (3)$$

Введем коэффициент распределения усилий между бетоном и арматурой

$$К_р = \frac{N_b}{N_S} = 5{,}825 \qquad (4)$$

Подбираем коэффициент перехода $К_{СЖБ}$ от разрушающей нагрузки к длительной нагрузке при проведении испытаний из граничного значения 45 тонн для сталежелезобетонного образца (возможности пружинной установки) и целому числу в барах в соответствии с предварительной тарировкой домкрата.

$$F_{СЖБ\ дл} = К_{СЖБ} \cdot F_{СЖБ\ ср} = 0{,}172 \cdot F_{СЖБ\ ср} = 42{,}2\ т \quad или \quad 413{,}8\ кН \qquad (5)$$

$$N_{b\ дл} = \frac{F_{СЖБ\ дл}}{1+\frac{1}{K_р}} = 353{,}2\ кН \quad \sigma_b^{СЖБ}{}_{дл} = \frac{N_{b\ дл}}{15 \cdot 14{,}4} = 1{,}64\ кН/см^2 \qquad (6)$$

$$F_{Б\ ср} = \frac{F_{Б-1}+F_{Б-2}+F_{Б-3}}{3} = 228\ т \quad или \quad 2235{,}9\ кН \qquad (7)$$

$$\sigma_b^{Б} = \frac{F_{Б\ ср}}{15^2} = 9{,}9\ кН/см^2 \qquad (8)$$

Из равенства напряжений в бетонном и сталежелезобетонном образце определим коэффициент перехода от разрушающей нагрузки к длительной для бетонного образца и длительную нагрузку на образец

$$K_Б = \frac{\sigma_b^{СЖБ}{}_{дл}}{\sigma_b^{Б}} = 0{,}164 \quad K_Б \cdot F_{Б\ ср} = 37{,}5\ т \qquad (9)$$

Съем информации с образцов производился с использованием электронного деформометра, работающего по принципу «DEMEC Mechanical Strain Gauge» с определением расстояния между метками, закрепленными на образце, с точностью измерения до 0,001 мм (рисунок 7). Стандартные измерения приращения деформаций при проведении испытаний на ползучесть и усадку бетона осуществляются по каждой грани образца вдоль длинной стороны на зафиксированной базе измерения – для образцов размерами 150х150х600 мм в соответствии с ГОСТ 245444 и ГОСТ 24452 база измерения должны быть не менее 100 мм и не более 400 мм.

В рамках проведения данного исследования были размещены дополнительные контрольные метки для снятия показаний, позволяющие помимо определения вертикальных деформаций в соответствии с требованиями указанных стандартов на фиксированной базе определить:

- максимальные поперечные деформации для определения длительного коэффициента поперечной деформации – Пуассона),
- продольные деформации по граням образца для определения влияния арматуры и стали внешнего листа,
- дополнительные метки с разной базой в средней части образца для оценки величины осреднения продольных деформация от центра образца краям,
- метки, установленные на стальной лист для определения деформаций стального листа и определение разницы в деформациях металла и бетона (если такая есть) в сталежелезобетонных образцах.

Схема расстановки меток, а также фотографии снаряженного образца приведены на рисунках 4-5. Метки приклеивались до устройства гидроизоляционного покрытия.

Рисунок 3 - Процесс заливки форм образцов-призм для испытаний по определению деформаций усадки и ползучести

Рисунок 4 - Процесс наклеивания меток для определения деформаций усадки и ползучести

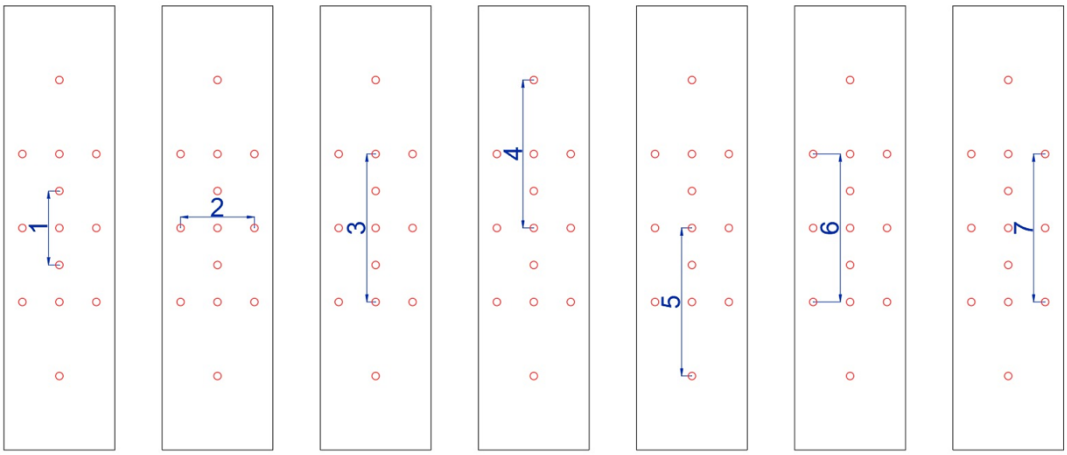


Рисунок 5 - Схема расположения меток га образцах-призмах

Рисунок 6 - Процесс подготовки образцов для проведения испытаний по определению деформаций усадки и ползучести в части нанесения гидроизоляционного покрытия и удаления монтажных ребер

Рисунок 7 - Электронный тензометрический датчик MSM31-200 мм Процесс снятия показаний с образцов-призм при проведении испытаний по определению деформаций усадки и ползучести

Результаты исследования и анализ

В настоящий момент испытания продолжаются (в пружинных установках образцы под нагрузкой находятся 60 суток, испытания по определению усадки продолжаются уже 115 суток), планируемый общий срок проведения испытаний от 6 месяцев (требования ГОСТ 244544) до года, в зависимости от затухания кривой деформирования. На рисунке 8 приведены сводные графики усадки по образцам различных серий. Анализируя графики видно, что в целом деформации бетонных образцов и образцов, армированных каркасами достаточно близки, но все же за счет сдерживающего фактора, которым является арматурный каркас общие деформации армированных образцов меньше. Стальной лист в сталежелезобетонных образцах оказывает большее влияния на усадочные деформации, уменьшая их. Анализируя влияние гидроизоляции, можно сделать вывод, что деформации усадки для гидроизолированных и не гидроизолированных образцов различных серий отличаются. Для бетонных образцов-призм разница в деформации усадки составила 16%, для армированных образцов – 20%, для сталежелезобетонных – 1%, что является крайне интересным результатом, поскольку получается стеснение от стального листа практически перекрывает влияние гидроизоляционного покрытия свободных от листа граней. Также можно отметить, что графики усадки имеют затухающий характер, что свидетельствует о том, что в ближайшем будущем графики гидроизолированных и не гидроизолированных образцов не сойдутся в единую прямую (в ряде исследований было зафиксировано нивелирование влияние гидроизоляции на большом сроках испытания).

При анализе графиков первых результатов по деформациям ползучести видно (сводные графики деформаций приведены на рисунке 9, 10), что арматурные каркасы еще меньше оказывают влияние на общее деформирование образца в сравнении с цельно бетонными образцами, кривые деформирования практически совпадают, что касается деформирования сталежелезобетонных образцов то в среднем их деформации на 33% ниже, что свидетельствует о значительном сдерживающем факторе стального листа.

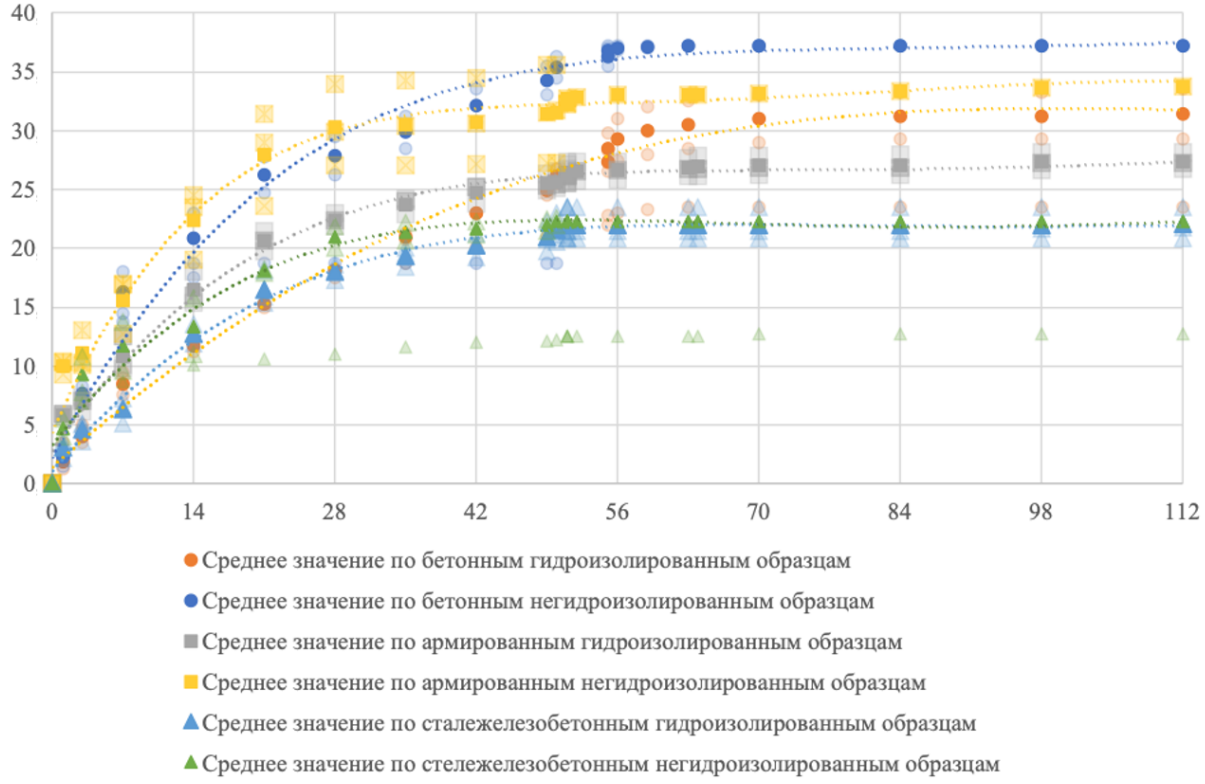


Рисунок 8 – Графики зависимости относительной деформаций усадки (*10^{-5}) от времени (сут) для образцов с различным типом армирования

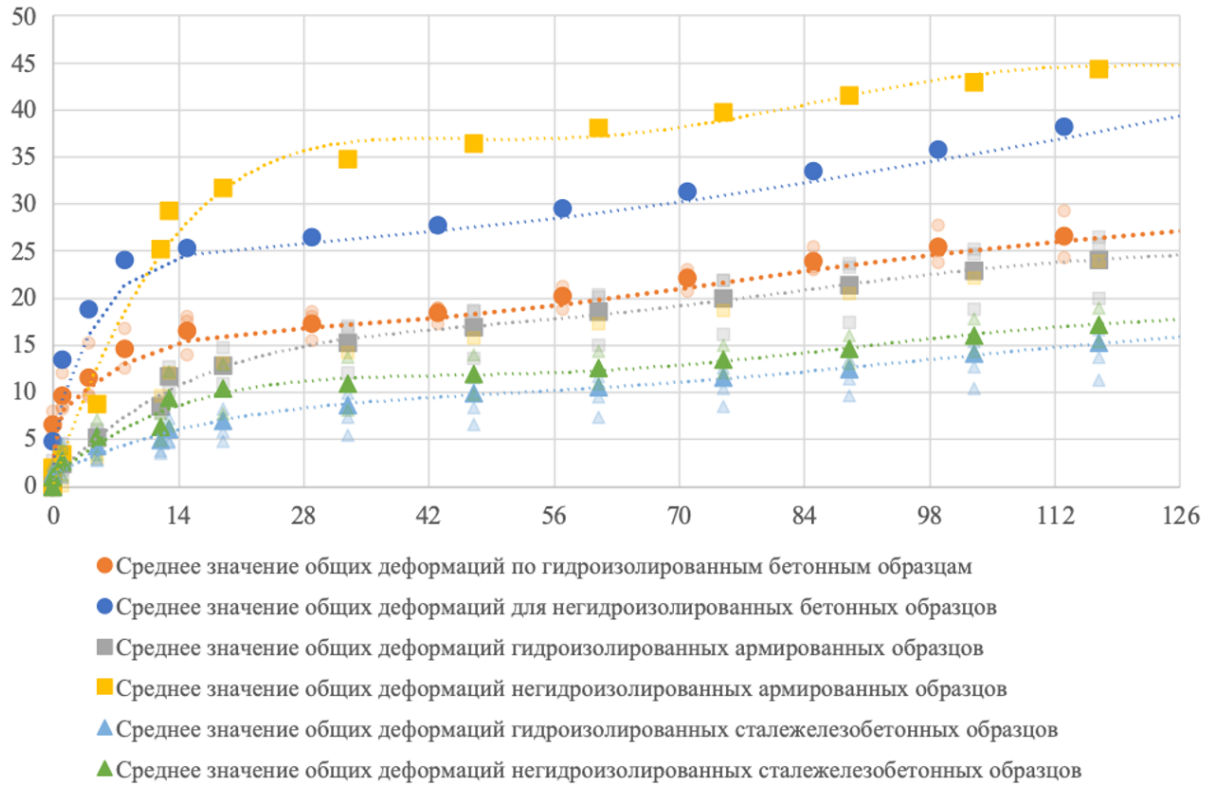


Рисунок 9 - Графики зависимости относительной деформаций ползучести и усадки (*10^{-5}) от времени (сут) для образцов с различным типом армирования

Рисунок 10 – Процесс испытания образцов (параллельные испытания бетонных, армированных, сталежелезобетонных образцов) под длительной нагрузкой в пружинных установках в климатическом помещении

Выводы

1. В рамках исследования была проведена большая экспериментально теоретическая работа по изучению деформирования сталежелезобетонных образцов во время длительных испытаний. В рамках данного комплексного исследования в общей сложности было испытано более 40 образцов, включая подготовительные работы.

2. Несмотря на то, что испытания еще продолжаются уже получены кривые деформирования различных образцов (бетонные, армированные, сталежелезобетонные) при определении ползучести и усадки. Выявлены характерные зависимости и особенности. После окончания эксперимента полученные данные могут использоваться для уточнения деформационных характеристик при выполнении сложных инженерных расчетов.

3. При использовании данных, полученных в результате проведенного экспериментального исследования и будущих работ, в расчетных моделях в качестве набора коэффициентов к жесткостным характеристикам необходимо в обязательном порядке учитывать масштабный фактор при переходе от испытываемых образцов к элементам реальной конструкции, так например сдерживающий фактор вертикальных деформаций в виде стального листа на реальной толстостенной конструкции может быть сильнее выражен по краям элемента (толщина стального листа внешнего листового армирования может составлять более 5 см) и наоборот в средней части такого элемента с внешним листовым армированием деформироваться будет только бетонное сечение (или армированное при наличии в нем дополнительной арматуры), но работающее в условиях условно трёхосного сжатия, продольное усилие при котором обеспечивается сжимающей нагрузкой, а боковое давление за счет сдерживающего фактора стальной обоймы.

4. Для корректного понимания и моделирования работы сталежелезобетонного элемента под длительно действующей нагрузкой необходимы комплексные исследования напряженно деформированного состояния не ограничивающимися только классическими испытаниями на сжатие.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Chiorino M.A., Carreira J. Factors Affecting Creep and Shrinkage of Hardened Concrete and Guide for Modelling // The Indian Concrete Journal. 2012. № 12(86). С.11-24.
2. Конин Д.В., Крылов А.С., Чесноков Д.А. Оценка результатов испытаний уголковых анкерных упоров на сдвиговое воздействие // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 2(295). С. 16-26.
3. Крылов А.С. Численные расчеты сталежелезобетонных балок с учетом контактного взаимодействия стального сердечника с бетоном // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2019. Т. 21. № 2. С. 175-184.
4. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Электронный ресурс]. URL: https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293732/4293732352.pdf (дата обращения: 31.01.2024)
5. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования [Электронный ресурс]. URL: https://meganorm.ru/Data2/1/4293747/4293747659.pdf (дата обращения 31.01.2024).
6. Varma A., Bhardwaj S., Al-Shawaf T. Outline of Specification for Composite SC Walls in Nuclear Facilities // Structures Congress 2015 - Proceedings of the 2015 Structures Congress.
7. Bhardwaj S., Varma A. Effect of Imperfections on the Compression Behavior of SC Walls // Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council Orlando, Florida, April 12-15, 2016.
8. Seo J., Varma A.H., Sener K., Ayhan D. Steel-plate composite (SC) walls: In-plane shear behavior, database, and design // Journal of Constructional Steel Research. 2016. Vol. 119. Pp. 202–215.
9. Zhang K., Varma A. H., Malushte S. R., Gallocher S. Effect of shear connectors on local buckling and composite action in steel concrete composite walls // Nuclear Engineering and Design. 2014. Vol. 269. Pp. 231–239.
10. Jayas B.S., Hosain M.U. Behaviour of headed studs in composite beams: push-out tests // Canadian Journal of Civil Engineering. 1988. № 15(2). Pp. 240–253.
11. Пронин Д.Г., Конин Д.В. Проблемы применения стальных и железобетонных несущих конструкций высотных зданий с точки зрения их огнестойкости // Пожаровзрывобезопасность. 2018. Т. 27. № 1. С. 50-57.
12. Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С., Крылов А.С. Отечественный и зарубежный опыт исследований работы сталежелезобетонных конструкций на внецентренное сжатие // Строительство и реконструкция. 2016. № 5(67). С. 31-44.
13. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 3(79). P. 36-44.
14. Крылов А.С. Численные расчеты сталежелезобетонных балок с учетом контактного взаимодействия стального сердечника с бетоном // Вестник Томского Государственного Архитектурно-Строительного Университета. 2019. No. 2. С. 175-184.
15. Арленинов П.Д., Крылов С.Б., Смирнов П.П. Расчетно-экспериментальные исследования изгибаемых трубобетонных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 4. С. 34-38.
16. Колчунов В.И., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Деформационные модели железобетона при особых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 8. С. 54-60.
17. Колчунов В.И., Кащавцев А.А., Андросова Н.Б. Исследование деформирования и разрушения составных железобетонных балок в запредельных состояниях // Строительство и техногенная безопасность. 2016. № 4(56). С. 76-78.
18. Колчунов В.И., Андросова Н.Б., Колчина Т.О. К анализу экспериментально-теоретических исследований живучести коррозионно повреждаемых железобетонных балочных систем с разрушением по наклонному сечению // Известия Юго-Западного государственного университета. Серия: Техника и технологии. 2012. № 2-2. С. 111-118.
19. Krylov S.B., Semenov V.A., Konin D.V., Krylov A.S., Rozhkova L.S. О новом Руководстве по проектированию сталежелезобетонных конструкций (в развитие СП 266.13330.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования) // Academia. Архитектура и строительство. 2019. No. 1. С. 99–106.
20. Травуш В.И., Шахраманьян А.М., Колотовичев Ю.А. «Лахта центр»: автоматизированный мониторинг деформаций несущих конструкций и основания // Academia. Архитектура и строительство. 2018. № 4. С. 94-108.
21. Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на внецентренное сжатие // Academia. Архитектура и строительство. 2016. № 3. С. 127-135.
22. Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С., Крылов А.С. Отечественный и зарубежный опыт исследований работы сталежелезобетонных конструкций на внецентренное сжатие // Строительство и реконструкция. 2016. № 5(67). С. 31-44.

REFERENCES

1. Chiorino M. A., Carreira J. Factors Affecting Creep and Shrinkage of Hardened Concrete and Guide for Modelling. *The Indian Concrete Journal*. 2012. No. 12(86). Pp. 11-24.
2. Konin D.V., Krylov A. S., Chesnokov D. A. Ocenka rezul'tatov ispytanij ugolkovyh ankernyh uporov na sdvigovoe vozdejstvie [Evaluation of the results of the shear impact tests of angle anchor stops]. *Stroitelnaya mekhanika i calculatsionnaya stroitel'nosti*. 2021. No. 2(295). Pp. 16-26.
3. Krylov A.S. Chislennye raschety stalezhelezobetonnyh balok s uchetom kontaktnogo vzaimodejstviya stal'nogo serdechnika s betonom [Numerical calculations of steel-reinforced concrete beams taking into account the contact interaction of steel core with concrete]. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2019. T. 21. No. 2. Pp. 175-184.
4. SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions [Online]. System requirements: https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293732/4293732352.pdf (date of reference: 31.01.2024)
5. SP 266.1325800.2016 Steel-reinforced concrete structures. Design rules [Online]. System requirements: https://meganorm.ru/Data2/1/4293747/4293747659.pdf (date of reference: 31.01.2024).
6. Varma A., Bhardwaj S., Al-Shawaf T. Outline of Specification for Composite SC Walls in Nuclear Facilities. Structures Congress 2015 - Proceedings of the 2015 Structures Congress.
7. Bhardwaj S., Varma A. Effect of Imperfections on the Compression Behaviour of SC Walls. Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council Orlando, Florida, April 12-15, 2016.
8. Seo J., Varma A. H., Sener K., Ayhan D. Steel-plate composite (SC) walls: In-plane shear behaviour, database, and design. *Journal of Constructional Steel Research*. 2016. Vol. 119. Pp. 202-215.
9. Zhang K., Varma A. H., Malushte S. R., Gallocher S. Effect of shear connectors on local buckling and composite action in steel concrete composite walls. *Nuclear Engineering and Design*. 2014. Vol. 269. Pp. 231-239.
10. Jayas B. S., Hosain M. U. Behaviour of headed studs in composite beams: push-out tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 1988. No. 15(2). Pp. 240-253.
11. Pronin D. G., Konin D.V. Problemy primeneniya stal'nyh i zhelezobetonnyh nesushchih konstrukcij vysotnyh zdanij s tochki zreniya ih ognestojkosti [Problems of application of steel and reinforced concrete load-bearing structures of high-rise buildings in terms of their fire resistance]. *Fire and explosion safety*. 2018. T. 27. No. 1. Pp. 50-57.
12. Travush V. I., Konin D. V., Rozhkova L. S., Krylov A. S. Otechestvennyj i zarubezhnyj opyt issledovanij raboty stalezhelezobetonnyh konstrukcij na vnecentrennoe szhatie [Domestic and foreign experience in research of steel-reinforced concrete structures operation under off-centre compression]. *Building and Reconstruction*. 2016. No. 5(67). Pp. 31-44.
13. Travush V. I., Konin D. V., Krylov A. S. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No. 3(79). Pp. 36-44.
14. Krylov A.S. Chislennye raschety stalezhelezobetonnyh balok s uchetom kontaktnogo vzaimodejstviya stal'nogo serdechnika s betonom [Numerical calculations of steel-reinforced concrete beams taking into account the contact interaction of steel core with concrete]. *Vestnik Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2019. No. 2. Pp. 175-184.
15. Arleninov P.D., Krylov S.B., Smirnov P.P. Raschetno-eksperimental'nye issledovaniya izgibaemyh trubobetonnyh konstrukcij [Calculation-experimental investigations of the bending pipe-concrete structures]. *Earthquake-resistant construction. Safety of constructions*. 2017. No. 4. Pp. 34-38.
16. Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Deformacionnye modeli zhelezobetona pri osobyh vozdejstviyah [Deformation models of reinforced concrete under special impacts]. *Industrial and Civil Engineering*. 2018. No. 8. Pp. 54-60.
17. Kolchunov V.I., Kashchavtsev A. A., Androsova N. B. Issledovanie deformirovaniya i razrusheniya sostavnyh zhelezobetonnyh balok v zapredel'nyh sostoyaniyah [Investigation of deformation and fracture of composite reinforced concrete beams in forbidden states]. *Construction and technogenic safety*. 2016. No. 4(56). Pp. 76-78.
18. Kolchunov V. I., Androsova N. B., Kolchina T. O. K analizu eksperimental'no-teoreticheskih issledovanij zhivuchesti korrozionno povrezhdaemyh zhelezobetonnyh balochnyh sistem s razrusheniem po naklonnomu secheniyu [To the analysis of experimental and theoretical studies of survivability of corrosion-damaged reinforced concrete beam systems with failure along the inclined section]. *Izvestia South-West State University. Series: Engineering and Technology*. 2012. No. 2-2. Pp. 111-118.
19. Krylov S. B., Semenov V. A., Konin D. V., Krylov A. S., Rozhkova L. S. On the new Guidelines for the Design of Steel-Reinforced Concrete Structures (in development of SP 266.13330.2016 Steel-Reinforced Concrete Structures. Design rules). *Academia. Architecture and Construction*. 2016. No. 1. Pp. 99-106.
20. Travush V.I., Shakhramanyan A. M. Lahta centr: avtomatizirovannyj monitoring deformacij nesushchih konstrukcij i osnovaniya ["Lakhta Centre": automated monitoring of the bearing structures and foundation deformations]. *Academia. Architecture and Construction*. 2018. No. 4. Pp. 94-108.

21. Travush V. I., Konin D. V., Rozhkova L. S. Eksperimental'nye issledovaniya stalezhelezobetonnyh konstrukcij, rabotayushchih na vnecentrennoe szhatie [Experimental Investigations of Steel-Reinforced Concrete Structures Working in Off-centre Compression]. *Academia. Architecture and Construction*. 2016. No. 3. Pp. 127-135.

22. Travush V. I., Konin D. V., Rozhkova L. S., Krylov A. S. Otechestvennyj i zarubezhnyj opyt issledovanij raboty stalezhelezobetonnyh konstrukcij na vnecentrennoe szhatie [Domestic and foreign experience in research of steel reinforced concrete structures operation under off-centre compression]. *Building and Reconstruction*. 2016. No. 5(67). Pp. 31-44.

Информация об авторах:

Травуш Владимир Ильич
ЗАО «ГОРПРОЕКТ», г. Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор, главный конструктор, заместитель генерального директора по научной работе, Вице-президент РААСН.
E-mail: travush@mail.ru

Арленинов Петр Дмитриевич
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, заместитель заведующего лаборатории Механики железобетона.
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций (ЖБК)д
E-mail: arleninoff@gmail.com

Десяткин Михаил Александрович
ООО «Инфорспроект», г. Москва, Россия,
главный конструктор.
E-mail: mdesyatkin@mail.ru

Иващенко Андрей Николаевич
ООО «Инфорспроект», г. Москва, Россия,
технический директор.
E-mail: a.ivaschenko@inforceproject.ru

Калмакова Полина Сергеевна
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
младший научный сотрудник лаборатории Механики железобетона.
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
аспирант кафедры «Строительного материаловедения».
E-mail: polina15kalmakowa@gmail.com

Каприелов Семен Суренович
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор, академик РААСН, заведующий лабораторией № 16 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство».
E-mail: kaprielov@masterbeton-mb.ru

Конин Денис Владимирович
Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) имени В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, заместитель директора по научной работе, заведующий лабораторией Высотных зданий и сооружений отдела металлических конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО "НИЦ "Строительство".
E-mail: konden@inbox.ru

Крылов Алексей Сергеевич
Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) имени В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории Высотных зданий и сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО "НИЦ "Строительство".
E-mail: kryl07@mail.ru

Крылов Сергей Борисович
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
доктор технических наук, заведующий лабораторией Механики железобетона.
E-mail: Krylov_s_b@mail.ru

Чилин Игорь Анатольевич
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
инженер, научный сотрудник лаборатории № 16 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство».
E-mail: chilin@masterbeton-mb.ru

Шейнфельд Андрей Владимирович
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
доктор технических наук, советник РААСН, заместитель заведующего лабораторией № 16 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство».
E-mail: sheynfeld@masterbeton-mb.ru

Information about authors:

Travush Vladimir Il.
GORPROJECT, Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, professor, chief designer, deputy director general for scientific work, Vice-President of RAASN.
E-mail: travush@mail.ru

Arleninov Petr D.
JSC Research Center of Construction NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia,
Candidate of Technical Sciences, Deputy Head of the Reinforced Concrete Mechanics Laboratory.
National Research Moscow State Construction University" (NIU MSCU), Moscow, Russia,
associate professor of the department of Reinforced Concrete and Masonry Structures (RCS).
E-mail: arleninoff@gmail.com

Desyatkin Mikhail Al.
Inforsproekt, Moscow, Russia,
chief designer.
E-mail: mdesyatkin@mail.ru

Ivashchenko Andrey N.
Inforsproekt, Moscow, Russia,
technical director.
E-mail: a.ivaschenko@inforceproject.ru

Kalmakova Polina S.
JSC Research Center of Construction NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia,
junior researcher of the Laboratory of Mechanics of Reinforced Concrete.
National Research Moscow State Construction University" (NIU MSCU), Moscow, Russia,
postgraduate student of the Department of "Building Materials Science".
E-mail: polina15kalmakowa@gmail.com

Kaprielov Semyon S.
JSC Research Center of Construction NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, professor, Academician of RAASN, Head of Laboratory No. 16 of the A.A. Gvozdev Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (A.A. Gvozdev Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete) of JSC SIC "Stroitelstroy".
E-mail: kaprielov@masterbeton-mb.ru

Konin Denis V.
JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia,
candidate of technical sciences, deputy director for scientific work, head of the laboratory of High-Rise Buildings and Structures of the Metal Structures Department, V.A. Kucherenko Central Research Institute of Building Structures, JSC "SIC "Stroitelstroy".
E-mail: konden@inbox.ru

Krylov Alexey S.
JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia,
candidate of technical sciences, leading researcher of the laboratory of High-Rise Buildings and Structures, V.A. Kucherenko Central Research Institute of Building Structures, JSC SIC Stroitel.
E-mail: kryl07@mail.ru

Krylov Sergey B.
JSC Research Center of Construction NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, Head of the Reinforced Concrete Mechanics Laboratory.
E-mail: Krylov_s_b@mail.ru

Chilin Igor An.
JSC Research Center of Construction NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia,
engineer, researcher of laboratory No. 16 of A.A. Gvozdev NIIZhB JSC "SIC "Stroitelstroy".
E-mail: chilin@masterbeton-mb.ru

Sheinfeld Andrey V.
JSC Research Center of Construction NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, Advisor of RAASN, Deputy Head of Laboratory No. 16 of the A.A. Gvozdev Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZhB named after A.A. Gvozdev, JSC "SIC "Stroitelstroy").
E-mail: sheynfeld@masterbeton-mb.ru

УДК 624.012.4:624.042.5:614.841.33 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-64-77

В.Е. ЛЕВИТСКИЙ[1]
[1]ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия

ДЕФОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НАГРУЖЕННОГО БЕТОНА ПРИ НЕСТАЦИОНАРНОМ НАГРЕВЕ

Аннотация. *Теория накопления повреждений в бетоне как неоднородно-хрупком материале применительно к условиям высокотемпературного резкорежимного нагрева дополнена предпосылкой об инвариантности предельных структурных напряжений, позволяющей представить развитие нелинейного компонента деформации и снижение прочности как единый процесс. Характеристикой этого процесса является коэффициент упругости (коэффициент секущего модуля) бетона, приобретающий в рассматриваемой постановке характер энтропийного параметра повреждённости материала. Следствия данной предпосылки сформулированы в виде базовых термомеханических соотношений, благодаря которым появляется возможность представить реакцию бетона на действие температуры и нагрузки как результат действия двух деградационных механизмов: испарения влаги из геля цементного камня и разрушения структурных связей с ростом температуры, которые реализуются соответственно в виде линейного и нелинейного компонентов силовой деформации.*

Предложена методика нормализации (представления в относительном к начальному значению виде) кривых развития силовых деформаций бетона, которая позволяет обоснованно разделить эти компоненты при анализе кривых деформирования и найти необходимые для их описания температурные параметры в условиях нагрева в нагруженном состоянии. Выявлено, что при той же нагрузке и температуре повышение деформативности при нагреве бетона в нагруженном состоянии по сравнению с нагружением после нагрева происходит за счёт увеличения линейного компонента при сохранении его доли в составе полной деформации, характеризуемой коэффициентом упругости, постоянной. Показано, что допущения, принятые в существующих моделях деформирования нагруженного бетона при нестационарном нагреве, являются частными решениями и определены условия, при которых их применение становимся возможным.

Ключевые слова: *бетон, огнестойкость, нагрев под нагрузкой, диаграмма деформирования, модуль упругости при нагреве, разделение компонентов деформации, модель термосилового сопротивления.*

V.E. LEVITSKY[1]
[1]Russian University of Transport, Moscow, Russia

STRAIN PARAMETERS OF LOADED CONCRETE UNDER TRANSIENT HEATING CONDITIONS

Abstract. *The theory of damage accumulation in concrete as a heterogeneous-brittle material, as applied to conditions of high-temperature, abrupt heating, is supplemented by the premise of the invariance of ultimate structural stresses, which makes it possible to imagine the development of a nonlinear component of deformation and a decrease in strength as a single process. A characteristic of this process is the elasticity coefficient (secant modulus coefficient) of concrete, which in the formulation under consideration acquires the character of an entropy parameter of material damage. The consequences of this premise are formulated in the form of basic thermomechanical relationships, thanks to which it becomes possible to consider the reaction of concrete to the action of temperature and load as a result of the action of two degradation mechanisms: evaporation of moisture from the gel of cement stone and destruction of structural bonds with increasing temperature, which are realized respectively in the form of linear and nonlinear components of force deformation.*

© *Левитский В.Е., 2024*

A method of normalization (representation in a form relative to the initial value) of the development curves of force deformations of concrete is proposed, which allows us to reasonably separate these components when analyzing the deformation curves and find the temperature parameters necessary for their description under heating conditions in a loaded state. It was revealed that at the same load and temperature, an increase in deformability when heating concrete in a loaded state compared to loading after heating occurs due to an increase in the linear component while maintaining its share in the total deformation, characterized by the elasticity coefficient, constant. It is shown that the assumptions made in existing models of deformation of loaded concrete during unsteady heating are partial solutions, and the conditions under which their use becomes possible are determined.

Keywords: *concrete, fire, transient thermal strain, thermo-mechanical behavior, explicit and implicit constitutive model, load induced thermal strain, master curve LITS.*

Введение

Достоверность результатов расчёта огнестойкости железобетонных конструкций, для которых характерен интенсивный прогрев бетона сжатой зоны, во многом зависит от соответствия принятых параметров связи напряжений и деформаций бетона его действительным условиям работы в конструкции.

Вполне очевидным способом получения необходимых для расчёта диаграмм «напряжения – деформации» бетона являются испытания образцов при нагружении после нагрева до заданных температур (по аналогии со стандартными испытаниями в нормальных температурных условиях), однако в конструкциях бетон подвергается нагреву в нагруженном состоянии.

В связи с этим альтернативным и впоследствии основным экспериментальным источником информации о поведении нагруженного бетона в условиях нестационарного нагрева стали кривые развития полных деформаций образцов, предварительно нагруженных до некоторого уровня напряжений (0,2…0,8 от разрушающей нагрузки при нормальной температуре), который оставался постоянным в процессе нагрева с заданной скоростью роста температуры (0,5…5 °С/мин). И хотя этот вид испытаний также не полностью соответствует условиям работы бетона в конструкции, где напряжения в результате перераспределения по сечению изменяются режимно (возрастают или снижаются), анализ имеющихся результатов [1-6] позволил выявить ряд характерных особенностей. Наличие приложенной нагрузки оказывало некоторое не столь существенное влияние на прочность, но в значительно большей степени приводило к повышению деформативности бетона, которая возрастала более чем в два раза. Первоначально этот эффект исследователи пытались связать с интенсификацией кратковременной температурной ползучести, однако эксперименты с изменением скорости нагрева в достаточно широких пределах (с достижением температуры 750°С за интервал от 2,5 до 25 часов) показали, что деформации практически не зависят от времени, то есть не являются ползучестью в привычном смысле.

Дальнейшие исследования повышения деформативности нагруженного бетона были направлены на выявление влияющих факторов, объяснение причин столь необычного термомеханического проявления и выработку подходов к его численному описанию применительно к задачам расчёта. Несмотря на то, что вторая и третья задачи взаимосвязаны и должны базироваться на общей теоретической основе, их решение осуществлялось раздельно. В настоящее время в существующих вариантах описания деформаций нагруженного бетона в условиях кратковременного высокотемпературного нагрева преобладает *феноменологический подход*, то есть построение моделей ориентировано на подбор удачных кривых, аппроксимирующих результаты наблюдаемого процесса как некоего объективного феномена без анализа механизмов, обеспечивающих его функционирование и реализацию.

Исторически первой появилась модель деформирования бетона Андерберга-Теландерссона (Y. Anderberg, S. Thelandersson) [2] из университета Лунд (Швеция), которые по результатам обширной программы экспериментальных исследований предложили

представить полную деформацию нагруженного сжимающим усилием бетона $\varepsilon_{b,tot}$, зависящую от температуры T, напряжения σ и времени их совместного действия t в виде суммы четырёх компонент:

$$\varepsilon_{b,tot}(\sigma, T, t) = \varepsilon_{b,th}(T) + \varepsilon_{b,\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{b,cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{b,tr}(\sigma, T), \quad (1)$$

где $\varepsilon_{b,th}$ (T) – свободная температурная деформация, определяемая при нагреве ненагруженных образцов; $\varepsilon_{b,\sigma}$ (σ, T) – механическая деформация, определяемая при нагружении образцов после нагрева; $\varepsilon_{b,cr}$ (σ, T, t) – деформация ползучести, определяемая в условиях длительной выдержки образцов под постоянной нагрузкой (при кратковременном нагреве этой составляющей можно пренебречь); $\varepsilon_{b,tr}(\sigma, T)$ – переходная деформация (transient strain), проявляющаяся только при первом нагреве бетона в нагруженном состоянии и определяемая вычитанием из полной деформации всех остальных компонентов.

Для принятого в эксперименте диапазона температур (до 550 °C) и уровней нагружения ($\sigma_b / R_{b,0}$ до 0,675) переходную деформацию бетона предлагалось принимать линейно зависящей от уровня нагружения и пропорциональной свободной температурной деформации:

$$\varepsilon_{b,tr} = -k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_b}{R_{b,0}} \right) \cdot \varepsilon_{b,th}, \quad (2)$$

где σ_b – действующие напряжения сжатия в бетоне; $R_{b,0}$ – прочность бетона при нормальной температуре; k_2 – экспериментально определяемый параметр, который для исследуемого состава бетона составил 2,35.

Сумма деформаций $\varepsilon_{b,\sigma}$ (σ, T) и $\varepsilon_{b,tr}$ (σ, T) составляют так называемую силовую деформацию нагруженного бетона

$$\varepsilon_{b,t}(\sigma, T) = \varepsilon_{b,\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{b,tr}(\sigma, T), \quad (3)$$

на описании которой было сосредоточено внимание в последующих моделях. При этом принятые Андербергом и Теландерссоном предпосылки (о независимости силовых и температурных деформаций, о незначительном вкладе деформаций ползучести, о линейной зависимости переходных деформаций от уровня нагружения) были сохранены, а критике подверглось лишь предположение о пропорциональности между переходным и свободным тепловым компонентами деформации, поскольку не было наделено физическим смыслом и плохо соотносилось с данными экспериментов.

Вторая крупная программа исследования особенностей деформирования нагруженного бетона при нагреве была выполнена под руководством Шнайдера (U. Schneider) [3] в Университете Брауншвейг (Германия). Поскольку значительное внимание в экспериментах было уделено развитию деформаций ползучести бетона в условиях длительного нагрева, предложенная модель описания силовой деформации основывалась на модифицированной функции податливости Базанта $J(\sigma, T)$ и включала три компонента – упругий $\sigma_b / E_{b,t}$, неупругий $\sigma_b / k \cdot E_{b,t}$ (развивающийся при нагружении после нагрева) и переходный $\sigma_b / \Phi \cdot E_{b,t}$ (развивающийся при нагреве в нагруженном состоянии, возрастающий пропорционально уровню нагружения):

$$\varepsilon_{b,t}(\sigma, T) = \frac{\sigma_b}{E_{b,t}} + \sigma_b \cdot J(\sigma, T); \qquad J(\sigma, T) = \frac{1}{E_{b,t}} \cdot (k + \Phi), \quad (4)$$

где $E_{b,t}$ – модуль упругости бетона при нагреве; k – функция нелинейности при кратковременном нагружении нагретого бетона; Φ – функция нелинейности, зависящая от уровня нагружения, температуры и начальной влажности бетона.

В разные годы было предложено несколько вариаций этой модели [4], однако из-за своей сложности и ограниченности применения эмпирических функций конкретными составами бетона ни один из них широкого инженерного применения не получил.

Значительный комплекс экспериментальных исследований деформаций нагретого бетона с учётом влияния условий испарения влаги был проведен в Imperial College в Лондоне

(Великобритания) под руководством Хюри, Грейнджера и Салливана (G.A. Khoury, B.N. Grainger and P.J.E. Sullivan) [5, 6]. В построенной на его основе модели силовая деформация нагруженного бетона была разделена на два компонента – проявившийся до нагрева $\varepsilon_{b,0}(\sigma)$ и развивающийся в процессе нагрева $\varepsilon_{b,LITS}(\sigma, T)$:

$$\varepsilon_{b,t}(\sigma, T) = \varepsilon_{b,0}(\sigma) + \varepsilon_{b,LITS}(\sigma, T). \quad (5)$$

Второй компонент, названный LITS (load induced thermal strain), в модели Хюри и её модификациях Дидерихса и Терро (U. Diederichs, M.J. Terro) [7, 8] принимался линейно зависящим от уровня напряжений, то есть предпосылка Андерберга-Теландерссона была признана справедливой уже не только для переходного компонента деформаций, но и распространена на все силовые деформации, развивающиеся при нагреве нагруженного бетона. Это позволило реализовать идею «базовой кривой» (master curve) LITS, когда кривая развития силовых деформаций бетона с ростом температуры, полученная для одного уровня нагружения, может быть превращена в кривую для любого другого пропорционально отношению уровней нагружения. Модель не учитывала, что у образцов с более высокими уровнями нагружения интенсивный рост деформаций, заканчивающийся разрушением, будет начинаться при меньших температурах, однако и сами авторы отмечали, что эта стадия работы не рассматривается и применимость модели ограничивается относительно невысокими значениями температур (до 300…450°С) и уровней нагружения (до 0,3…0,4).

Рассмотренные модели описывают развитие силовых деформаций нагруженного бетона с ростом температуры нагрева, однако при расчёте конструкций чаще требуется зависимость, связывающая напряжения и деформации бетона при заданной температуре во всём диапазоне уровней нагружения вплоть до разрушения. Поскольку испытания при нестационарном нагреве не позволяют получить обычно применяемые для описания таких диаграмм модуль упругости и предельные (пиковые) деформации бетона из опытов в прямом виде, при разработке главы Еврокода EN 1992-1-2, регламентирующей вопросы оценки огнестойкости железобетонных конструкций, по предложению У. Шнайдера после длительных дискуссий экспертами RILEM было принято решение использовать соотношение «напряжения-деформации» S. Popovics [9] при фиксированном значении показателя кривизны ветвей, для тяжёлого бетона равным 3. Эта зависимость не требует нормирования начального модуля деформаций бетона и описывает его поведение при данной температуре нагрева только двумя параметрами: прочностью $R_{b,t}$ и пиковыми деформациями $\varepsilon_{bu,t}$:

$$\sigma_b = \frac{3 \cdot \varepsilon_{b,t} \cdot R_{b,t}}{\varepsilon_{bu,t} \cdot \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{b,t}}{\varepsilon_{bu,t}}\right)^3\right)}. \quad (6)$$

Для пиковых деформаций в предварительной редакции Еврокода (ENV, 1995 г.) вначале предлагалось три значения: минимальное, максимальное и некоторое «рекомендуемое», находящееся в интервале между ними. Минимальное значение соответствовало условиям нагружения после нагрева, а максимальное и «рекомендуемое» были откалиброваны так, чтобы деформации как можно ближе соответствовали условиям нагрева нагруженного бетона. В дальнейшем численные исследования Ж.-М. Франссена (J.-M. Franssen) [10] показали, что эксперименту более всего соответствует расчёт с использованием верхнего предела, который затем был принят в окончательной редакции Еврокода (EN, 2004 г.) как единственное значение. Так появилась «неявная» (implicit) по терминологии [11] модель, в которой связь напряжений и деформаций нагруженного бетона выражена в виде диаграмм, которые аналогичны тем, что получают при нагружении после нагрева, но с несколько более высокими значениями пиковых деформаций.

Аналогичный подход был использован при разработке отечественных нормативных моделей (МДС 21.2-2000, СТО 36554501-006-2006, СП 468.1325800.2019), в которых характеристики бетона назначались таким образом, чтобы деформации оказывались чуть

больше, чем при нагружении после нагрева, а диаграммы деформирования принимались вначале в трёхлинейном, а затем в наиболее простом двухлинейном виде.

«Неявные» модели деформирования бетона при нагреве, хотя и описывают работу нагруженного бетона, но позволяют получить приемлемые результаты лишь в случае, когда при возрастающей температуре уровень нагружения остаётся примерно постоянным [11, 12]. Если же напряжения растут, либо снижаются, «неявная» модель соответственно завышает деформации, включая переходный компонент, которого в действительности нет, либо занижает, рассматривая переходный компонент как обратимый. В связи с этим дальнейшее развитие шло в направлении «явных» (explicit) моделей, разделяющих компоненты деформаций.

В 2008 году Лоу и Джилли (A. Law, M. Gillie) [13] отметили, что если добавить к диаграмме деформирования бетона при нагружении после нагрева с фактическим модулем упругости (actual modulus) переходный компонент, линейно зависящий от уровня напряжений, то получается диаграмма связи напряжений и деформаций нагруженного бетона с новым «кажущимся» начальным модулем (apparent modulus). По сути, от первоначальной модели Андерберга-Теландерссона это предложение отличается лишь тем, что предпосылка о линейной связи переходного компонента с напряжениями стала распространяться уже на весь диапазон уровней нагружений. Дальнейшее развитие эта идея получила в работе Т. Герней и Ж.-М. Франссен (T. Gernay, J.-M. Franssen) [11], которые модифицировали модель Еврокода, включив в неё явный учёт линейного переходного компонента, вычисляемого на каждом итерационном шаге, и реализовали предложенный алгоритм в программном комплексе SAFIR. Величина переходного компонента при данной температуре определялась как разность между начальными модулями диаграмм при нагреве под нагрузкой и нагружении после нагрева, которые были приняты соответственно на основе максимальных и минимальных значений пиковых деформаций из предварительной редакции Еврокода (ENV) и описаны выражением (6), не содержащим в прямом виде начальный модуль. Несмотря на методические сложности, данный подход позволил получить близкие к опытным результаты, и в настоящее время стал общепризнанным, о чём свидетельствуют недавние работы в этой области [14-17].

Однако предпосылка о линейной зависимости переходного компонента деформации от уровня нагружения заставляет отойти в сторону от физической сути явления, поскольку в этом случае уменьшается соотношение доли нелинейной составляющей в полной силовой деформации бетона, что не поддаётся однозначной трактовке, если рассматривать нелинейность как следствие развития повреждений в структуре бетона. Кроме того, сколько-нибудь обоснованная методика определения деформативных характеристик (начального модуля и пиковых деформаций) для диаграммы «напряжения-деформации» при нагреве нагруженного бетона так и не была определена. Целью данной работы является формулирование теоретических предпосылок, позволяющих преодолеть это противоречие.

Модели и методы

В основу предлагаемого подхода положена доказанная экспериментально и ставшая затем основой для построения физической теории прочности О.Я. Берга [18] предпосылка, о том, что нелинейность деформирования бетона обусловлена накоплением повреждений в его структуре. Количественной характеристикой проявления нелинейности является предложенный В.И. Мурашёвым [19] коэффициент упругости бетона ν_b, показывающий, какую долю составляет упругий компонент в полной силовой деформации бетона. В теории деформирования бетона Н.И. Карпенко [20] показано, что этот параметр, названный коэффициентом секущего модуля, можно рассматривать как некоторую обобщённую характеристику, аналогичную параметру сплошности материала у Л.М. Качанова ψ [21] (для неповреждённого материала $\psi = 1$, для полностью повреждённого $\psi = 0$) или эквивалентному ему параметру повреждённости $\omega = 1 - \psi$. Для этого необходимо представить модель прочностной структуры бетона в виде набора параллельно соединённых связей, деформирование которых происходит линейно с общим модулем упругости, а прочность

подчинена некоторому статистическому распределению. При действии нагрузки накопление повреждений рассматривается как процесс последовательного разрушения наиболее слабых связей по отрывному механизму с передачей напряжений на оставшиеся, а коэффициент упругости – как отношение сглаженных напряжений, определяемых как для однородного материала, к *структурным напряжениям*, фактически действующим в связях [22].

В условиях неубывающего режима нагружения важно обратить внимание на состояние материала, когда напряжения и деформации достигли вершины диаграммы: в этом случае структурные напряжения ещё могут расти, но оставшегося количества связей уже недостаточно для восприятия нагрузки, поэтому происходит разрушение образца (разделение его на части). Роль *предельных структурных напряжений*, соответствующих этому состоянию, существенно возрастает, если на материал действует не только нагрузка, но и дополнительный деструктивный фактор, например, температура нагрева или время. В этом случае логично предположить, что вне зависимости от того, каким образом происходит повреждение связей в структуре материала, его разрушение произойдёт в тот момент, когда структурные напряжения достигнут своей предельной величины, не зависящей от температуры, режима и длительности нагружения [23]. Действительно, наличие дополнительного деструктивного фактора инициирует параллельный процесс повреждения структуры, сопровождающийся ростом структурных напряжений, однако принятая модель не позволяет это видеть напрямую, поскольку отражает только структурные напряжения от действия приложенной нагрузки. Внешне процесс выглядит как возрастание количества связей, разрушающихся при меньших структурных напряжениях за счёт относительно равномерного снижения количества связей с более высокой прочностью. Однако предельные структурные напряжения остаются теми же, уменьшается лишь количество связей, которые могут их выдержать, вследствие чего снижается наблюдаемая прочность образца.

Таким образом, положения рассмотренной выше теории накопления повреждений в бетоне как неоднородно-хрупком материале предлагается дополнить предпосылкой об инвариантности предельных структурных напряжений $R_{b,str}$ (рисунок 1), которую можно рассматривать как обобщённый энтропийный критерий, позволяющий увязать воедино снижение прочности и более интенсивное развитие нелинейного компонента деформаций материала – два наблюдаемых результата повреждения структуры, которые рассматривались до этого отдельно. Следствием принятой гипотезы выступают *базовые термомеханические соотношения*.

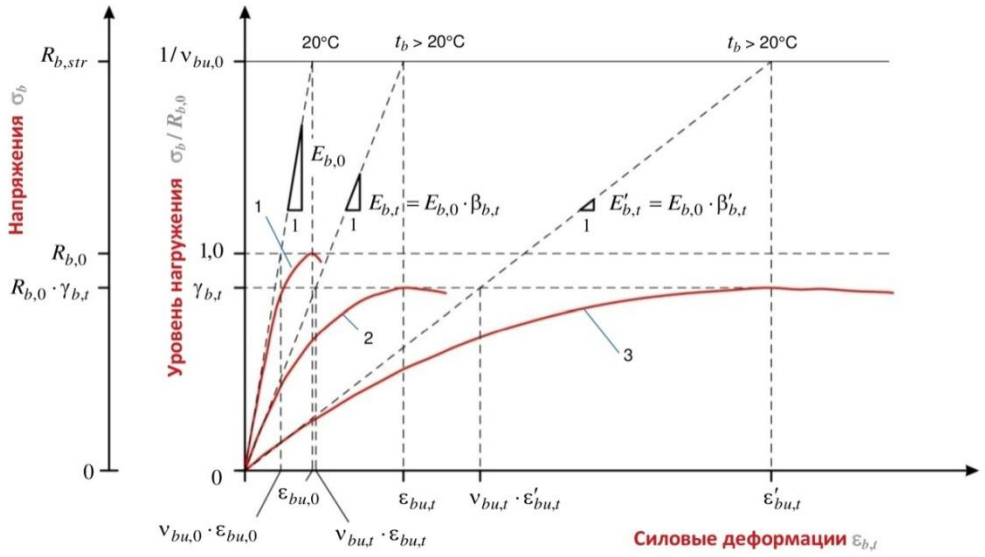


Рисунок 1 - Изотермические диаграммы деформирования бетона

1 – при нормальной температуре, 2 – при нагружении после нагрева, 3 – при нагреве под нагрузкой

Первое термомеханическое соотношение устанавливает тот факт, что температурные зависимости снижения прочности бетона и предельного (пикового) коэффициента упругости будут следовать одному и тому же закону. Поскольку коэффициент упругости – это отношение сглаженных напряжений к структурным, предельные коэффициенты упругости бетона до нагрева $\nu_{bu,0}$ и при нагреве $\nu_{bu,t}$ будут равны отношению прочности образцов ($R_{b,0}$ и $R_{b,t} = R_{b,0} \cdot \gamma_{b,t}$ соответственно) к предельным структурным напряжениям $R_{b,str}$, а отношение предельных коэффициентов упругости – равно коэффициенту снижения прочности при нагреве $\gamma_{b,t}$:

$$\frac{\nu_{bu,t}}{\nu_{bu,0}} = \frac{R_{b,0} \cdot \gamma_{b,t}}{R_{b,str}} \cdot \frac{R_{b,str}}{R_{b,0}} = \gamma_{b,t}. \quad (7)$$

Второе термомеханическое соотношение устанавливает связь между предельными (пиковыми) деформациями бетона при нагреве и снижением начального модуля диаграммы. Поскольку принято, что все связи структуры деформируются линейно с общим начальным модулем $E_{b,0}$ до нагрева и $E_{b,t}$ при нагреве, предельные (пиковые) деформации бетона выражаются соответственно как $\varepsilon_{bu,0} = R_{b,str} / E_{b,0}$ и $\varepsilon_{bu,t} = R_{b,str} / E_{b,t}$, а их отношение равно коэффициенту снижения начального модуля бетона при нагреве $\beta_{b,t}$:

$$\frac{\varepsilon_{bu,0}}{\varepsilon_{bu,t}} = \frac{R_{b,str}}{E_{b,0}} \cdot \frac{E_{b,t}}{R_{b,str}} = \frac{E_{b,t}}{E_{b,0}} = \beta_{b,t}. \quad (8)$$

Третье термомеханическое соотношение касается закономерностей развития деформаций образцов в условиях нагрева при постоянном уровне нагружения в случае, если прочность бетона не снижается. Так как ни сглаженные ($\sigma_{b,0} = \sigma_{b,t}$), ни структурные $R_{b,str}$ напряжения при этом не меняются, коэффициент упругости бетона, равный их отношению, также остаётся постоянным ($\nu_{b,0} = \nu_{b,t}$), а деформации растут лишь за счёт снижения начального модуля. Отношение деформаций будет обратно пропорциональным коэффициенту снижения начального модуля бетона при нагреве $\beta_{b,t}$:

$$\frac{\varepsilon_{b,t}}{\varepsilon_{b,0}} = \frac{\sigma_{b,t}}{E_{b,0} \cdot \beta_{b,t} \cdot \nu_{b,t}} \cdot \frac{E_{b,0} \cdot \nu_{b,0}}{\sigma_{b,0}} = \frac{1}{\beta_{b,t}}. \quad (9)$$

Если же прочность бетона снижается, деформации будут расти также за счёт развития нелинейного компонента, равного отношению коэффициентов упругости $\nu_{b,0} / \nu_{b,t}$.

Соотношение (9) позволяет разделить линейный и нелинейный компоненты полной деформации и будет удобным при определении коэффициента снижения начального модуля $\beta'_{b,t}$ для условий нагрева нагруженного бетона.

В модели Хюри [5-8] и последующих её модификациях свойство, выраженное соотношением (9), используется для формирования «базовой кривой» LITS для некоторого выбранного действующего напряжения σ_b:

$$\varepsilon_{b,LITS}(\sigma, T) = \varepsilon_{b,0} \cdot \frac{1}{\beta'_{b,t}} - \varepsilon_{b,0} = \frac{\sigma_b}{E_{b,0} \cdot \nu_b} \cdot \left(\frac{1}{\beta'_{b,t}} - 1 \right), \quad (10)$$

Кривая развития деформаций LITS при других напряжениях $\sigma_{b,i}$ получается на основе «базовой» умножением её значений на отношение $\sigma_{b,i} / \sigma_b$, при этом коэффициент упругости ν_b остаётся тем же (то есть степень нелинейности с ростом напряжений не меняется). В соотношении (9), в отличие от модели Хюри, предлагается не вычитать из силовых деформаций при нагреве нагруженного бетона $\varepsilon_{b,t}$ их начальную величину до нагрева $\varepsilon_{b,0}$, а делить на неё. Эту процедуру будем называть *нормализацией*, а кривые силовых деформаций при нагреве, отнесённых к начальной величине до нагрева – *нормализованными*. В результате получим не веер кривых, отличающихся коэффициентом подобия, а семейство кривых, начальный участок которых до тех пор, пока прочность бетона не меняется, будет совпадать.

В силу первого и второго термомеханических соотношений следует, что кривые «напряжения-деформации» при заданных температурах нагрева для нагруженного бетона должны отличаться от соответствующих кривых для бетона, нагруженного после нагрева не только более низким значением начального модуля $E'_{b,t}$, но и пропорциональным возрастанием предельных (пиковых) деформаций $\varepsilon'_{bu,t}$ (см. рисунок 1). Если принять, что при заданной температуре прочность у бетона, нагревавшегося под нагрузкой, и бетона, нагруженного после нагрева, одинакова, то повышение деформативности для нагруженного бетона будет происходить не только за счёт увеличения линейного компонента (как это принято во всех предшествующих моделях), но и увеличения во столько же раз нелинейного компонента, чтобы его доля в полной силовой деформации сохранялась той же. В этом отношении диаграммы «напряжения-деформации» нагруженного бетона аналогичны диаграммам-изохронам [20, 24], у которых с течением времени снижается не только начальный модуль, но и возрастает степень нелинейности.

Теперь, после того как установлено, что повышение деформативности нагруженного бетона происходит за счёт увеличения начального модуля при сохранении постоянным коэффициента упругости, становится более ясной и физическая сторона рассматриваемого процесса. Несмотря на то, что объяснение природы деформаций LITS подробно рассмотрено в работах Хюри [5, 6], в нём в качестве причин объединены различные по характеру действия механизмы – снижение начального модуля (термовлажностный процесс) и развитие повреждений в структуре бетона (термомеханический процесс). Предлагаемая в настоящей работе модель позволяет обоснованно разделить ответственные за эти механизмы компоненты деформаций и рассматривать линейный компонент, формирующийся на уровне микроструктуры бетона (цементного камня), и нелинейный, формирующийся на уровне макроструктуры. Рост соотношения нелинейного компонента в полной силовой деформации при нагреве обусловлен повреждением структурных связей, и, как показано выше, выражается в увеличении предельного (пикового) коэффициента упругости и снижении прочности на такую же величину. Рост линейного компонента при нагреве обусловлен процессами испарения всех видов влаги (свободной, физически и химически связанной) из геля цементного камня, выражается в необратимом снижении модуля упругости, наиболее интенсивно проявляется на начальных этапах нагрева и в дальнейшем с выпариванием влаги затухает, сопровождается уплотнением структуры геля и не приводит к снижению его прочности. Наличие внешней приложенной силы активизирует этот процесс, ускоряя миграцию (диффузию) влаги из микропор цементного геля в макрокапилляры и сдвиг его слоёв, что приводит к повышению деформативности подобно тому, как увеличивается ползучесть высыхающего бетона (эффект Пиккета) [17, 20].

Таким образом, развитие переходного компонента силовой деформации при нагреве нагруженного бетона является следствием тех же причин, что и снижение его модуля упругости, не связано с накоплением повреждений в структуре и снижением прочности бетона. Следовательно, деформации бетона при нагреве под нагрузкой будут увеличиваться с повышением его начальной влажности, что также подтверждается выводами Шнайдера и Хюри [4-6]. Наряду с этим в публикациях отмечается менее интенсивное проявление переходного компонента с увеличением возраста бетона [25, 26] вследствие снижения вязкости геля, при добавлении стальной фибры [27], с уменьшением содержания цемента [28], и наоборот, более интенсивное его проявление у высокопрочного бетона [27].

Результаты исследования и их анализ

В качестве исходной экспериментальной информации для исследования приняты результаты испытаний, достаточно полно изложенные в отчёте И. Андерберга, С. Теландерссона [2] и наряду с опытными данными У. Шнайдера ставшие основой для калибровки параметров температурных зависимостей бетона в Еврокоде EN 1992-1-2. Испытания при нестационарном нагреве включали пять уровней нагружения образцов – 0; 22,5; 35; 45 и 67,5% от прочности при нормальной температуре, испытания при нагружении

после нагрева проводились при температурах 20, 125, 185, 265, 400, 440, 500, 650 °С. Для равномерности температуры по сечению образцы были выполнены в виде полых цилиндров высотой 150 мм, диаметром 75 мм и толщиной стенок 32,5 мм, нагреваемых со стороны как внешней, так и внутренней поверхности. Для изготовления образцов использовался тяжёлый бетон на гранитном заполнителе с кубиковой прочностью 55,1…64,0 МПа.

Результаты испытаний при нагреве под нагрузкой представлены в виде кривых развития полных деформаций бетона $\varepsilon_{b,tot}$ (рисунок 2 *а*). Вычитая из полных деформаций свободный температурный компонент $\varepsilon_{b,th}$, получаем кривые развития силовых деформаций $\varepsilon_{b,t}$ (рисунок 2 *б*). Для снижения влияния случайного выброса отдельных точек было выполнено сглаживание кривых, которое привело к отклонению данных в пределах не более 10%, но существенно облегчило анализ общих тенденций в поведении бетона.

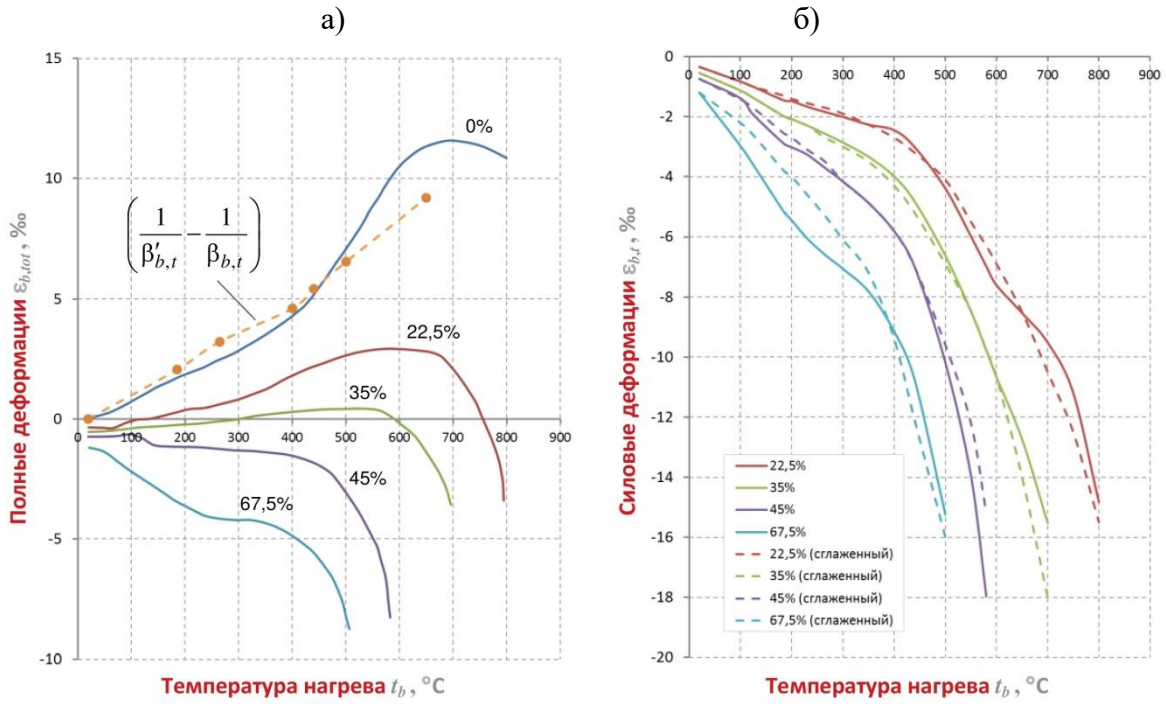


Рисунок 2 - Развитие деформаций при нестационарном нагреве нагруженного бетона: а) полная деформация; б) силовой компонент деформации при различных уровнях нагружения

Перенос точек с опытных кривых «силовые деформации – температура нагрева» в систему координат «уровень нагружения – силовые деформации» и сравнение полученных графиков с диаграммами деформирования при нагружении после нагрева и при нормальной температуре показывает (рисунок 3), что связь напряжений и деформаций при нагреве нагруженного бетона следует предложенным гипотезам: уменьшается начальный модуль диаграммы и пропорционально возрастает её кривизна. На рисунке 3 пунктирными линиями показаны полные диаграммы, которые предположительно должны реализоваться при условии справедливости гипотезы о постоянстве предельных структурных напряжений.

Важно отметить, что в испытаниях был применён высокопрочный бетон, область линейной работы которого при нормальной температуре достаточно протяжённая и охватывает все участвующие в экспериментах уровни нагружений. Поэтому с ростом температуры нагрева до тех пор, пока прочность бетона не начала снижаться, зависимость деформаций от напряжений в соответствии с третьим термомеханическим соотношением также должна оставаться линейной, причём как для условий нагружения после нагрева, так и при нагреве под нагрузкой. Отсюда становится ясным, как возникла ставшая общепринятой гипотеза Андерберга-Теландерссона о линейной зависимости переходных деформаций от

напряжений. Однако эта гипотеза становится частной, если рассматривать деформирование бетона, опираясь на предлагаемые в данной работе предпосылки, во всём диапазоне уровней нагружения (рисунок 4, полные кривые развития переходного компонента показаны пунктирными линиями).

а) б)

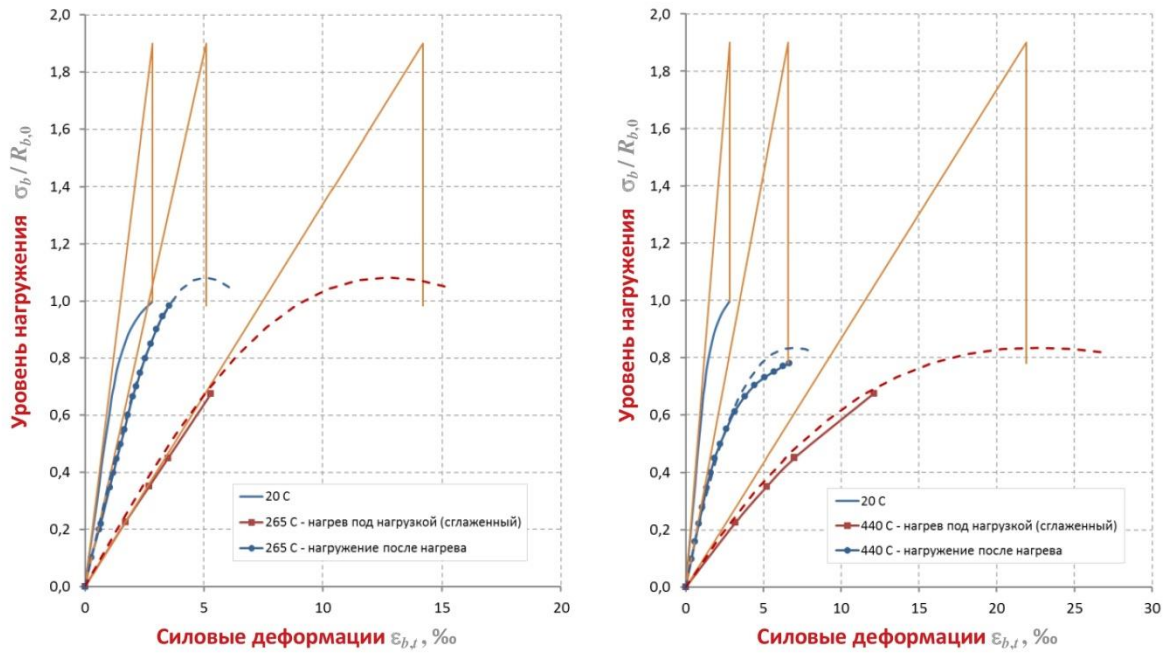


Рисунок 3 - Изотермические диаграммы связи «напряжения-деформации» при нагружении бетона после нагрева и при нагреве нагруженного бетона: а) для температуры 265 °С; б) для температуры 440 °С

Из графиков также видно, что принятые в испытаниях уровни нагружений не позволяют проследить особенности деформирования в окрестностях вершины диаграммы. Преодолеть этот недостаток и провести сравнительную оценку полной картины деформирования бетона вплоть до разрушения возможно, если перенести точки с кривых «напряжения-деформации» бетона при нагружении после нагрева в систему координат «силовые деформации – температура нагрева» при тех же уровнях нагружения, что были приняты при нагреве под нагрузкой. Применение к этим кривым процедуры нормализации, то есть деление деформаций $\varepsilon_{b,t}$ $(\sigma_{b,i}, T)$ для каждого из уровней нагружения на их начальную величину до нагрева $\varepsilon_{b,0}(\sigma_{b,i})$, позволяет выявить общий для всех кривых участок (рисунок 5), на котором в соответствии с третьим термомеханическим соотношением прочность бетона не снижается. Это остаётся справедливым как для условий нагрева под нагрузкой, так и нагружения после нагрева и является ещё одним подтверждением справедливости гипотезы об инвариантности предельных структурных напряжений.

Экстраполяция общего участка кривых в область более высоких температур позволяет получить в соответствии с (9) кривую $1/\beta'_{b,t}$ для нормализованного линейного компонента деформаций, на основе которой легко определить и сам коэффициент снижения начального модуля $\beta'_{b,t}$ для условий нагрева под нагрузкой. Полученные результаты свидетельствуют (рисунок 6), что снижение начального модуля диаграмм для бетона, нагревавшегося под нагрузкой, происходит более интенсивно, чем для бетона, нагруженного после нагрева, но подчиняется тем же закономерностям.

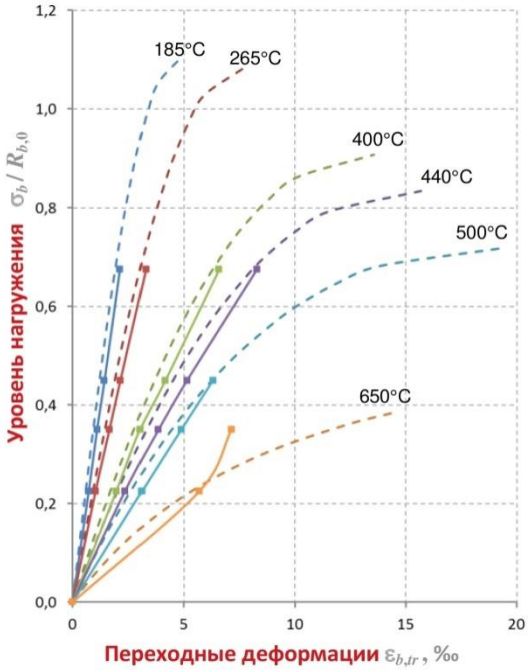


Рисунок 4 - Развитие переходного компонента деформации бетона с ростом температуры нагрева

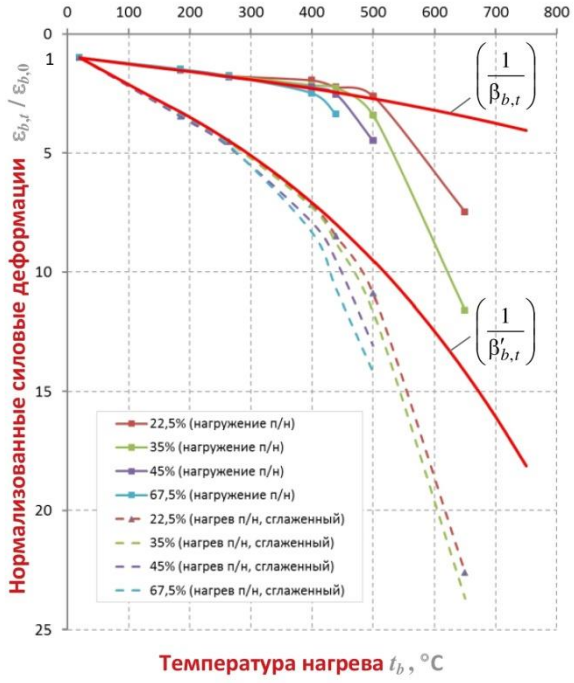


Рисунок 5 - Нормализация кривых развития силового компонента деформации для определения коэффициента снижения начального модуля

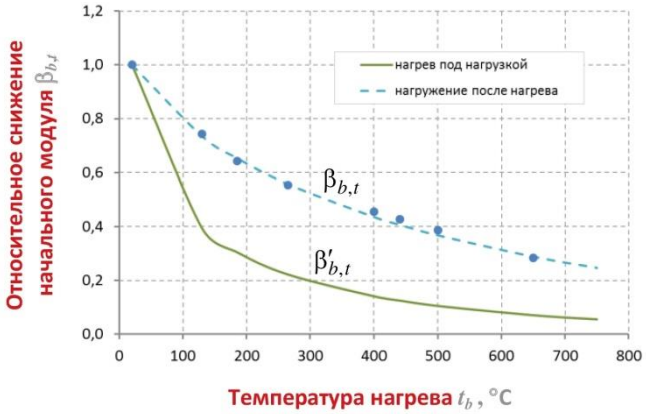


Рисунок 6 - Температурные зависимости коэффициента снижения начального модуля изотермических диаграмм деформирования бетона при нагреве под нагрузкой и нагружении после нагрева

Применяя соотношение (9), также становится возможным установить, как в модели Андерберга-Теландерссона возникла гипотеза о том, что переходные деформации пропорциональны свободному тепловому компоненту. Действительно, выражая переходные деформации как

$$\varepsilon_{b,tr} = -k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_b}{R_{b,0}}\right) \cdot \left(\frac{1}{\beta'_{b,t}} - \frac{1}{\beta_{b,t}}\right), \quad (11)$$

получаем, что разность $(1/\beta'_{b,t} - 1/\beta_{b,t})$, представляющая собой безразмерную величину, оказалась, как это видно из рисунка 2 *а*, численно равной свободным тепловым деформациям $\varepsilon_{b,th}$, выраженным в ‰ (то есть умноженным на 10^3). Эмпирический параметр $k_2 = 2{,}35$ здесь играет роль линейной деформации в ‰, соответствующей уровню нагружения $\sigma_b / R_{b,0} = 1$ при нормальной температуре, что также подтверждается из анализа диаграммы (см. рисунок 3), пиковые деформации у которой составляют 2,83‰.

Выводы

1. В результате интеграции модельных представлений и мотивированно сформулированных теоретических предпосылок предпринята попытка преодолеть феноменологический подход к описанию деформирования нагруженного бетона при нестационарном нагреве и обоснованно разделить силовые деформации на компоненты, ответственные за реализацию термомеханического и термовлажностного механизмов деструкции бетона, а также установить параметры (коэффициент упругости и коэффициент снижения начального модуля), однозначно характеризующие эти компоненты.

2. Деформации бетона, подвергнутого нагреву в нагруженном состоянии, описываются изотермическими диаграммами «напряжения – деформации», которые аналогичны кривым «напряжения – деформации» бетона, нагруженного после нагрева, имеют то же значение предельного (пикового) коэффициента упругости, но более низкое значение начального модуля. При этом обратимой является только часть линейного компонента силовой деформации, характеризуемая модулем упругости диаграммы при нагружении после нагрева.

3. Распространённая в литературе предпосылка о том, что дополнительная деформация, возникающая при нагреве нагруженного бетона (так называемый переходный компонент), изменяется линейно по отношению к уровню напряжений в бетоне, является частной и применима лишь до определённого уровня нагружения бетона и до определённых температур нагрева. В общем случае этот компонент нелинейно зависит от уровня напряжений, а конкретные границы применимости линейных соотношений определяются составом и прочностью бетона.

4. Разделение компонент силовой деформации бетона на линейные и нелинейные возможно не только в пространстве координат «напряжения – деформации», но и «деформации – температура нагрева», что достигается представлением кривых деформирования в относительных (нормализованных по отношению к начальному значению деформаций) координатах. Благодаря применению процедуры нормализации удаётся выявить физически значимые стадии сопротивления бетона при нестационарном нагреве, а также определить температурную зависимость снижения начального модуля нагруженного бетона без проведения трудоёмких и ненадёжных процедур построения изотермических диаграмм по отдельным точкам.

5. Дальнейшее развитие предлагаемого подхода с комплексным анализом параметров изотермических диаграмм связи напряжений и деформаций бетона при нагреве под нагрузкой и нагружении после нагрева позволит дать обоснованное решение задачи описания деформирования бетона в условиях режимно изменяющихся напряжений при нестационарного нагреве.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Torelli G., Mandal P., Gillie M., Tran V.-X. Concrete Strains under Transient Thermal Conditions: A State-of-the-Art Review // Engineering Structures. 2016. Vol. 127. Pp. 172-188. doi:10.1016/j.engstruct.2016.08.021

2. Anderberg Y., Thelandersson S. Stress and Deformation Characteristics of Concrete: Part 2 - Experimental Investigation and Material Behavior Model. Bulletin 54. Lund Institute of Technology, Sweden. 1976. 85 p.

3. Schneider U. Ein Beitrag zur Frage des Kriechans und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift. Heft 42. Technischen Universität Braunschweig. 1979. 180 p.

4. Schneider U. Concrete at High Temperatures – a General Review // Fire Safety Journal. 1988. No. 13. Pp. 55-68.

5. Khoury G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E. Transient Thermal Strain of Concrete: Literature Review, Conditions Within Specimen and Behaviour of Individual Constituents // Magazine of Concrete Research. 1985. Vol. 37. No. 132. Pp. 131-144.

6. Khoury G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E. Strain of Concrete During First Heating to 600°C under Load // Magazine of Concrete Research. 1985. Vol. 37. No. 133. Pp. 195-215.

7. Diederichs U. Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei Instantionaren Temperature. Abschlubkolloquium Bauwerke unter Brand Einwirkung. Braunschweig. 1987. Pp. 25-34.

8. Terro M.J. Numerical Modeling of the Behaviour of Concrete Structures in Fire // ACI Structural Journal. 1998. Vol. 95. No. 2. Pp. 183-193.

9. Popovics S. A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete // Cement and Concrete Research. 1973. No. 3. Pp. 583-599. doi: 10.1016/0008-8846(73)90096-3

10. Franssen J.-M. Plastic Analysis of Concrete Structures Subjected to Fire / Proceedings of the Workshop Fire Design of Concrete Structures: Whatnow? What next? Milano. 2005. Pp.133-145.

11. Gernay T., Franssen J.-M. A Formulation of the Eurocode 2 Concrete Model at Elevated Temperature that Includes an Explicit Term for Transient Creep // Fire Safety Journal. 2012. Vol. 51. Pp. 1-9. doi:10.1016/j.firesaf.2012.02.001

12. Fan K., Li J., Yu M., Wu M., Yao Y. Compressive Stress-Strain Relationship for Stressed Concrete at High Temperatures // Fire Safety Journal. 2022. Vol. 130. 103576. 10.1016/j.firesaf.2022.103576.

13. Law A., Gillie M. Load Induced Thermal Strain: Implications for Structural Behavior // Proceedings of the Fifth International Conference «Structures in Fire» (SiF-2008). Singapore. 2008. Pp. 488-496.

14. Alogla S.M., Kodur V.K.R. Quantifying Transient Creep Effects on Fire Response of Reinforced Concrete Columns // Engineering Structures. 2018. Vol. 174. Pp. 885-895. doi:10.1016/j.engstruct.2018.07.093

15. Li S., Liew J.Y.R., Xiong M.-X. An Improved Implicit Analysis Method to Model Transient Strain of High-Strength Concrete During Unloading at Elevated Temperatures // The 11th International Conference on Structures in Fire (SiF-2020). Australia, Brisbane. 2020. Pp. 611-621. doi:10.14264/147edd8

16. Le Q.X., Torero J.L., Dao V.T.N. Stress-strain-temperature Relationship for Concrete // Fire Safety Journal. 2021. Vol. 120. 103126. doi:10.1016/j.firesaf.2020.103126

17. Mindeguia J.-C., Hager I., Pimienta P. et al. Parametrical Study of Transient Thermal Strain of Ordinary and High Performance Concrete // Cement and Concrete Research. 2013. Vol. 48. Pp. 40-52. doi:10.1016/j.cemconres.2013.02.004

18. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1962. 96 с.

19. Мурашев В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона (теория сопротивления железобетона). М.: Машстройиздат, 1950. 268 с.

20. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.

21. Качанов Л.М. Основы механики разрушения. М.: Наука, 1974. 311 с.

22. Бондаренко В.М., Карпенко Н.И. Уровень напряжённого состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления бетона // Academia. Архитектура и строительство. 2007. № 4. С. 56-59.

23. Fedorov V.S., Levitsky V.E., Isaeva E.A. Basic Principles in the Theory of Force and Thermal Force Resistance of Concrete // Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. 2022. Т. 18. № 6. С. 584-596.

24. Карпенко Н.И., Моисеенко Г.А. Развитие диаграммного метода расчета конструкций из сталефибробетона на основе методики построения диаграмм-изохрон // БСТ: Бюллетень строительной техники. 2023. №6 (1066). С. 20-23.

25. Buttignol T. A Load Induced Thermal Strain (LITS) Semi-Empirical Model for Plain and Steel Fiber Reinforced Concrete Subjected to Uniaxial Compressive Load // Cement and Concrete Research. 2019. Vol. 127. 105896. doi:10.1016/j.cemconres.2019.105896.

26. Buttignol T., Bitencourt J.L. A Transient Creep Investigation Applied to the Mesoscopic Analysis of Plain Concrete under Uniaxial Compression at High Temperature // Fire Safety Journal. 2021. Vol. 126. 103484. doi:10.1016/j.firesaf.2021.103484.

27. Alogla S., Kodur V. Temperature-Induced Transient Creep Strain in Fiber-Reinforced Concrete // Cement and Concrete Composites. 2020. Vol. 113. 103719. doi:10.1016/j.cemconcomp.2020.103719.

28. Fan K., Li J., He Z., Liu Q., Yao Y. Transient creep strain of fly ash concrete at elevated temperatures // Magazine of Concrete Research. 2022. Vol. 74. doi:10.1680/jmacr.21.00267.

REFERENCES

1. Torelli G., Mandal P., Gillie M., Tran V.-X. Concrete Strains under Transient Thermal Conditions: A State-of-the-Art Review. *Engineering Structures*. 2016. Vol. 127. Pp. 172-188. doi:10.1016/j.engstruct.2016.08.021

2. Anderberg Y., Thelandersson S. Stress and Deformation Characteristics of Concrete: Part 2 - Experimental Investigation and Material Behavior Model. Bulletin 54. Lund Institute of Technology, Sweden. 1976. 85 p.

3. Schneider U. Ein Beitrag zur Frage des Kriechans und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift. Heft 42. Technischen Universität Braunschweig. 1979. 180 p.

4. Schneider U. Concrete at High Temperatures – a General Review. *Fire Safety Journal*. 1988. No. 13. Pp. 55-68

5. Khoury G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E. Transient Thermal Strain of Concrete: Literature Review, Conditions Within Specimen and Behaviour of Individual Constituents. *Magazine of Concrete Research*. 1985. Vol. 37. No. 132. Pp. 131-144.

6. Khoury G.A., Grainger B.N., Sullivan P.J.E. Strain of Concrete During First Heating to 600°C under Load. *Magazine of Concrete Research*. 1985. Vol. 37. No. 133. Pp. 195-215.

7. Diederichs U. Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei Instantionaren Temperature. Abschlubkolloquium Bauwerke unter Brand Einwirkung. Braunschweig. 1987. Pp. 25-34.

8. Terro M.J. Numerical Modeling of the Behaviour of Concrete Structures in Fire. *ACI Structural Journal*. 1998. Vol. 95. No. 2. Pp. 183-193.

9. Popovics S. A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete. *Cement and Concrete Research*. 1973. No. 3. Pp. 583-599. doi: 10.1016/0008-8846(73)90096-3

10. Franssen J.-M. Plastic Analysis of Concrete Structures Subjected to Fire. Proceedings of the Workshop Fire Design of Concrete Structures: What now? What next? Milano. 2005. Pp.133-145.

11. Gernay T., Franssen J.-M. A Formulation of the Eurocode 2 Concrete Model at Elevated Temperature that Includes an Explicit Term for Transient Creep. *Fire Safety Journal*. 2012. Vol. 51. Pp. 1-9. doi:10.1016/j.firesaf.2012.02.001

12. Fan K., Li J., Yu M., Wu M., Yao Y. Compressive Stress-Strain Relationship for Stressed Concrete at High Temperatures. *Fire Safety Journal*. 2022. Vol. 130. 103576. 10.1016/j.firesaf.2022.103576.

13. Law A., Gillie M. Load Induced Thermal Strain: Implications for Structural Behavior. Proceedings of the Fifth International Conference «Structures in Fire» (SiF-2008). Singapore. 2008. Pp. 488-496.

14. Alogla S.M., Kodur V.K.R. Quantifying Transient Creep Effects on Fire Response of Reinforced Concrete Columns. *Engineering Structures*. 2018. Vol. 174. Pp. 885-895. doi:10.1016/j.engstruct.2018.07.093

15. Li S., Liew J.Y.R., Xiong M.-X. An Improved Implicit Analysis Method to Model Transient Strain of High-Strength Concrete During Unloading at Elevated Temperatures. The 11th International Conference on Structures in Fire (SiF-2020). Australia, Brisbane. 2020. Pp. 611-621. doi:10.14264/147edd8

16. Le Q.X., Torero J.L., Dao V.T.N. Stress-strain-temperature Relationship for Concrete. *Fire Safety Journal*. 2021. Vol. 120. 103126. doi:10.1016/j.firesaf.2020.103126

17. Mindeguia J.-C., Hager I., Pimienta P. et al. Parametrical Study of Transient Thermal Strain of Ordinary and High Performance Concrete. *Cement and Concrete Research*. 2013. Vol. 48. Pp. 40-52. doi:10.1016/j.cemconres.2013.02.004

18. Berg O.Ya. Fizicheskiye osnovy teorii prochnosti betona i zhelezobetona [Physical foundations of the theory of strength of concrete and reinforced concrete]. Moscow: Stroyizdat. 1962. 96 p. (rus)

19. Murashev V.I. Treshchinoustoychivost', zhestkost' i prochnost' zhelezobetona (teoriya soprotivleniya zhelezobetona) [Crack resistance, rigidity and strength of reinforced concrete (theory of reinforced concrete resistance)]. Moscow: Mashstroyizdat. 1950. 268 p. (rus)

20. Karpenko N.I. Obshchiye modeli mekhaniki zhelezobetona [General models of reinforced concrete mechanics]. Moscow: Stroyizdat. 1996. 416 p. (rus)

21. Kachanov L.M. Osnovy mekhaniki razrusheniya [Fundamentals of fracture mechanics]. Moscow: Nauka. 1974. 311 p. (rus)

22. Bondarenko V.M., Karpenko N.I. Uroven' napryazhonnogo sostoyaniya kak faktor strukturnykh izmeneniy i reologicheskogo silovogo soprotivleniya betona [Level of stress state as a factor of structural changes and rheological force resistance of concrete]. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo*. 2007. No. 4. Pp. 56-59. (rus)

23. Fedorov V.S., Levitsky V.E., Isaeva E.A. Basic Principles in The Theory of Force and Thermal Force Resistance of Concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Vol. 18. No. 6. Pp. 584-596.

24. Karpenko N.I., Moiseenko G.A. Razvitiye diagrammnogo metoda rascheta konstruktsiy iz stalefibrobetona na osnove metodiki postroyeniya diagramm-izokhron [Development of a diagrammatic method for calculating structures made of steel fiber reinforced concrete based on the technique of constructing isochron diagrams]. *BST: Byulleten' stroitel'noy tekhniki*. 2023. Vol. 1066. No. 6. Pp. 20-23. (rus)

25. Buttignol T. A Load Induced Thermal Strain (LITS) Semi-Empirical Model for Plain and Steel Fiber Reinforced Concrete Subjected to Uniaxial Compressive Load. *Cement and Concrete Research*. 2019. Vol. 127. 105896. doi:10.1016/j.cemconres.2019.105896.

26. Buttignol T., Bitencourt J.L. A Transient Creep Investigation Applied to the Mesoscopic Analysis of Plain Concrete under Uniaxial Compression at High Temperature. *Fire Safety Journal*. 2021. Vol. 126. 103484. doi:10.1016/j.firesaf.2021.103484.

27. Alogla S., Kodur V. Temperature-Induced Transient Creep Strain in Fiber-Reinforced Concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2020. Vol. 113. 103719. doi:10.1016/j.cemconcomp.2020.103719.

28. Fan K., Li J., He Z., Liu Q., Yao Y. Transient creep strain of fly ash concrete at elevated temperatures. *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74. doi:10.1680/jmacr.21.00267.

Информация об авторе:

Левитский Валерий Евгеньевич
ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения».
E-mail: dobriy_vecher@mail.ru

Information about author:

Levitsky Valery E.
Russian University of Transport, Moscow, Russia,
candidate in technical sciences, docent, associated professor, of the department of Building Construction, Buildings and Structures.
E-mail: dobriy_vecher@mail.ru

УДК 69.059.4 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-78-87

В.В. МАЛЮК[1,2]
[1]Филиал ФГБУ «ЦНИИП Минстроя России» ДальНИИС, г. Владивосток, Россия
[2]ФГБОУ ВО «Сахалинский государственный университет», г. Южно-Сахалинск, Россия

КОНЦЕПЦИЯ МОДЕЛИ МОРОЗНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА БЕТОН МОРСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Аннотация. *Представлен концептуальный подход к прогнозированию долговечности бетона в условиях морозного воздействия и сильного насыщения на основе реальной работы бетона в конструкциях портовых сооружений на морском побережье юга о. Сахалин. Показано, что отсутствие методов прогнозирования коррозии бетона в условиях морозного воздействия, обусловлено многообразием и синергетическим эффектом факторов, определяющих долговечность. Многоцикличное воздействие знакопеременных температур, обусловленное морскими приливами, не всегда является определяющим критическим показателем суровости для зоны переменного уровня. Незамерзающая вода в акватории портов и тяжелые гидрометеорологические условия в виде сильного волнения предопределяют обледенение конструкций в течение всего зимнего периода. Этот фактор в определенных случаях может являться критическим для бетона. На основании результатов исследования состояния, свойств и температурно-влажностного режима бетона в конструкциях зоны переменного уровня воды и общепринятых теоретических положений морозного разрушения бетона предложено прогнозировать срок службы в зоне переменного уровня портовых сооружений на основе концепции двухстадийности процесса морозной коррозии. Показана возможность прогноза долговечности бетона на основе сценарного моделирования процесса развития системы структуры пор цементной матрицы в зависимости от ее параметров к началу морозного воздействия и механизма промерзания бетона в конструкциях.*

Ключевые слова: *водонасыщение бетона, долговечность, морозостойкость, морские сооружения, срок службы.*

V.V. MALYUK[1, 2]
[1]Branch FGBU «TSNIIP Russian Ministry of Construction» DalNIIS, Vladivostok, Russia
[2] Sakhalin State University, Yuzhno-Sakhalinsk, Russia

CONCEPT OF THE MODEL OF FROST IMPACT ON CONCRETE OF OFFSHORE STRUCTURES

Abstract. *A conceptual approach is presented to predicting the durability of concrete under conditions of frost exposure and strong saturation based on the actual work of concrete in the structures of port facilities on the sea coast of the south of the island. Sakhalin. It is shown that the lack of methods for predicting concrete corrosion under frost exposure, despite the large amount of theoretical and experimental work on this topic, is due to the diversity and synergistic effect of factors that determine durability. It has been established that the multicyclic effect of sign-variable temperatures due to sea tides is not always the determining critical indicator of severity for the zone of variable level. Non-freezing water in the port waters and severe hydrometeorological conditions in the form of strong waves predetermine the icing of structures throughout the winter period. This factor in certain cases can be critical for concrete. Based on the results of the study of the state, properties and temperature-humidity regime of concrete in the structures of the zone of variable water level and the generally accepted theoretical principles of frost destruction of concrete, it is proposed to predict its service life in the zone of variable level of port facilities based on the concept of a two-stage process of frost corrosion. The possibility of predicting the durability of concrete based on scenario modeling of the process of development of the system of pore structure of the cement matrix, depending on its parameters by the beginning of frost exposure and the mechanism of freezing of concrete in structures, is shown.*

© Малюк В.В., 2024

Keywords: *concrete water saturation, durability, frost resistance, offshore structures, service life prediction.*

Введение

Недостаточная долговечность бетона в конструкциях создает огромную нагрузку как на экономику, так и экологию. Возрастающие случаи преждевременной потери несущей способности конструкций в период эксплуатации ставят вопрос о необходимости вводить в нормы проектирования железобетонных конструкций обязательные требования по расчету долговечности [1, 2, 3].

Основной причиной преждевременного износа железобетонных конструкций является коррозия арматуры, связанная с карбонизацией и проницанием хлоридов. Это относится к химической коррозии, которая по современной классификации агрессивных сред особенно проявляется в агрессивных средах класса XC, XB, XS. Показателями суровости этих сред является степень насыщения и концентрация растворов и аэрозолей в условиях положительной температуры. Для России актуальным вопросом остается разработка мер защиты бетона в агрессивной среде класса XF4, которая характеризуется попеременным замораживанием бетона при сильном насыщении его пресной или минерализованной водой, поскольку преобладающая часть территории находится в климатической зоне с большой продолжительностью зимнего периода с отрицательными температурами. Несмотря на большой объем исследований, посвященных морозной коррозии бетона, до сих пор отсутствуют общепринятые методы как расчета бетона по морозостойкости, так и прогноза долговечности по фактическим показателям свойств бетона в конструкциях при эксплуатации в условиях морозного воздействия. В значительной степени это обусловлено сложным механизмом разрушения бетона при морозном воздействии.

Большим достижением в области исследования стойкости водонасыщенного бетона при многократном замораживании и оттаивании явилось принятия в 1884 году для оценки морозостойкости единой методики испытаний, предложенной профессором Н.А. Белелюбским [4]. Основным положением данной методики является то, что в ней заложено имитационное моделирование внешних воздействий от многократного замораживания и оттаивание, которое происходит из-за цикличности приливов и отливов. Под термином морозостойкость стали понимать способность водонасыщенного бетона сохранять прочность при многократном замораживании и оттаивании. Принципиальная основа этого положения сохранилась до настоящего времени в стандартных методах испытаний бетона на морозостойкость. Единая методика испытания бетона на морозостойкость, несмотря на ее условность, позволила установить ряд важных зависимостей морозостойкости от состава бетона; качества и расхода цемента; качества заполнителей; водоцементного отношения; степени гидратации цемента; пористости цементного камня; условий замораживания [5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 16, 17].

В последнее время при эксплуатации конструкций в агрессивных условиях класса XF4 увеличивается число случаев преждевременного разрушения конструкций после первого зимнего сезона, т.е. через 3…4 месяца эксплуатации. Наблюдаемые случае скоротечного процесса разрушения бетона нельзя отнести к понятию деградации, поскольку кинетика развития деструкции бетона в этом случае не связана с длительным периодом накопления повреждений от циклов замораживания-оттаивания [18, 19]. Фактически происходит внезапный отказ. Выводы о причинах такого вида разрушения делаются без глубокого анализа факторов, обусловливающих процесс разрушения. В связи с этим отсутствует возможность в систематизации и раскрытии причин деструкции.

Отсутствие объективной информации о причинах повреждения сдерживает дальнейшее развитие теории и методов проектирования долговечности. Необходимость в изучении реальной работы бетона в сооружениях обусловлена не только проблемами, изложенными выше, но и мировой тенденцией перехода к проектированию конструкций, зданий и сооружений по жизненному циклу.

В данной работе изложена концептуальная модель морозного воздействия на конструкционный бетон при сильном насыщении морской водой на основе исследования реального поведения бетона в конструкциях морских гидротехнических сооружений, которая в дальнейшем может использоваться как для совершенствования технологии бетона, так и для разработки модели прогнозирования долговечности.

Методы исследования

Традиционно принято считать, что суровость внешних воздействий для бетона морских сооружений определяют количество циклов замораживания-оттаивания в зоне прилива и температура воздуха в районе сооружения. Это является методологической основой для разработки современной технологии бетонов высокой морозостойкости [4-13]. В этом случае исследуется система *материал-среда,* которая имитирует один из возможных механизмов замораживания бетона. В научной литературе отсутствуют экспериментальные исследования температурного режима бетона в зимний период в зоне переменного уровня воды. Утверждение о высокой суровости условий эксплуатации бетона в зоне прилива не имеет доказательной базы и основано на умозрительных представлениях, что морские приливы в акватории портов создают определяющую по суровости и значимости нагрузку на бетон в виде циклов замораживания-оттаивания. Процесс экспериментальных исследований реальной работы бетона в зоне переменного уровня является технически сложным по ряду причин. Одной из них является отсутствие до последнего времени средств измерения для выполнения такого вида экспериментальных работ в тяжелых гидрометеорологических условиях, которые характерны для морского побережье арктических и дальневосточных морей.

В настоящее время разработаны электронные контрольно-измерительные приборы и программное обеспечение для мониторинга температур, что позволяет проводить исследования в тяжелых гидрометеорологических и агрессивных условиях. Это позволило перейти от традиционного изучения работы бетона в системе *материал – среда* к изучению работы бетона в системе *материал – конструкция – среда.*

Методология оценки объектов исследований построена на изучение реальной работы бетона в конструкциях при морозном воздействии и опыта строительства и эксплуатации портовых сооружений на о. Сахалин за последние сто лет (1920–2020 гг.) [19]. Методология предусматривала исследовать:

– условия эксплуатации бетона в зоне переменного уровня;
– состояния бетона в зоне переменного уровня по внешним признакам;
– качественные показатели бетона в конструкциях;
– температурный режим бетона в поверхностном слое бетона.

Отличительная особенность климатических условий побережья о. Сахалин заключается в разнообразии и своеобразии. Южная часть западного побережья острова омывается водами Японского моря, остальное побережье – водами Охотского моря. Последнее относится к числу холодных субарктических морей и является самым холодным из дальневосточных морей. Одновременное влияние холодного Охотского и теплого Японского морей особенно проявляется в южной части острова. Крайняя южная часть моря никогда не замерзает, поэтому интенсивное строительство портовых сооружений ведется на юге Сахалина.

Фото 1 – Общий вид причального сооружения в зимний период (декабрь) в период отлива (фото автора)

Отсутствие в зимний период ледяного покрова в акватории портов, повторяемость волнения до 35 - 50 % с высотой волн до 4-6 метров и низкие отрицательные температуры зимой (до минус 20 ^{0}C), является причиной образования наледи на конструкциях портовых сооружений (причальных и оградительных) в зоне всплеска волны, которая сохраняется в течение всего зимнего периода, т.е. до 90 суток (фото 1).

Исследование температурного режима бетона в конструкциях выполнены на основе применения специальных температурных датчиков, установленных на глубину 50 мм в поверхностном слое бетона на различных участках зоны переменного уровня воды (фото 2). Датчики фиксировали информацию о температуре в течение зимнего периода. После зимнего сезона они извлекались из конструкции для последующей обработки полученной информации на компьютере.

а) б)

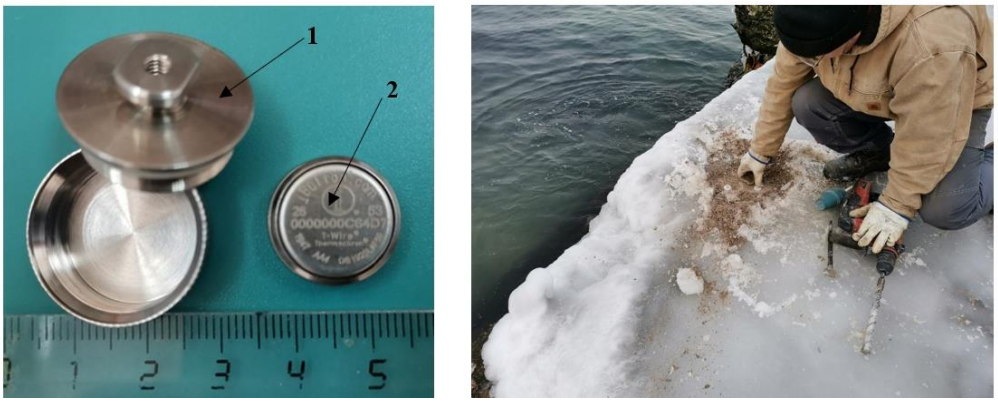


Фото 2– Вид датчика для замера температуры бетона в зоне переменного уровня воды: 1- контейнер; 2- датчик (а), процесс установки датчика температуры в конструкцию (б)

Мониторинг состояния конструкций и температурного режима воздуха и бетона в зимний период позволили установить реальный механизм замораживания бетона на различных участках конструкций зоны переменного уровня.

Результаты и обсуждения

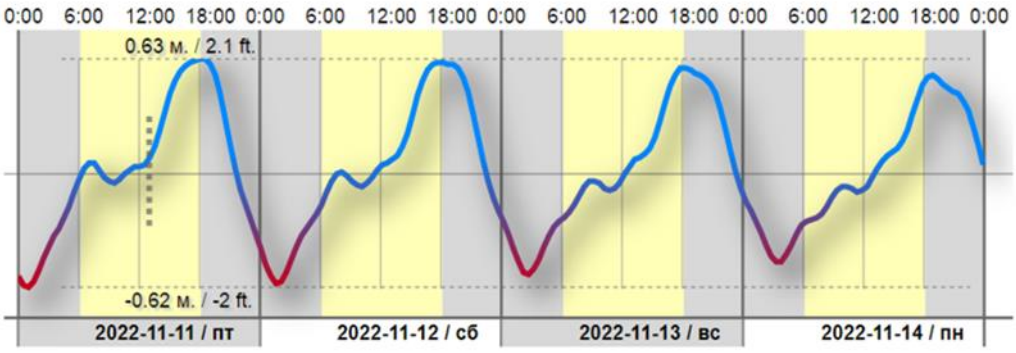


Рисунок 1 – График хода прилива и отлива: о. Сахалин, залив Анива (https://nashaplaneta.net/prilivy/prilivy-otlivy-ru_yujno_sahalinsk)

Рассматривая условия эксплуатации и температурный режим бетона в зоне переменного уровня можно отметить, что в системе «материал – конструкция – среда» морозное воздействие на участках действия прилива и всплеска волны существенно различается по степени насыщения морской водой и по температурным параметрам. Продолжительность контакта бетона с водой зависит от уровня расположения его в конструкции и режима приливной волны (рисунок 1).

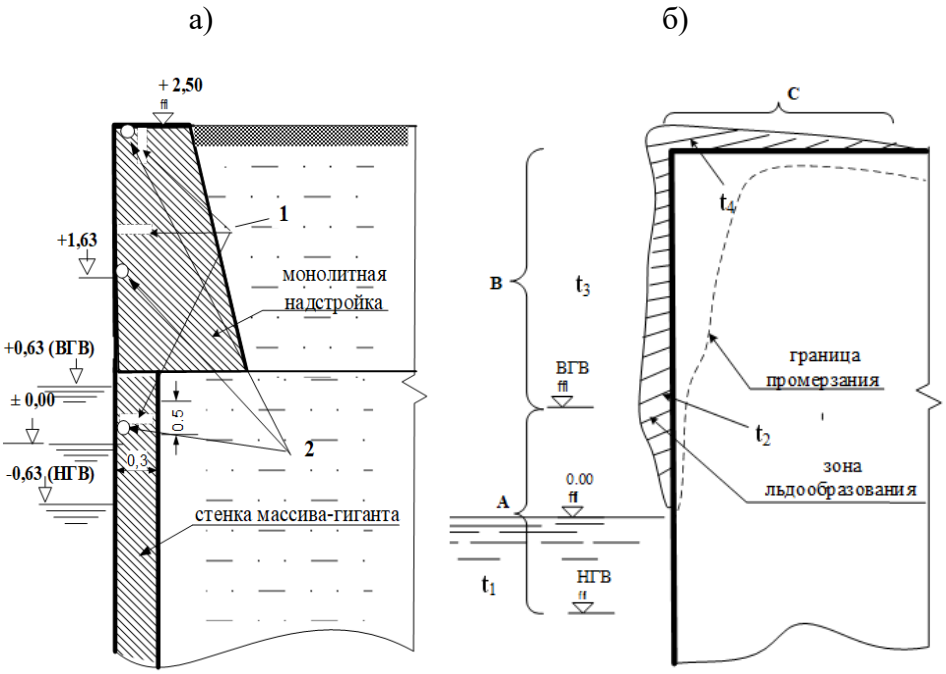


Рисунок 2 – Схемы: а) конструкция причала с местами отбора проб бетона (1) и установки датчиков температуры (2); б) схема морозного воздействия на бетон в зоне переменного уровня воды

Бетон на участке прилива, т.е. между нижним уровнем воды (НГВ) и верхним уровнем воды (ВГВ), находится непосредственно в контакте с морской водой (рисунок 2). С увеличением время насыщения бетона уменьшается продолжительность замораживания бетона. Например, на отметке ВГВ продолжительность насыщения бетона составляет 1-2 часа, а продолжительность замораживания 22-23 часа. На отметке НГВ наоборот – продолжительность насыщение бетона 22-23 часа, а продолжительность замораживания 1-2 часа. Следовательно, наиболее низкая температура замораживания бетона соответствует наименее насыщенному бетону. Поэтому реально в зоне прилива, которая считается наиболее нагруженной от внешних воздействий, создается микроклимат с параметрами, существенно отличными от режима стандартных испытаний на морозостойкость. Это является объяснением установленного факта высокой долговечности бетона – около 100 лет, при стандартной морозостойкости бетона $F_2$50 [19].

На участке действия прилива, исходя из общепринятых представлений, замораживание бетона должно проходить на воздухе в период отлива, а оттаивание в воде в период прилива. Однако исследования показали, что в зимний период при температуре воздуха ниже минус 10 ^{0}C цикличное замораживание и оттаивание бетона происходит на отметках ниже нулевого уровня. Бетон конструкции выше нулевого уровня не подвержен циклам замораживания-оттаивания, поскольку этот участок конструкции покрывается льдом в течение 60 – 90 дней (фото 1; рисунок 2 *б*). На участке ниже нулевого уровня при самых неблагоприятных условиях замораживание бетона происходит при температуре замораживания выше минус 10 ^{0}C (рисунок 3).

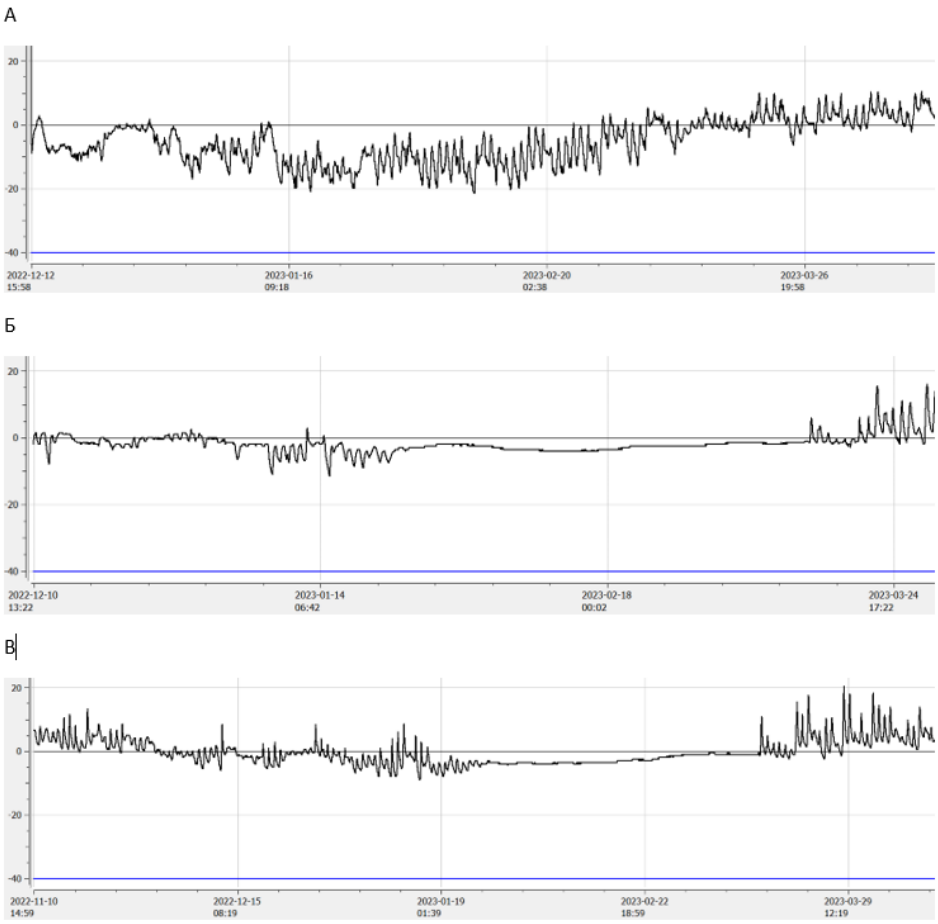


Рисунок 3 – График хода температуры в зимний период:
А- воздуха; Б- бетона на отметке 0.0; В- бетона на отметки + 1,5 (данные автора)

Цикличное замораживание и оттаивание бетона на участке прилива происходит в начальный зимний период до середины декабря, когда вода в акватории не опускается ниже 0^0С и в конце зимнего периода: это третья декада февраля и первая декада марта, когда повышается температура воздуха и воды в акватории.

Исследования показали, что традиционные технологии бетона позволяют обеспечить в зоне переменного уровня морских портовых сооружений срок службы конструкциям из бетона марки по морозостойкости $F_2$50 не менее 100 лет. Фактически бетон, изготовленный по современным требованиям, имеет морозостойкость минимум на порядок выше, чем это требуется для обеспечения срока службы 100 лет.

Анализ причин разрушения бетона в конструкциях морских сооружений позволил установить, что в зоне переменного уровня воды многоцикличное замораживание-оттаивание не всегда является определяющим фактором внешних воздействий в зоне переменного уровня воды. Результаты натурных исследований морских сооружениях на побережье дальневосточных морей свидетельствуют, что в реальных условиях в зоне переменного уровня имеются два участка, которые отличаются по степени насыщения бетона и характеру воздействия отрицательной температуры: а) участок действия прилива; б) участок всплеска волны. Определяющими факторами внешних воздействий на участке прилива являются температура замораживания бетона (t_F) и количество циклов замораживания-оттаивания (N_{FT}), а на участке всплеска волны - температура замораживания бетона (t_F) и продолжительность замораживания (T_F) [20]. Исходя из преобладающих факторов внешних воздействий, выделено два вида механизма замораживания бетона по

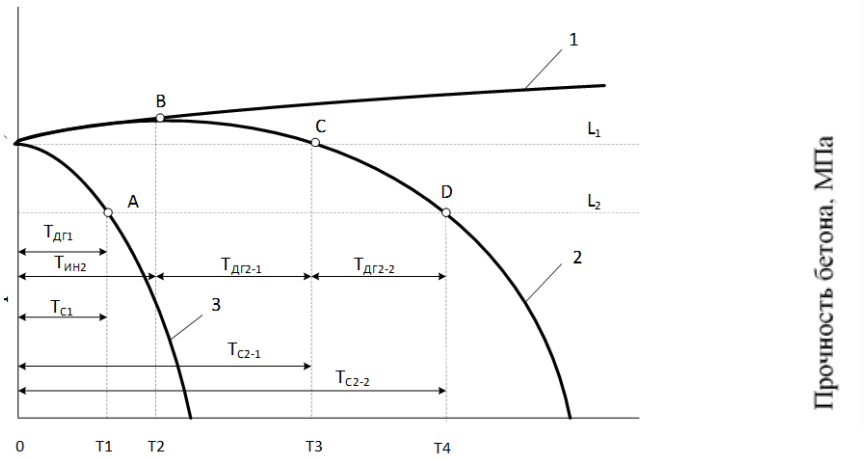
преобладающим показателям воздействия (рисунок 2 *б*): А - участок действия прилива: $P_{F1} = f(t_F; N_{FT})$; В - участок всплеска волны: $P_{F2} = f(t_F; T_F)$. На участке всплеска волны происходит обледенение конструкций и бетон подвержен в течение 60-90 суток длительному замораживанию. Это характерно для портовых сооружений арктических и дальневосточных морей.

На участках длительного обледенения наблюдается лавинообразное разрушение бетона после первого года эксплуатации, по кинетике процесса его можно отнести к внезапному отказу [18]. В зоне прилива наблюдается деградационный характер разрушения бетона, т.е. процесс разрушения развивается в течение нескольких десятков лет.

В системе «материал – конструкция – среда» целесообразно исследовать причины разрушения бетона на основе сценарного моделирования морозного воздействия на конструкционный бетон, поскольку кинетику процесса деградации бетона определяют разные механизмы замораживания бетона. Для этих моделей применима общая причина разрушения бетона при морозном воздействии – деструкция бетона начинается при достижении критической степени водонасыщения [5, 14, 15].

Кинетика водонасыщения пор в период эксплуатации является производной как от состава и системы структуры пор бетона к началу морозного воздействия, так и от механизма замораживания бетона. Возможность изменения влажностного состояния бетона в конструкции при длительном обледенении в силу термоградиентного массопереноса воды является принципиальным отличием от процесса насыщения бетона, который происходит на участке прилива. Это отличие оказывает влияние на выбор технологии бетонных работ и состав бетона для обеспечения требуемой долговечности конструкций в зоне переменного уровня воды [21].

Сам процесс морозной коррозии целесообразно рассматривать как двухэтапный, в котором присутствует этап инициации $T_{ИН}$ и деградации $T_{ДГ}$ (рисунок 4). Этап инициации определяет период водонасыщения бетона до критической степени, а этап деградации соответствует периоду развития микротрещин после критического водонасыщения до предельного уровня снижения прочности. Выделены три сценария развития структуры бетона при сильном водонасыщении в условиях морозного воздействия (рисунок 4).



Срок службы конструкций в условиях морозного воздействия, годы
L_1 – уровень ЖЦ по нормативной прочности бетона;
L_2 - уровень ЖЦ по эксплуатационным характеристикам бетона

Рисунок 4 – Сценарии жизненного цикла бетона: 1- наличие только периода инициации ($T_{ИН}$); 2 - наличие периода инициации ($T_{ИН}$) и деградации ($T_{ДГ}$); 3 - наличие только периода деградации ($T_{ДГ}$)

Реальные срок службы бетона в конструкциях портовых сооружений в условиях морского побережья дальневосточных морей свидетельствуют, что жизненный цикл бетона в конструкциях развивается по трем, рассмотренным выше сценариям. Реальный факт срока службы бетона в конструкциях зоны переменного уровня в течение 100 лет раскрывает потенциальные возможности бетона. Однако увеличение случаев разрушения бетона после первого зимнего сезона в агрессивных средах класса XF4 свидетельствует о необходимости актуализации методов первичной защиты бетона с учетом механизма замораживания бетона в конструкции.

Сценарный подход к разработке прогнозных моделей долговечности бетона, визуализация которых представлена на рисунке 4, целесообразно рассматривать в качестве концептуальной основы для разработки модели прогноза сроков службы бетона по эксплуатационным характеристикам (performance-based design). Это необходимо также для совершенствования методов проектирования и технологии бетонных работ при эксплуатации конструкций в агрессивных средах класса XF4 [21].

Выводы

Результаты комплексного исследования бетона в конструкциях морских портовых сооружений: состояния, свойств и температурно-влажностного режима, показали, что факторы, принятые для оценки агрессивности среды класса XF4, не в полной мере характеризуют реальную нагрузку от внешних воздействий на бетон зоны переменного уровня морских портовых сооружений.

На участках, подверженных воздействию волн, которые тоже относятся к зоне переменного уровня, фактором агрессивности является длительное замораживание в условиях обледенения.

Мониторинг разрушений бетона после первого зимнего сезона в конструкциях морских и транспортных сооружениях, на примере о. Сахалин, дает основания считать, что длительность замораживания в условиях обледенения необходимо учитывать при проектировании мер первичной защиты бетона.

Целесообразно нормы по защите бетона в агрессивной среде класса XF4 актуализировать с учетом реальных условий эксплуатации сооружений и рассматривать длительность морозного воздействия как фактор агрессивности.

На этапе проектирования методов первичной защиты от морозной коррозии целесообразно устанавливать требования к технологии бетона в зависимости от условий строительной площадки и механизма замораживания бетона в конструкциях.

Сценарный подход к прогнозированию долговечности бетона позволяет актуализировать срок службы бетона в агрессивных средах класса XF4 на стадии приемки конструкций по фактическим показателям качества бетона, характеризующих стойкость в конкретных условиях эксплуатации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability: State-of-the-Art Report RILEM TC 230-PSC (RILEM State-of-the-Art Reports (18), Springer; 1st ed. 2016, (October 3, 2015), 391 p.

2. Карпенко Н.И., Ярмаковский В.Н., Ерофеев В.Т. О современных методах обеспечения долговечности железобетонных конструкций // Academia. Архитектура и строительство. 2015. № 1. С. 93–02.

3. Степанова В.Ф., Фаликман В.Р. Современные проблемы обеспечения долговечности железобетонных конструкций // Пленарные доклады II Международной конференции «Бетон и железобетон – взгляд в будущее». М., 2014. С. 275–289.

4. Кунцевич О.В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений Крайнего Севера. Л.: Стройиздат. Ленинградское отделение, 1983.132 с.

5. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шиссль П. Долговечность железобетона в агрессивных средах. Москва: Стройиздат, 1990. 320 с.

6. Горчаков Г. И., Капкин М. М., Скрамтаев Б. Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. Москва: Стройиздат, 1965. 195 с.

7. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. М. Стройиздат, 1980. 536 с.

8. Добролюбов Г., Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Прогнозирование долговечности бетона с добавками. Москва: Стройиздат, 1983. 212 с.

9. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости. Л., 1989. 128 с.

10. Леонович С.Н., Литвиновский Д.А., Чернякевич О.Ю., Степанова А.В. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях. Минск: в 2 ч. Ч. 2., изд-во БНТУ, 2016. 393 с.

11. Шестоперов С.В. Долговечность бетона транспортных сооружений. М., изд-во Транспорт, 1966. 501 с.

12. Москвин В. М. Коррозия бетона. М.: Госстройиздат, 1952. 344 с.

13. Стольников В. В. Исследование по гидротехническому бетону. М. – Л.: Госэнегоиздат, 1962. 330 с.

14. Fagerlund, G., “Moisture design with regard to durability – With special reference to frost destruction”, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, TVBM-3130, Lund 2006, 128 pp.

15. Fagerlund, G. Frost Destruction of Concrete –A Study of the Validity of Different Mechanisms. Nordic Concrete Research. Publ. No. NCR 58. 2018(1):35–54. //doi.org/10.2478/ncr-2018–0003

16. Neville, A. M. Brooks J.J. Concrete Technology, 2nd Edition. 2010. ISBN-3: 9780273732198.

17. Славчева Г.С., Чернышов Е.М. Влияние структуры высокопрочных модифицированных бетонов на дилатометрические эффекты при их замораживании // Вестник инженерной школы ДВФУ. 2015. № 1 (22). С. 55-62

18. Malyuk V., Degradation and sudden failure of concrete structures of marine hydraulic structures in severe hydrometeorological conditions. Far East Con-2018. International Multi-Conference on Industrial Engineering and Modern technologies IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 463 (2018) 022071. URL: //doi.org/10.1088/1757-899X/463/2/022071

19. Малюк В.В., Малюк В.Д., Леонович С.Н. Анализ результатов обследования железобетонных конструкций портовых сооружений (о. Сахалин, 1927–2018 гг.) // Бетон и железобетон. 2022. № 1 (609). С. 3–9. doi: //doi.org/10.31659/0005-9889-2022-609-1-3-9

20. Malyuk V.V., V.D. Malyuk. Freezing Mechanisms of the Concrete in an Area of Variable Water Level of Port Facilities. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Volume 988 (2022), doi:10.1088/1755-1315/988/5/052020

21. Малюк В.В., Малюк В.Д., Леонович С.Н. Совершенствование методов проектирования и технологии бетонных работ (на примере о. Сахалин) // Бетон и железобетон. 2022. № 2 (610). С. 30–34. doi: https://doi.org/10.31659/0005-9889-2022-610-2-30-34.

REFERENCES

1. Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability: State-of-the-Art Report RILEM TC 230-PSC (RILEM State-of-the-Art Reports (18), Springer; 1st ed. 2016, (October 3, 2015), 391 p.

2. V.T. Karpenko N.I., IArmakovskiĭ V.N., Erofeev V.T. O sovremennykh metodakh obespecheniia dolgovechnosti zhelezobetonnykh konstruk͡tsiĭ [On Modern Methods of Ensuring the Durability of Reinforced Concrete Structures (in Russian)]. Academia. Architecture and Construction. 2015. No.1. Pp. 93-102. (rus)

3. Stepanova V.F., Falikman V.R. Sovremennye problemy obespecheniia dolgovechnosti zhelezobetonnykh konstruk͡tsiĭ [Modern Problems of Ensuring the Durability of Reinforced Concrete Structures] Concrete and Reinforced Concrete – Look into the Future: in 7 volumes. Volume 3. M. MISI-MGSU Publishing House, 2014. Pp.430-444. (rus)

4. Kunt͡sevich O.V. Betony vysokoĭ morozostoĭkosti dlia sooruzheniĭ Kraĭnego Severa [High Frost Resistance Concretes for Facilities of the Far North]. Leningrad: Stroyizdat, 1983.132 p. (rus)

5. Alekseev S.N., Ivanov F.M., Modry S., Shissl P. Dolgovechnost′ zhelezobetona v agressivnykh sredakh [Durability of Reinforced Concrete in Aggressive Environments]. Moskva: Strojizdat, 1990. 320 p. ISBN 5-274-00923-9. (rus)

6. Gorchakov G.I., Kapkin M.M., Skramtaev B.G. Povyshenie morozostoĭkosti betona v konstruk͡tsiiakh promyshlennykh i gidrotekhnicheskikh sooruzheniĭ [Increasing the frost resistance of concrete in the structures of industrial and hydraulic structures]. Moscow: Stroyizdat, 1965. 195 p. (rus).

7. Moskvin V.M., Ivanov F.M., Alekseev S.N., Guzeev E.A. Korroziia betona i zhelezobetona, metody ikh zashchity [Corrosion of Concrete and Reinforced Concrete, Methods of Their Protection] M., Strojizdat, 1980. 536 p. (rus)

8. Dobroliubov G., Ratinov V.B., Rozenberg T.I. Prognozirovanie dolgovechnosti betona s dobavkami. [Prediction of durability of concrete with additives: monograph] Moscow: Stroyizdat, 1983. 212 p. (rus)

9. SHeĭkin A.E., Dobshi͡ts L.M. T͡Sementnye betony vysokoĭ morozostoĭkosti [Cement concretes of high frost resistance]. Leningrad, 1989. 128 p. (rus)

10. Leonovich S.N., Litvinovskiĭ D.A., CHerniakevich O.IU., Stepanova A.V. Prochnost′, treshchinostoĭkost′ i dolgovechnost′ konstruk͡tsionnogo betona pri temperaturnykh i korrozionnykh vozdeĭstviiakh [Strength, Crack

Resistance and Durability of Structural Concrete at Temperature and Corrosion Effects]: v 2 ch. Ch. 2.- Minsk: izd-vo BNTU, 2016. 393 p. (rus)

11. SHestoperov S.V. Dolgovechnost′ betona transportnykh sooruzheniĭ [Concrete Durability of Transport Structures] M., Transport Publishing House, 1966. 501 p. (rus)
12. Moskvin V. M. Korroziya betona [Corrosion of concrete]. M.: Gosstroyizdat, 1952. 344 p. (rus)
13. Stol`nikov V. V. Issledovanie po gidrotekhnicheskomu betonu [Research on hydraulic concrete]. M. L., Gosenegoizdat, 1962. 330 p. (rus)
14. Fagerlund, G., "Moisture design with regard to durability – With special reference to frost destruction", Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, TVBM-3130, Lund 2006, 128 pp.
15. Fagerlund, G. Frost Destruction of Concrete –A Study of the Validity of Different Mechanisms. Nordic Concrete Research. Publ. No. NCR 58. 2018(1) Pp. 35–54. //doi.org/10.2478/ncr-2018–0003/
16. Neville, A. M. Brooks J.J. Concrete Technology, 2nd Edition. 2010. ISBN-3: 9780273732198.
17. Slavcheva G.S., CHernyshov E.M. Vliianie struktury vysokoprochnykh modifit͡sirovannykh betonov na dilatometricheskie ėffekty pri ikh zamorazhivanii [Influence of the structure of high-strength modified concretes on dilatometric effects during their freezing] Bulletin of the FEFU Engineering School. 2015. No. 1 (22). Pp. 55-62. (rus)
18. Malyuk V., Degradation and sudden failure of concrete structures of marine hydraulic structures in severe hydrometeorological conditions. Far East Con-2018. International Multi-Conference on Industrial Engineering and Modern technologies IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 463 (2018) 022071. URL://doi.org/10.1088/1757-899X/463/2/022071
19. Maliuk V.V., Maliuk V.D., Leonovich S.N. Analiz rezul′tatov obsledovaniia zhelezobetonnykh konstrukt͡siĭ portovykh sooruzheniĭ (o. Sakhalin, 1927–2018 gg.) [Analysis of the results of the survey of reinforced concrete structures of port facilities (Sakhalin Island, 1927–2018)] Concrete and reinforced concrete. 2022. No. 1 (609). Pp. 3–9. //doi.org/10.31659/0005-9889-2022-609-1-3-9. (rus)
20. Malyuk V.V., V.D. Malyuk. Freezing Mechanisms of the Concrete in an Area of Variable Water Level of Port Facilities. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Vol. 988, Issue 5, id.052020, 7 p.
21. Maliuk V.V., Maliuk V.D., Leonovich S.N. Sovershenstvovanie metodov proektirovaniia i tekhnologii betonnykh rabot (na primere o. Sakhalin) [of design methods and technology of concrete works (on the example of Sakhalin Island)] Concrete and reinforced concrete. 2022. No 2 (610). Pp. 30–34. doi:https://doi.org/10.31659/0005-9889-2022-610-2-30-34 (rus)

Информация об авторе:

Малюк Владислав Викторович
Филиал ФГБУ «ЦНИИП Минстроя России» ДальНИИС, г. Владивосток, Россия,
младший научный сотрудник.
ФГБОУ ВО «Сахалинский государственный университет», г. Южно-Сахалинск, Россия,
старший преподаватель.
E-mail: mal46yuk@gmail.com

Information about authore:

Malyuk Vladislav V.
Branch FGBU «TSNIIP Russian Ministry of Construction» DalNIIS, Vladivostok, Russia,
junior researcher.
Sakhalin State University, Yuzhno-Sakhalinsk, Russia,
senior lecturer.
E-mail: mal46yuk@gmail.com

УДК 624.07 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-88-98

В.С. МОСКОВЦЕВА[1,2]
[1]ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
[2]ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук», г. Москва, Россия,

РАСЧЕТ ПАРАМЕТРА ЖИВУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ СО СЛОЖНОНАПРЯЖЕННЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

Аннотация. *На энергетической основе, с использованием диаграммного метода разработан алгоритм численно-аналитического решения задачи по определению параметра живучести железобетонного рамного каркаса многоэтажного здания со сложнонапряженными элементами при статико-динамическом деформировании, вызванном особым воздействием. Определение значения параметрической нагрузки, при которой в наиболее напряженном пространственном сечении при рассматриваемом режиме нагружения наступает один из критериев особого предельного состояния получено из системы канонических уравнений неординарного варианта смешанного метода. В соответствии с этим вариантом смешанного метода, решение задачи построено таким образом, когда первоначальная исходная система подконструкции рамы описывается шарнирно-стержневой моделью, в которой места возможного выключения связей заменяют сложными шарнирами и соответственно неизвестными угловыми и линейными связями. путем выполнения численных исследований и сравнением с экспериментальными данными дана оценка эффективности и достоверности разработанной методики. Показано, что при принятых исходных гипотезах предложенная методика расчета живучести рам со сложнонапряженными элементами удовлетворительно описывает процесс их деформирования и разрушения при рассматриваемых воздействиях.*

Ключевые слова: *железобетонная рама, сложное напряженное состояние, экспериментально-теоретические исследования, особое воздействие, расчетная модель, параметр живучести.*

V.S. MOSKOVTSEVA[1,2]
[1]Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia
[2]Scientific Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia

CALCULATION OF THE SURVIVABILITY PARAMETER OF REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH COMPLEX STRESSED ELEMENTS

Abstract. *On the energy basis, using the diagrammatic method, the solution of the problem of determining the survivability parameter of the reinforced concrete frame structure of a multistory building with complex-stressed elements under static-dynamic deformation caused by a special impact is obtained. Determination of the parametric load value, at which in the most stressed spatial section at the considered loading mode one of the criteria of the special limit state comes from the system of canonical equations of the extraordinary version of the mixed method. Comparison of the experimental and design survivability parameters gives an assessment of the efficiency and reliability of the proposed design dependencies. It has been shown that with the adopted initial hypotheses, the proposed method for calculating the survivability of frames with complex stressed elements satisfactorily describes the process of their deformation and destruction under the considered impacts.*

Keywords: *reinforced concrete frame, complex stress state, experimental and theoretical studies, special impact, calculation model, survivability parameter.*

© Московцева В.С., 2024

Введение

Исследования по проблеме живучести сооружений и разработки методов их защиты от прогрессирующего обрушения становятся все более актуальны в связи с постоянным увеличением вызовов природного и техногенного характера. Здесь под живучестью понимается способность системы распределять нагрузку между остальными элементами в случае повреждения или ослабления одного из элементов [1]. В отдельных странах, включая Россию, стран решение этой проблемы вышло на уровень разработки нормативных документов нового поколения. В то же время ряд направлений в исследованиях и решениях задач этой проблемы остается недостаточно изученным. Это касается как фундаментальных проблем теории живучести физически и конструктивно нелинейных систем, так и решения ряда задач прикладного характера. Так, в известных публикациях, например в российских [2-4] и зарубежных [5-7] приведены результаты в основном численных или численно-аналитических исследований конструктивных систем при их структурных перестройках. Незначительное число публикаций последних лет посвящено созданию аналитических и полуаналитических моделей деформирования таких систем в запредельных состояниях [8-11]. Анализируя теоретические [12-16] и экспериментальные [17-22] исследования отечественных и зарубежных ученых можно заметить, что в предлагаемых решениях для железобетонных рамно-стрежневых и рамных конструкций рассмотрены в основном простейшие напряженные состояния в конструктивных элементах: растяжение – сжатие, изгиб [23,24], внецентренное сжатие [5,25] и другие. В то же время в несущих элементах железобетонных рамных каркасов многоэтажных зданий при отдельных схемах нагружения, например, при неравномерных нагрузках на перекрытия, разных размерах смежных пролетов, в обвязочных ригелях наружного контура здания и других случаях, может возникать сложное напряженное состояние – например, кручение с изгибом. Касаясь вопросов обеспечения механической безопасности зданий и сооружений, можно сказать, что совместное действие изгибающего и крутящего моментов относится к достаточно распространенному виду сочетания силовых воздействий, а решение задач по защите каркасов многоэтажных зданий со сложнонапряженными железобетонными элементами в запредельных состояниях в известных публикациях отсутствуют.

В связи с этим в работе [26] на энергетической основе был предложен вариант полуаналитического решения задачи по определению приращений динамических усилий в сложнонапряженных железобетонных элементах многоэтажных рам в запредельных состояниях, вызванных структурной перестройкой конструкции при особом воздействии. Целью настоящей работы является разработка алгоритма численно-аналитического решения этой задачи и апробация достоверности и эффективности разработанной методики путем выполнения численных исследований и сравнением с экспериментальными данными.

Метод

Решение сформулированной задачи расчетного анализа параметров деформирования железобетонной рамы в предельном и запредельном состоянии построено применительно к фрагменту железобетонной рамно-стержневой конструктивной системы каркаса многоэтажного здания со сложным напряженным состоянием в ригелях при совместном действии крутящих и изгибающих моментов от сил Pi, приложенных к ригелям первого этажа с эксцентриситетом (рисунок 1), на которых были проведены экспериментальные исследования [27, 28].

Оценка живучести статически неопределимой рамной железобетонной конструктивной системы со сложнонапряженными элементами выполнена с использованием параметра живучести λ. Этот параметр определяется относительным значением параметрической нагрузки, при действии которой значение одного из критериев превысит допустимое в каком-либо из рассматриваемых сложнонапряженных сечений элемента системы, при ее статико-динамическом режиме нагружения.

На первом этапе расчета к статически неопределимой рамно-стержневой конструктивной системе приложена проектная нагрузка в виде сил $\lambda_m P_i$. Вычисление неизвестных усилий в рассматриваемой подконструкции (M_j, Z_i) выполнено с использованием неординарного смешанного метода [29, 30].

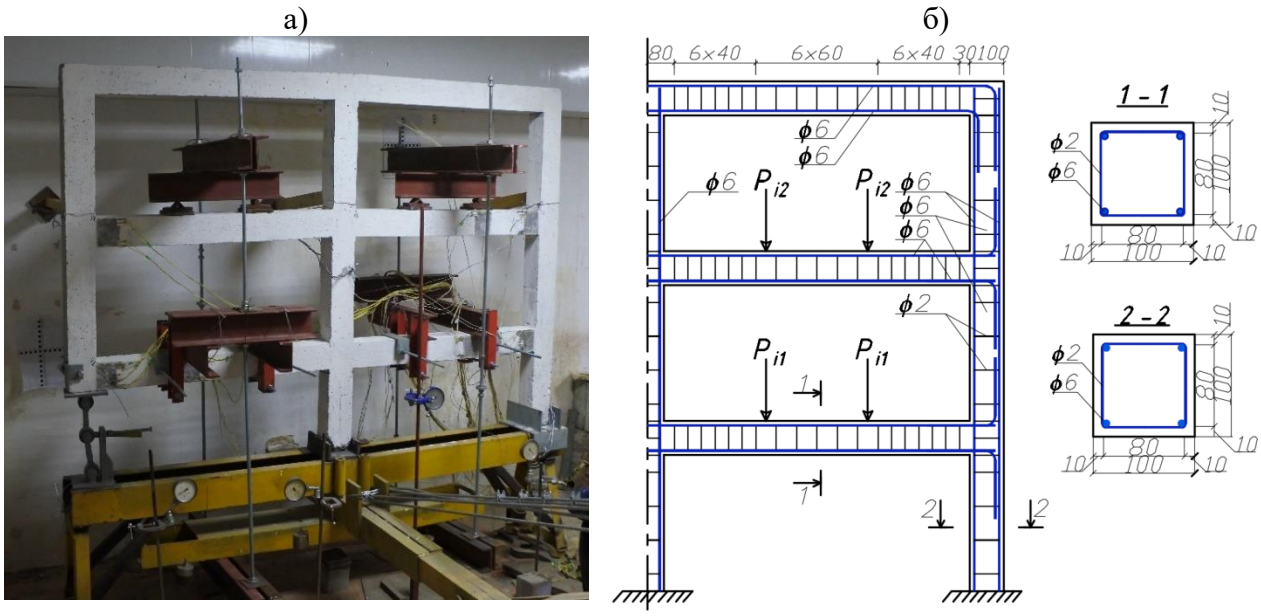


Рисунок 1 – Общий вид испытаний (а) и схема армирования (б) железобетонной рамы

Решение задачи по оценке живучести построено в виде следующего алгоритма.

1. На первом этапе формируется расчетная схема всей конструкции рамной системы для расчета численным методом с использованием программных комплексов и выполняется расчет рамы.

2. На втором этапе расчета из конструкции рамы в зоне возможного локального разрушения выделяется подконструкция ригеля, примыкающего к удаляемой при особом воздействии колонне. Эта подконструкция моделируется шарнирно-стержневым полигоном, в котором места возможного выключения связей заменяют сложными шарнирами и, соответственно, неизвестными угловыми M_j (j = 1,2, …, k), T_j (j= 1,2,..,k) и линейными Z_i (i= k+1, k+2,…,n) связями (рисунок 2).

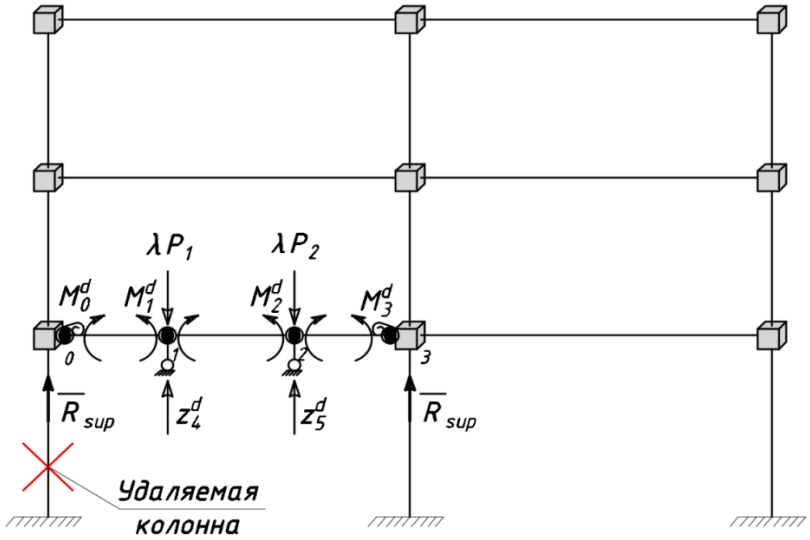


Рисунок 2 – Основная система для расчета подконструкции зоны возможного разрушения плоской рамной системы

3. Формируется исходная система канонических уравнений в матричной форме (1):

$$\begin{cases} A \cdot M + B \cdot Z + \Delta_q + \delta_P \cdot \lambda = 0 \\ C \cdot M + 0 + R_q + r_P \cdot \lambda = 0 \end{cases}. \quad (1)$$

4. Выполняется решение системы (1) с использованием Mathcad:

$$\left\| \begin{matrix} \vec{M} \\ \vec{Z} \end{matrix} \right\| = \left\| \begin{matrix} \vec{M}_q \\ \vec{Z}_q \end{matrix} \right\| + \left\| \begin{matrix} \vec{m}_p \\ \vec{z}_P \end{matrix} \right\| .\lambda , \quad (2)$$

где

$$\left\| \begin{matrix} \vec{M}_q \\ \vec{Z}_q \end{matrix} \right\| = \left\| \begin{matrix} A & B \\ -B^T & 0 \end{matrix} \right\|^{-1} . \left\| \begin{matrix} \vec{\Delta}_q \\ \vec{R}_q \end{matrix} \right\|; \qquad \left\| \begin{matrix} \vec{m}_p \\ \vec{z}_P \end{matrix} \right\| = - \left\| \begin{matrix} A & B \\ -B^T & 0 \end{matrix} \right\|^{-1} . \left\| \begin{matrix} 0 \\ \vec{r}_p \end{matrix} \right\| . \quad (3)$$

5. Вычисляются моменты в выключающихся связях (пространственных шарнирах) рассматриваемой подконструкции рамы от суммарного действия заданной и рассматриваемой параметрической нагрузок (4):

$$M_j = M_{jq} + m_{jp} .\lambda , \ (j = 1,2,...,k), \quad (4)$$

где M_{jq} и m_{jp}- элементы матрицы столбцов $\vec{M}_q$ и $\vec{m}_p$

6. Определяется минимальное значение параметрической нагрузки - параметра живучести $\lambda_m, (m = 1,2,3)$ при которой после выключения из работы элемента достигается особое предельное состояние в наиболее нагруженном сечении ригеля C_j:

$$\lambda_m = \min \left(\frac{M^d_{j,ult} \pm \left| M^d_{jq} \right|}{m^d_{jp}} \right), \ (j = 1,2,...,k) \quad (5)$$

7. При выключении из работы j -ой связи степень статической неопределимости рамы уменьшается на единицу. Из системы уравнений при этом исключается j-ое неизвестное. Исходная матрица уравнений смешанного метода преобразуются следующим образом: 1) в матрице A исключается j-ая строка и j-ый столбец; 2) в матрице B исключается j-ая строка; 3) в матрицах-столбцах значения грузовых коэффициентов $\vec{\Delta}_q$ и $\vec{R}_q$ уточняются с использованием формул (6):

$$\left. \begin{aligned} \Delta^{(l)}_{iq} &= \Delta_{iq} + \delta_{ip} .\lambda_m + \delta_{il} .\left(\pm M^d_{l,ult} \right) \\ R^{(l)}_{iq} &= R_{iq} + r_{ip} .\lambda_m + r^{'}_{il} .\left(\pm M^d_{l,ult} \right) \end{aligned} \right\} . \quad (6)$$

8. Далее система уравнений снова преобразуется аналогичным образом, но исходной уже будет являться система, полученная после предыдущего шага решения задачи. При этом на втором и последующих шагах получим приращение параметрической нагрузки, значение которой на i-ом шаге будет определяться по формуле:

$$\lambda_{mi} = \lambda_{m,i-1} + \Delta_{m,i-1} \quad (7)$$

Таким образом критерием живучести, исследуемой конструктивной рамной системы, в зоне возможного локального разрушения является последовательное изменение параметра λ_m, (m=1,2,3) при переходе от статически неопределимой рамной системы со сложнонапряженными элементами в систему, изменяемую по мере последовательного образования пространственных пластических шарниров.

Результаты

Численное определение параметра живучести рассмотрим на примере простейшей подконструкции плоской рамы – ригеля, примыкающего к удаляемой колонне первого этажа при следующих исходных данных: пролет *l*=0,9м, сечение ригеля 0,1х0,1м, момент инерции $I=8{,}33 \cdot 10^{-6}$ м^4, бетон класса В15 $E_b=2{,}3 \cdot 10^7$ кН/м^2, $M_{пр}$=1,8кНм.

В результате расчета (рисунок 3) было вычислено минимальное значение параметрической нагрузки - параметра живучести, при которой вначале образовался пространственный шарнир в сечениях C_0 и C_1 (λ_1 = 1,44), а затем значение параметрической нагрузки λ_2 = 1,84 при которой образуются пространственные шарниры в сечениях C_2 и C_3 и подконструкция ригеля превращается в геометрически изменяемую систему.

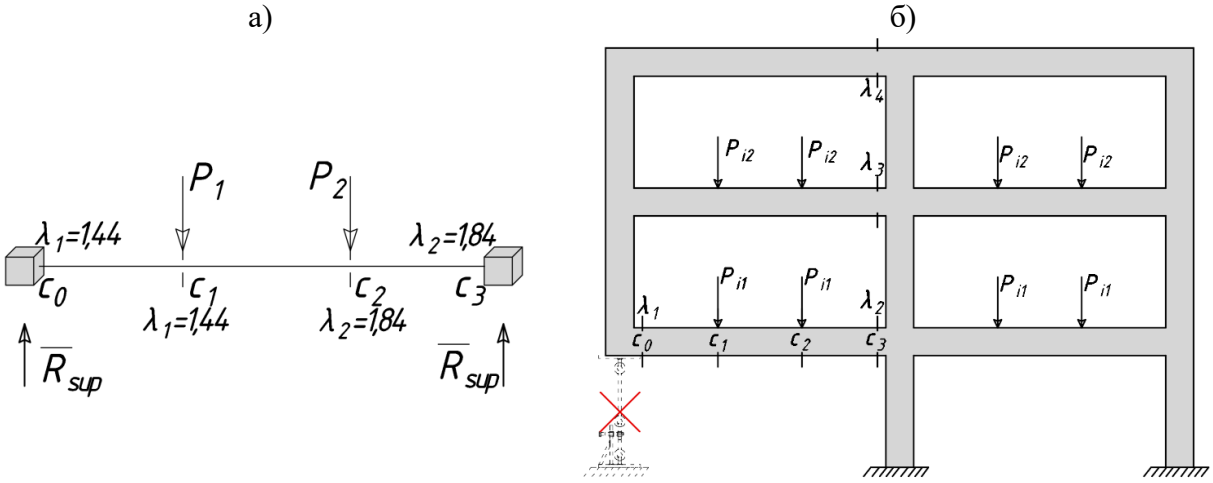


Рисунок 3 – Расчетное значение параметра живучести для подконструкции рамы (а) и последовательность выключения сечений ригеля при увеличении параметрической нагрузки (б)

По результатам расчета параметра живучести рамы со сложнонапряженными ригелями была выполнена оценка ширины раскрытия пространственных трещин на разных этапах нагружения конструкций после особого воздействия в виде внезапного удаления крайней колонны (рисунок 4). Установлено, что на всех этапах нагружения теоретические значения ширины раскрытия трещин, определенные по действующим нормам [31] более чем на 40% меньше опытных значений. Из этого следует вывод о том, что при рассматриваемом сложном напряженном состоянии и рассматриваемом режиме двухэтапного нагружения расчетные зависимости для расчета ширины раскрытия трещин требуют уточнения.

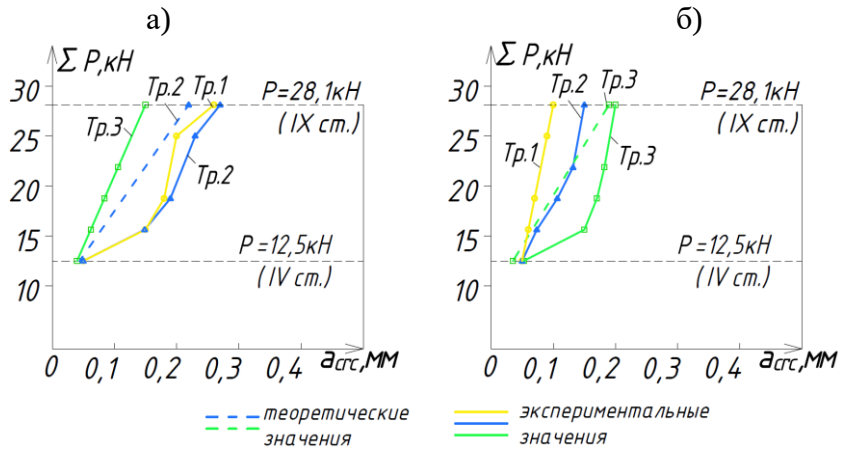


Рисунок 4 – Ширина раскрытия трещин в сложнонапряженных ригелях рам первой РЖ-1 серии (а) и второй РЖ-2 серии (б)

Анализ полученных опытных и расчетных данных показывает так же, что в обоих опытных конструкциях рам при принятом армировании, испытанных на втором этапе на особое воздействие – в виде удаления одной из колонн рамы ширина раскрытия трещин и, соответственно предельные деформации арматуры превышают критерии, установленные СП385.1325800.2018. Значение предельного прогиба (1/84 и 1/35) не превысило

нормируемую величину (1/30), установленную для особого воздействия. Из этого следует вывод о том, что выполнение деформационных критериев особого предельного состояния для опытных конструкций рам при рассматриваемых воздействиях может быть обеспечено увеличением интенсивности поперечного армирования ригелей замкнутыми хомутами.

Картины развития пространственной трещины (тр. 2) во времени в раме РЖ-1 после особого воздействия – удаления средней стойки, полученные с помощью цифровой фотокамеры с частотой измерений 600 кадров в секунду, приведены на рисунке 5. Анализ развития рассматриваемой трещины во времени при динамическом догружении рамы (рисунок 6) показал, что в пространственном сечении после приложения динамического (ударного) воздействия происходило резкое увеличение ширины раскрытия трещины до уровня a_{crc}=5,9 мм. После чего процесс раскрытия стабилизировался и происходило перераспределение динамического потока усилий от догружения особым воздействием на вышерасположенные конструктивные элементы рамы.

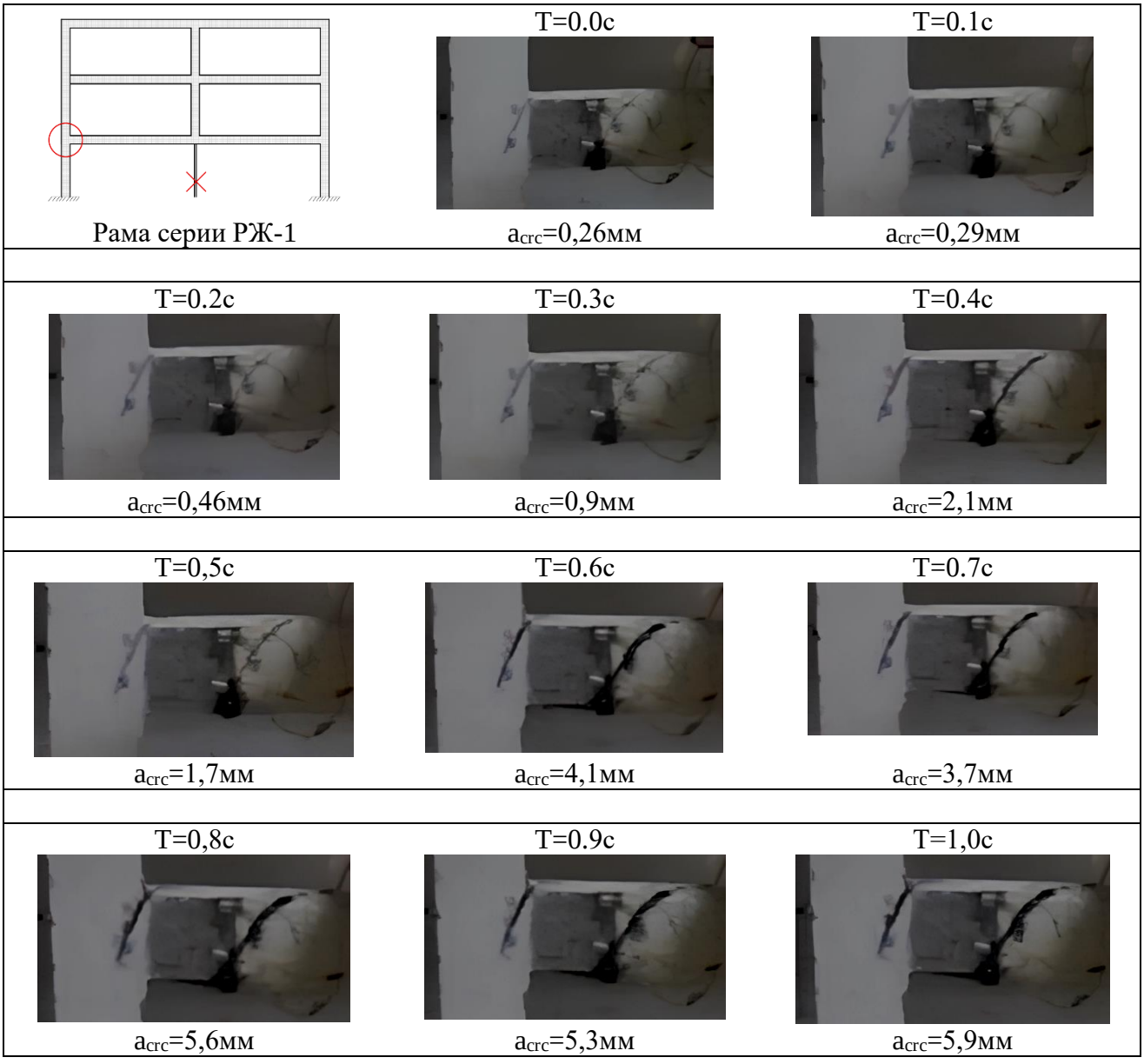


Рисунок 5 – Картины раскрытия пространственной трещины 2 во времени при динамическом догружении в ригеле 1 этажа рамы серии РЖ-1

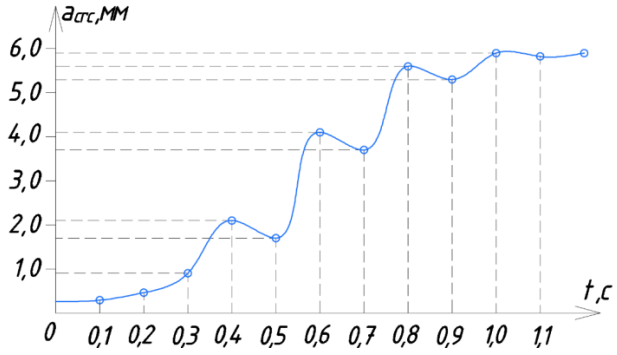


Рисунок 6 – Ширина раскрытия пространственной трещины во времени в раме РЖ-1 при удалении центральной стойки

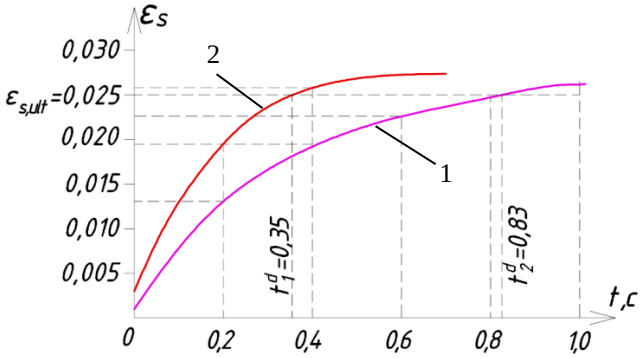


Рисунок 7 – Деформации продольной (1) и поперечной (2) арматуры в раме РЖ-1 при удалении центральной стойки

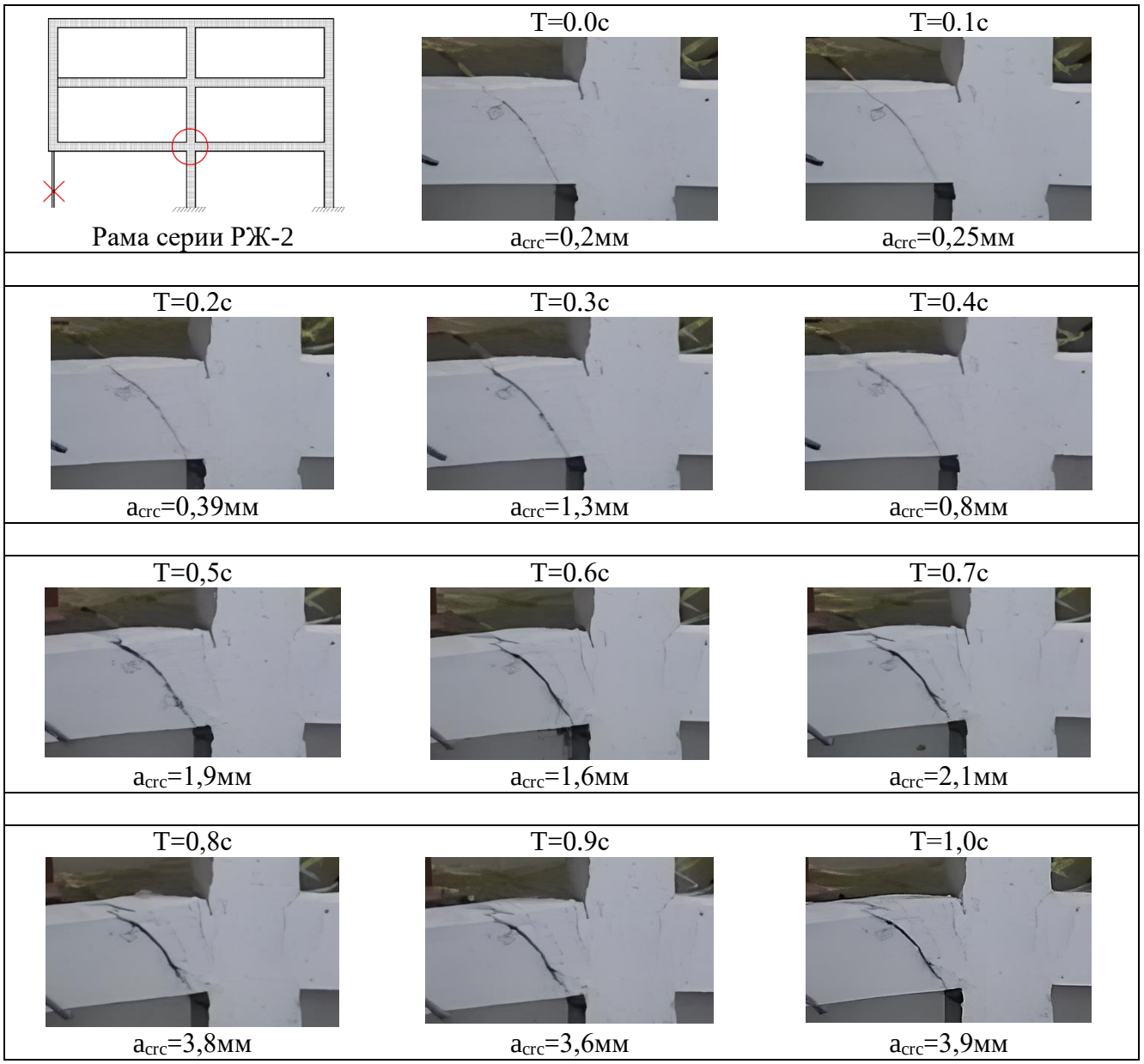


Рисунок 8 – Ширина раскрытия пространственной трещины во времени в раме РЖ-2 при удалении крайней левой стойки

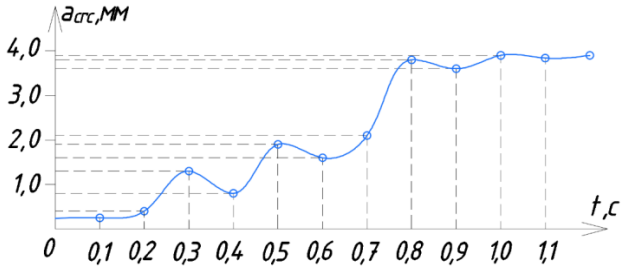


Рисунок 9 – Ширина раскрытия пространственной трещины во времени в раме РЖ-2 при удалении крайней левой стойки

Анализируя время динамического догружения (t^d) в пространственных сечениях опытных конструкций (см. рисунок 5, 6, 8, 9) можно отметить следующее. В пространственном сечении рамы РЖ-1 над первым этажом от момента начала динамического догружения до момента наступления текучести в поперечной арматуре (рисунок 7) это время составило t^d_1=0,35с, а до момента наступления текучести в поперечной и продольной арматуре в рассматриваемом сечении составило t^d_2=0,83с. Аналогичные результаты получены и для ригелей второй опытной рамы (РЖ-2), для которой соответственно t^d_1=0,51 и t^d_2=0,95.

Выводы

1. Предложен алгоритм определения параметра живучести физически и конструктивно нелинейных железобетонных рамных конструктивных систем каркасов многоэтажных зданий с элементами, испытывающими сложное сопротивление – изгиб с кручением при статико-динамическом режиме их нагружения особым воздействием. Алгоритм базируется на энергетической основе и использовании неординарного смешанного метода строительной механики стержневых систем.
2. Экспериментальными исследованиями двух опытных конструкций рам на особое воздействие в виде внезапного удаления одной из колонн, получены параметры трещиностойкости, развития и раскрытия трещин, деформации и схемы разрушения опытных конструкций опытных рам. Экспериментальными исследованиями установлено, что вид напряженного состояния, картина образования, раскрытие и развитие трещин во времени при высокоскоростном нагружении существенно влияют на перераспределение силовых потоков и, соответственно, на параметры деформирования элементов конструктивной системы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 2. С. 28-31
2. Ильющенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2021. № 1 (93). С. 74-84.
3. Kabantsev O., Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithicreinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse // MATEC Web of Conferences / ed. Volkov A., Pustovgar A., Adamtsevich A. 2018. Vol. 251. P. 02047.
4. Демьянов А.И., Алькади С.А. Статико-динамическое деформирование железобетонных элементов пространственной рамы при их сложном сопротивлении // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2018. № 11 (719). С. 20-33
5. Xuan W., Wang L., Liu C., Xing G., Zhang L., Chen H. Experimental and theoretical investigations on progressive collapse resistance of the concrete-filled square steel tubular column and steel beam frame under the middle column failure scenario // Shock and Vibration. 2019. Vol. 2019. Pp. 1–12. doi:10.1155/2019/2354931

6. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method // Case Studies in Construction Materials. Elsevier Ltd., 2020. Vol. 13. P. e00457.

7. Fialko S.Y., Kabantsev O. V, Perelmuter A. V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. Magazine of Civil Engineering. 2021. Vol. 102. No. 10214. doi: 10.34910/MCE.102.14

8. Федорова Н.В., Халина Т.А. (Ильющенко Т.А.) Исследование динамических догружений в железобетонных конструктивных системах при внезапных структурных перестройках // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 5. С. 32-36.

9. Леонтьев Е.В. Поперечные колебания балки со свободными краямина упругом основании при действии динамической нагрузки // Строительство и реконструкция. 2020. № 3 (89). С. 31-44.

10. Savin S.Y., Fedorova N. V., Kolchunov V.I. Dinamic forces in the eccentrically compressed members of reinforced concrete frames under accidental impacts // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. ASV Publishing House, 2022. Vol. 18. No. 4. Pp. 111–123.

11. Тамразян А.Г., Живучесть как степень работоспособности конструкций при повреждении // Промышленное и гражданское строительство. 2023. №. 7. С. 22-28

12. Травуш В.И., Федорова Н.В. Расчет параметра живучести рамно-стержневых конструктивных систем // Научный журнал строительства и архитектуры. 2017. № 1. С. 21–28.

13. Marchis A. G., Botez M. D. A numerical assessment of the progressive collapse resistance of RC frames with respect to the number of stories // Procedia Manufacturing. 2019. Т. 32. P. 136-143.

14. Yu J., Gan Y. P., Liu J. Numerical study of dynamic responses of reinforced concrete infilled frames subjected to progressive collapse // Advances in Structural Engineering. 2020. С. 1369433220965273.

15. Methaq S. Matrood, Ali Al-Rifaie, Othman Hameed Zinkaah, Ali A. Shubbar. Behaviour of moment resisting reinforced concrete frames subjected to column removal scenario // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 1090 (2021) P. 012135

16. Alogla K., Weekes L., Augusthus-Nelson L. Theoretical assessment of progressive collapse capacity of reinforced concrete structures // Magazine of Concrete Research. 2017. Vol. 69. No.3. Pp. 145–162.

17. Федорова Н.В., Кореньков П.А., Ву Н.Т. Методика экспериментальных исследований деформирования монолитных железобетонных каркасов зданий при аварийных воздействиях // Строительство и реконструкция. 2018. Т. 4. № 78. С. 42–52.

18. Kolcunov V.I., Tuyen V.N., Korenkov P.A. Deformation and failure of a monolithic reinforced concrete frame under accidental actions // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 753. Pp. 032037.

19. Федорова Н.В., Гуок Ф.Д., Чанг Н.Т. Экспериментальные исследования живучести железобетонных рам с ригелями, усиленными косвенным армированием // Строительство и реконструкция. 2020. №1 (87). С. 92–100.

20. Yang T., Chen W., Han Z. Experimental Investigation of Progressive Collapse of Prestressed Concrete Frames after the Loss of Middle Column //Advances in Civil Engineering. 2020. Т. 2020.

21. Weihui Zhong, Di Gao, Zheng Tan. Experimental study on anti-collapse performance of beamcolumn assembly considering surrounding constraints // IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 643 (2021) P. 012163

22. Lin K., Lu X., Li Y., Guan H. Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2019. Vol. 119. Pp. 390–407

23. Федорова Н.В., Ву Нгок Туен, Яковенко И.А. Критерий прочности плосконапряженного железобетонного элемента при особом воздействии // Вестник МГСУ 2020. Т. 15. № 11. С.1513–1522.

24. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century //Engineering Structures. 2018. Т. 173. Pp. 122-149.

25. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // Journal of Physics: Conference Series. 2019. Vol. 1425. Pp. 012033.

26. Федорова Н.В., Московцева В.С., Амелина М.А., Демьянов А.И. Определение динамических усилий в сложнонапряженных элементах железобетонных рам при особом воздействии // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2023. № 2 (770). С. 5-15.

27. Колчунов В.И., Московцева В.С. Живучесть железобетонных каркасов многоэтажных зданий со сложнонапряженными элементами // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. №18(3). С. 195-203.

28. Федорова Н.В., Московцева В.С., Савин С.Ю. Деформирование и разрушение железобетонных рам со сложнонапряженными элементами в запредельных состояниях // Сборник научных трудов РААСН. Российская академия архитектуры и строительных наук, 2022. Том 2. С. 458-468

29. Милейковский И.Е., Колчунов В.И. Неординарный смешанный метод расчета рамных систем с элементами сплошного и составного сечений // Известия ВУЗов. Строительство. 1995. № 7–8. С. 32–37.

30. Колчунов В.И., Клюева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: АСВ, 2014. 208 с.

31. BS., EN. 1992-1-1. Eurocode2. Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings //British Standards Institution, London, UK. 2004.

REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Koncepciya i napravleniya razvitiya teorii konstruktivnoj bezopasnosti zdanij i sooruzhenij pri silovyh i sredovyh vozdejstviyah [The concept and directions of development of the theory of structural safety of buildings and structures under force and environmental influences]. *Industrial and Civil engineering*. 2013. No.2. Pp. 28-31. (rus)

2. Il'yushchenko T.A., Kolchunov V.I., Fedorov S.S. Treshchinostojkost' prednapryazhennyh zhelezobetonnyh ramno-sterzhnevyh konstrukcij pri osobyh vozdejstviyah [Crack resistance of prestressed reinforced concrete frame-core structures under special influences]. *Building and Reconstruction*. 2021. No. 1(93). Pp. 74-84. (rus)

3. Kabantsev O., Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithicreinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse. *MATEC Web of Conferences* / ed. Volkov A., Pustovgar A., Adamtsevich A. 2018. Vol. 251. P. 02047.

4. Dem'yanov A.I., Al'kadi S.A. Statiko-dinamicheskoe deformirovanie zhelezobetonnyh elementov prostranstvennoj ramy pri ih slozhnom soprotivlenii [Static-dynamic deformation of reinforced concrete elements of a spatial frame with their complex resistance]. *News of higher educational institutions. Construction*. 2018. No. 11 (719). Pp. 20-33(rus)

5. Xuan W., Wang L., Liu C., Xing G., Zhang L., Chen H. Experimental and theoretical investigations on progressive collapse resistance of the concrete-filled square steel tubular column and steel beam frame under the middle column failure scenario. *Shock and Vibration*. 2019. Vol. 2019. Pp. 1–12. doi:10.1155/2019/2354931

6. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method. *Case Studies in Construction Materials. Elsevier Ltd*., 2020. Vol. 13. P. e00457.

7. Fialko S.Y., Kabantsev O. V, Perelmuter A. V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. *Magazine of Civil Engineering*. 2021. Vol. 102. No. 10214. doi: 10.34910/MCE.102.14

8. Fedorova N.V., Halina T.A. (Il'yushchenko T.A.) Issledovanie dinamicheskih dogruzhenij v zhelezobetonnyh konstruktivnyh sistemah pri vnezapnyh strukturnyh perestrojkah [Investigation of dynamic overloads in reinforced concrete structural systems during sudden structural changes]. *Industrial and Civil engineering*. 2017. No.5. Pp. 32-36. (rus).

9. Leont'ev E.V. Poperechnye kolebaniya balki so svobodnymi krayamina uprugom osnovanii pri dejstvii dinamicheskoj nagruzki [Transverse vibrations of a beam with free edges on an elastic base under the action of a dynamic load]. *Building and Reconstruction*. 2020. No. 3 (89). Pp. 31-44. (rus).

10. Savin S.Y., Fedorova N. V., Kolchunov V.I. Dinamic forces in the eccentrically compressed members of reinforced concrete frames under accidental impacts. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. ASV Publishing House*, 2022. Vol. 18. No. 4. Pp. 111–123.

11. Tamrazyan A.G., ZHivuchest' kak stepen' rabotosposobnosti konstrukcij pri povrezhdenii [Survivability as a degree of operability of structures in case of damage]. *Industrial and Civil engineering*. 2023. No. 7. Pp. 22-28. (rus)

12. Travush V.I., Fedorova N.V. Raschet parametra zhivuchesti ramno-sterzhnevyh konstruktivnyh sistem [Calculation of the survivability parameter of frame-rod structural systems] *Scientific Journal of Construction and Architecture*. 2017. No.1. Pp. 21–28. (rus).

13. Marchis A.G., Botez M.D. A numerical assessment of the progressive collapse resistance of RC frames with respect to the number of stories. *Procedia Manufacturing*. 2019. Vol. 32. Pp. 136-143.

14. Yu J., Gan Y.P., Liu J. Numerical study of dynamic responses of reinforced concrete infilled frames subjected to progressive collapse. *Advances in Structural Engineering*. 2020. P. 1369433220965273.

15. Methaq S. Matrood, Ali Al-Rifaie, Othman Hameed Zinkaah, Ali A. Shubbar. Behaviour of moment resisting reinforced concrete frames subjected to column removal scenario. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 1090 (2021) P. 012135

16. Alogla K., Weekes L., Augusthus-Nelson L. Theoretical assessment of progressive collapse capacity of reinforced concrete structures. *Magazine of Concrete Research*. 2017. Vol. 69. No.3. Pp. 145–162.

17. Fedorova N.V., Koren'kov P.A., Vu N.T. Metodika eksperimental'nyh issledovanij deformirovaniya monolitnyh zhelezobetonnyh karkasov zdanij pri avarijnyh vozdejstviyah [Methods of experimental studies of deformation of monolithic reinforced concrete frames of buildings under emergency impacts]. *Building and Reconstruction*. 2018. Vol. 4. No.78. Pp. 42–52. (rus).

18. Kolcunov V.I., Tuyen V.N., Korenkov P.A. Deformation and failure of a monolithic reinforced concrete frame under accidental actions. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 753. Pp. 032037.

19. Fedorova N.V., Guok F.D., CHang N.T. Eksperimental'nye issledovaniya zhivuchesti zhelezobetonnyh ram s rigelyami, usilennymi kosvennym armirovaniem [Experimental studies of the survivability of reinforced concrete frames with crossbars reinforced with indirect reinforcement]. *Building and Reconstruction*. 2020. No.1 (87). Pp. 92–100. (rus).

20. Yang T., Chen W., Han Z. Experimental Investigation of Progressive Collapse of Prestressed Concrete Frames after the Loss of Middle Column. *Advances in Civil Engineering*. 2020. Vol. 2020.

21. Weihui Zhong, Di Gao, Zheng Tan. Experimental study on anti-collapse performance of beamcolumn assembly considering surrounding constraints. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science* 643 (2021) P. 012163

22. Lin K., Lu X., Li Y., Guan H. Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2019. Vol. 119. Pp. 390–407

23. Fedorova N.V., Vu Ngok Tuen, YAkovenko I.A. Kriterij prochnosti ploskonapryazhennogo zhelezobetonnogo elementa pri osobom vozdejstvii [Strength criterion of a flat-stressed reinforced concrete element under special impact]. *Vestnik MGSU*. 2020. Vol. 15. No.11 Pp. 1513–1522. (rus).

24. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*. 2018. Vol. 173. P. 122-149.

25. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions. *Journal of Physics: Conference Series*. 2019. Vol. 1425. Pp.012033.

26. Fedorova N.V., Moskovtseva V.S., Amelina M.A., Demyanov A.I. Opredelenie dinamicheskih usilij v slozhnonapryazhennyh elementah zhelezobetonnyh ram pri osobom vozdejstvii [Determination of dynamic forces in complexly stressed elements of reinforced concrete frames under special impact]. *News of higher educational institutions. Construction.* 2023. No. 2. Pp. 5-15. (rus).

27. Kolchunov V.I., Moskovtseva V.S. ZHivuchest' zhelezobetonnyh karkasov mnogoetazhnyh zdanij so slozhnonapryazhennymi elementami [Survivability of reinforced concrete frames of multi-storey buildings with complex stress elements]. *Structural mechanics of engineering constructions and buildings*. 2022. No. 18(3). Pp.195-203. (rus).

28. Fedorova N.V., Moskovtseva V.S., Savin S.Yu. Deformirovanie i razrushenie zhelezobetonnyh ram so slozhnonapryazhennymi elementami v zapredel'nyh sostoyaniyah [Deformation and destruction of reinforced concrete frames with complexly stressed elements in transcendent states]. *Collection of scientific papers of the RAASN. Russian Academy of Architecture and Building Sciences*. 2022. Vol. 2. Pp. 458-468. (rus).

29. Milejkovskij I.E., Kolchunov V.I. Neordinarnyj smeshannyj metod rascheta ramnyh sistem s elementami sploshnogo i sostavnogo sechenij [An extraordinary mixed method for calculating frame systems with elements of continuous and composite sections]. *News of higher educational institutions. Construction*. 1995. No. 7–8. Pp. 32–37. (rus).

30. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Buhtiyarova A.S. ZHivuchest' zdanij i sooruzhenij pri zaproektnyh vozdejstviyah. [Survivability of buildings and structures under non-design impacts]. Moscow: ACB, 2014. 208 p. (rus).

31. BS., EN. 1992-1-1. Eurocode2. Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings //British Standards Institution, London, UK. 2004.

Информация об авторе:

Московцева Виолетта Сергеевна
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций; преподаватель кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования.
ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук», г. Москва, Россия,
инженер.
E-mail: lyavetka1@mail.ru

Information about author:

Moskovtseva Violetta S.
Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
post-graduate student of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures; lecturer of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling.
Scientific Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia,
engineer.
E-mail: lyavetka1@mail.ru

УДК 624.012.83/89 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-99-108

О.А. СИМАКОВ[1]
[1]ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ПРИМЕНЕНИЕ ТОРКРЕТ-БЕТОНА ДЛЯ УСИЛЕНИЯ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

Аннотация. *Технология усиления конструкций методом торкретирования известна более ста лет. Первые опыты применения данного метода относятся примерно к 1910-1912 годам. В то же время на данный момент остаются вопросы как с методикой расчета усиливаемых конструкций, так и с учетом новых свойств торкрет-бетона, которые появляются у данного материала в результате совершенствования оборудования и материала для торкретирования непосредственно. В настоящей статье расмотрен опыт расчета, проетирования и применения торкрет-бетона для усиления несущих конструкций из каменной кладки, накопленный за последние два года. Представлены актуальные методики производства работ, а также соответствующие им методика расчетного обоснования (учитывающих этапность проведения работ по усилению конструкций) для сложных с инженерной точки объектов: сводов, кирпичных стен с большим процентом повреждения, в том числе в результате минно-взрывных воздействий. Показаны результаты реализации усиления каменной кладки методом односторонних аппликаций из торкрет-бетона.*

Ключевые слова: *торкрет-бетон, каменная кладка, усиление, восстановление.*

OL.A. SIMAKOV[1]
[1]National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

THE USE OF SHOTCRETE TO STRENGTHEN MASONRY

Abstract. *The technology of reinforcing structures by the shotcrete method has been known for more than a hundred years. The first experiments using this method refer to approximately 1910-1912. At the same time, at this moment there are questions both with the calculation methodology of reinforced structures, and taking into account the new properties of shotcrete, which appear in this material as a result of improving equipment and material for shotcrete directly. This article examines the experience of calculating, projecting and applying shotcrete to strengthen load-bearing masonry structures accumulated over the past two years. The current methods of work are presented, as well as the corresponding methods of calculation justification (taking into account the stage of work on strengthening structures) for objects that are difficult from an engineering point of view: arches, brick walls with a large percentage of damage, including as a result of mine-explosive impacts. The results of the implementation of reinforcement of stone masonry by the method of one-sided applications of shotcrete are shown.*

Keywords: *shotcrete-concrete, masonry, reinforcement, restoration.*

Введение

Технология торкретирования известна более ста лет. Впервые в России [1] была описана технология торкретирования для восстановления несущих конструкций применительно к транспотрной инфраструктуре (при этом указано, что данная технология известна и применяется более 15 лет, т.е. с 1914 года). За данное время было реализовано значпительное количество проектов по восстановлению и усилению несущих конструкций

© Симаков О.А., 2024

зданий и сооружений из различных материалов и конструктивных схем: кирпичная и каменная кладка, сборный и монолитный железобетон, стальные конструкции (обетонирование по стальной сетке, закрепленной на сварке), а также отработана технология устройства монолитных конструкций из торкрет-бетона. Вместе с тем, несмотря на большое количество референтных объектов на данный момент фактически отсутствуют нормативные положения по расчету усиления конструкций, методики расчета представлены на уровне локальных рекомендаций для узкоспециализированных конструкций и случаев применения (сейсмоусиление, создание обоймы кирпичных столбов и т.п.) [2-5]. При этом необходимо отметить различные модули деформации базовых материалов усиливаемых конструкций (каменная кладка, железобетон) и торкрет-бетон [6], а также не единомоментное включение системы усиления в работу, что в общем требует проведение так называемых многоэтапных расчетов, учитывающих наследование НДС по этапам.

Состояние вопроса

Учитывая более вековой опыт применения торкрет-бетона к настоящему моменту накоплено значетельное количество решений по усилению в том числе каменной кладки.

Принимая во внимания основные дефекты и повреждения несущих конструкций из каменной кладки, можно выделить следующие направления применение торкрет-бетона:

- повышение несущей способности за счет создания обоймы или увеличения габаритов сечения [7, 8];
- восстановление несущей способности каменной кладки, получившей критические дефекты (многочисленные трещины, расслоения) в процессе эксплутации (в том числе в результете непроектных деформаций грунтового основания) [9-11];
- повышение несущей способности при действии главных растягивающих напряжений (в основном сейсмические воздействия) путем устройства односторонних аппликаций [3, 12-16];
- создание обоймы из армированного торкрет-бетона по периметру каменных столбов;
- восстановление кладки несущих стен, получивших повреждения в результате минно-взрывных воздействий [6];
- восстановление и усиление кирпичных сводчатых и купольных покрытий [17].

В общем, оценивая выполненные исследования, можно привести следующую методику повышения несущей способности каменной кладки, введенную в Российский нормативный стандарт СП 427.1325800, в которой несущая способность каменной кладки с усилением в виде армированной обоймы из раствора (применимо для торкрет-бетона) определяется по формуле (1).

$$N \le \psi\varphi \cdot \left(m_g m_k R + \eta \frac{2{,}8\mu}{1+2\eta} \cdot \frac{R_{sw}}{100}\right) \cdot A \qquad (1)$$

где N – продольная сила, действующая на рассматриваемый столб (простенок);

A – расчетная площадь сечения кладки;

R_{sw} – расчетное сопротивление горизонтального армирования (хомутов) системы усиления;

φ – коэффициент продольного изгиба столба (простенка);

ψ и η – коэффициенты, принимаемые равными 1,0 при центральном сжатии и вычисляемые по формулам нормативных документов для случаев внецентренного сжатия;

m_g и m_k – коэффициенты, принимаемые по действующим нормативным документам и учитывающие длительность действия нагрузки и начальные повреждения усиливаемой кладки;

μ – процента армирования системы усиления, в которой рассматриваются только горизонтальное армирование хомуты.

Методика расчета усиленной каменной кладки, работающей на главные растягивающие напряжения (в основном данный вопрос связан с работой кладки при

сейсмических нагрузках), предложенная в работе [3] предполагает расчет несущей способности усиленной кладки по формуле (2)

$$Q_f = Q + Q_{ad}. \quad (2)$$

где Q - несущая способность при действии каменной кладки без усиления при действии главных растягивающих напряжений, Q_{ad} - несущая способности системы усиления (односторонняя аппликация из торкрет-бетона). На основании ранее проведенных исследований [3] определен общий механизм разрушения образцов каменной кладки усиленной односторонней аппликацией, который происходит по неперевязанным швам в зоне контакта аппликация/кладка и повышение несущей способности ограничивается величиной $Q_{ad,max}$, определяемой по формуле (3).

$$Q_{ad,max} = R'_{sq} 0{,}2 A_{мш}, \quad (3)$$

где R_{sq}' – расчетное сопротивление кладки срезу по неперевязанному шву; A – площадь, на которой реализуется передача усилий, приближенно может быть определена как 20% от площади контакта аппликация/кладка (учитывается в формуле (3) коэффициентом 0,2).

Рассматривая представленные методики, можно выделить отсутствие в данных формулах (1) – (3) модуля деформации как усиливаемой каменной кладки, так и элемента усиления. В месте с тем модуль деформации как кладки, так и армированного железобетона и торкрет-бетона существенно отличаются (см. таблица 1), что безусловно должно так или иначе учитываться в методиках расчета усиленных конструкций.

Таблица 1 - Значения модуля упругости материалов усиленной каменной кладки

Материал	Прочность на сжатие, МПа	Прочность на растяжение, МПа	Модуль упругости, МПа
Каменная кладка	1,5	0,1	**4 000**
Бетон (тяжелый В60)	43	2,75	**39 500**
Бетон (мелкозернистый В60)	43	2,75	**25 000**
Торкрет-бетон	40	3,0	**26 000**

Выполняя сопоставление по таблице 1 можно отметить схожесть свойств торкрет-бетона с мелкозернистыми бетоном аналогичной прочности. При этом деформационные характеристики каменной кладки существенно отличаются (меньше более чем в 6 раз). В этой связи в явном виде необходим учет совместной работы усиливаемой конструкции и внешней обоймы (аппликации) из торкрет-бетона. Данный учет совместной работы фактически не возможно реализовать в рамках аналитических расчетов (исключение эмпирические зависимости при условии четкого ограничение области применения рассматриваемых формул). Таким образом обосновывается необходимость проведения расчетов методом конечных элементов, учитывающим этапность устройства и загружения усиливаемой конструкции.

Технология проектирования усиления

Рассматриваемая методика моделирования усиления каменной кладки торкрет-бетоном должна включать следующие основные этапы переходной расчетной ситуации (период усиления конструкции):

- разгрузка каменной кладки путем снятия временных нагрузок;
- установка временных опор (возможно дополнительное разгружение кладки);
- усиление кладки торкрет-бетоном (догружение конструкции);
- работа усиленной каменной кладки, догружение ранее снятых нагрузок (демонтаж временных опор).

В качестве примера рассмотрено усиление несущих конструкций многоэтажного здания, получившего повреждения несущих конструкций в результате минно-взрывных воздействий. Общий вид расчетной схемы представлен на рисунке 1.

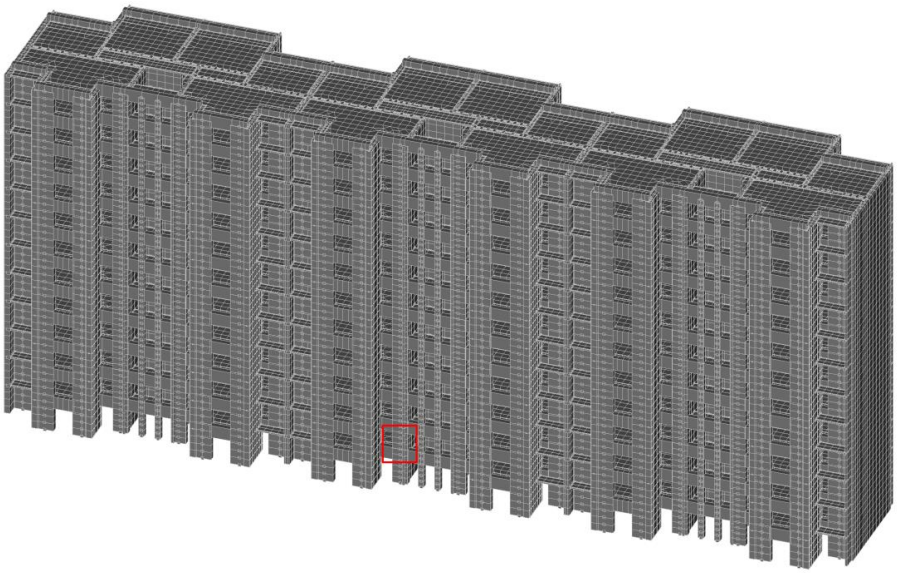


Рисунок 1 - Расчетная модель здания

Далее рассмотрим 2 модели моделирования усиления:

Модель 1. Одноэтапная модель без учета этапности проведения работ, т.е. расчет при включении элементов усиления фактически при строительстве здания.

Модель 2. Учитываются начальные деформации системы, а также наследование деформаций от этапа к этапу производства работ. В качестве этапов будут рассмотрены ранее описанные этапы начиная с разгрузки и установки временных опор и заканчивая загружением усиленной конструкции.

Результаты определения усилий в элементах кладки и внешней аппликации из торкрет-бетона представлены на рисунке 2. Рисунок 2 *а* – результаты расчета по модели 1, рисунок 2 *б* – тоже по модели 2.

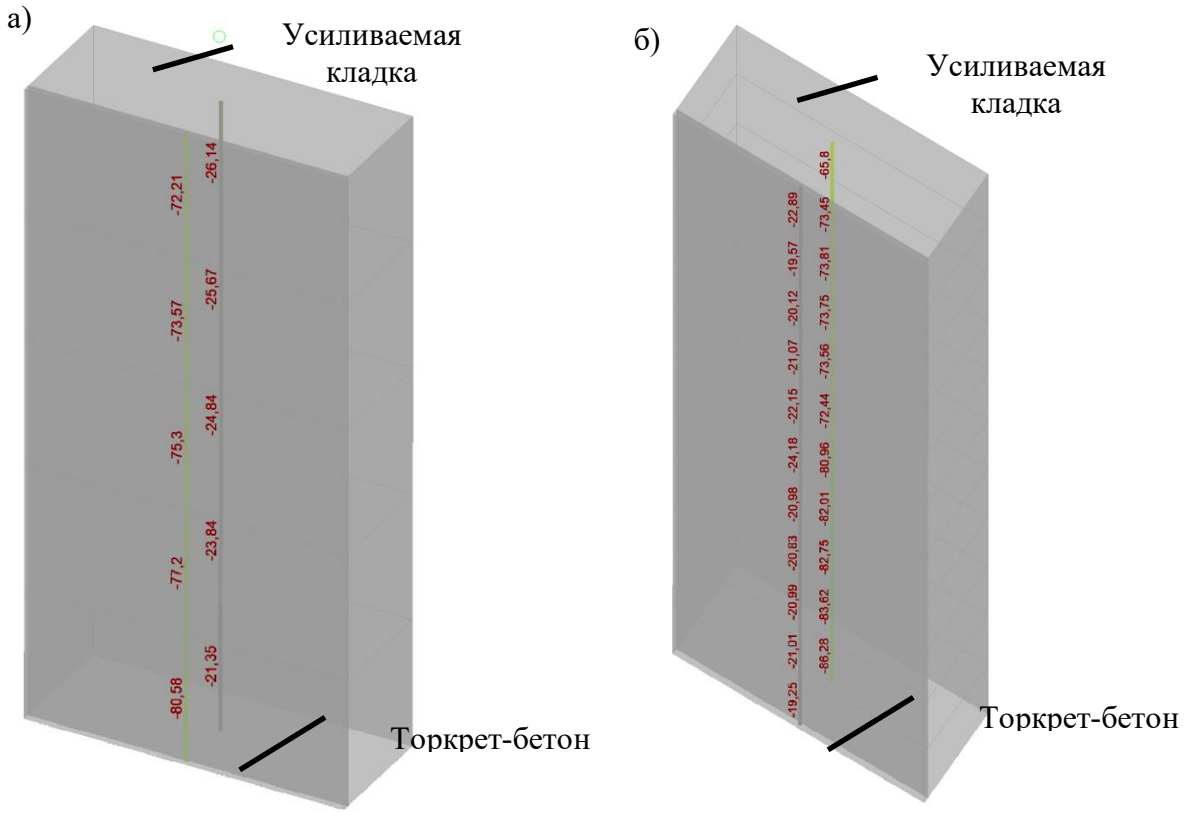


Рисунок 2 - Результаты расчета усилий в элеменах кладки при моделировании: а) Модель 1, б) Модель 2

Распределение усилий в Модели 1: 75% на торкрет-бетон и 25% на кладку, в Модель 2 21% на торкрет-бетон и 79% на кладку. Значительное загружение торкрет-бетона в Модели 1 объясняется большей продольной жесткостью торкрет-бетона (при толщине торкрет-бетона 80 мм и толщине кладки 380 мм жесткость последней меньше примерно на 25%) при условии одновременного нагружения конструкций. Модель 2 не смотря на туже разницу в жесткостях учитывает начальные деформации кладки (от собственного веса конструкций) в момент устройства усиления и как результат корректно учитыает распределение усилий.

Также важным моментом в результатах моделирования является факт, что в Моделе 1 несущая способность аппликации из торкрет-бетона не обеспечена, а в Моделе 2 значительно нагружена каменная кладка (коэффициент использования 0,86). Т.е. не корректное моделирование может привести к диаметрально противоположным результатам: мнимому дефициту несущей способности железобетонной аппликации и реальному дефециту несущей способности усиливаемой кладки.

Опыт применения при усилении конструкций

В качестве основных примеров использования торкрет-бетона рассмотрены наиболее сложные случаи, в которых получилось реализовать современные достижения в области применения торкрет-бетона:

- восстановление кладки несущих стен, получивших значительные повреждения в результате длительной эксплуатации и деформации основания;
- восстановление кирпичного сводчатого перекрытия;
- восстановление несущих конструкций стен из каменной кладки многоэтажного здания, получивших повреждения в результате минно-взрывных воздействий.

Данные примеры реально выполненных объектов реализованы ООО «Апекс» материалами АПЕКС Торкрет в 2022-2023 годах.

Каменная кладка при длительных нагрузках работает как упругопластический материал, что приводит к значительным деформациям сводчатых покрытий в том числе без образования трещин (см. рисунок 3 *а*). При этом восстановление данных конструкций сильно затруднено, т.к. изменение геометрии свода сводит на нет арочную работу конструкции. А перекладка кладки локального участка свода не возможна технологически. В данном случае наиболее оптимальным является устройство усиления по внутренней поверности свода, которое позволяет рассматривать усиленную конструкцию с учетом балочного эффекта: каменная кладка свода, а также армированный торкрет-бетон в растянутой зоне воспринимают возникающий при деформированни кладки изгибающий момент.

а) б)

Рисунок 3 - Начальные дефекты и последующее восстановление кирпичного свода

Один из примеров результатов усиления кирпичного свода приведен на рисунке 3 *б*. В данном случае усиление выполнено по нижней грани односторонней аппликацией из торкрект-бетона, армированного стальной сеткой d4 ячейкой 100х100 мм (крепление сетки только за счет адгезии торкрет-бетона к базовому материалу кладки, что подтверждено испытаниями [6], а также отработанной технологией производства работ [18-20].

Усиление поврежденных кирпичных стен в ряде случает невозможно реализовать только односторонними аппликаями, при значительных повреждениях необходимы дополнительные мероприятия. Одним из возможных вариантов является устройство встроенных пилонов (встроенных в кладку), выполняемых также методом торкретирования (рисунок 4).

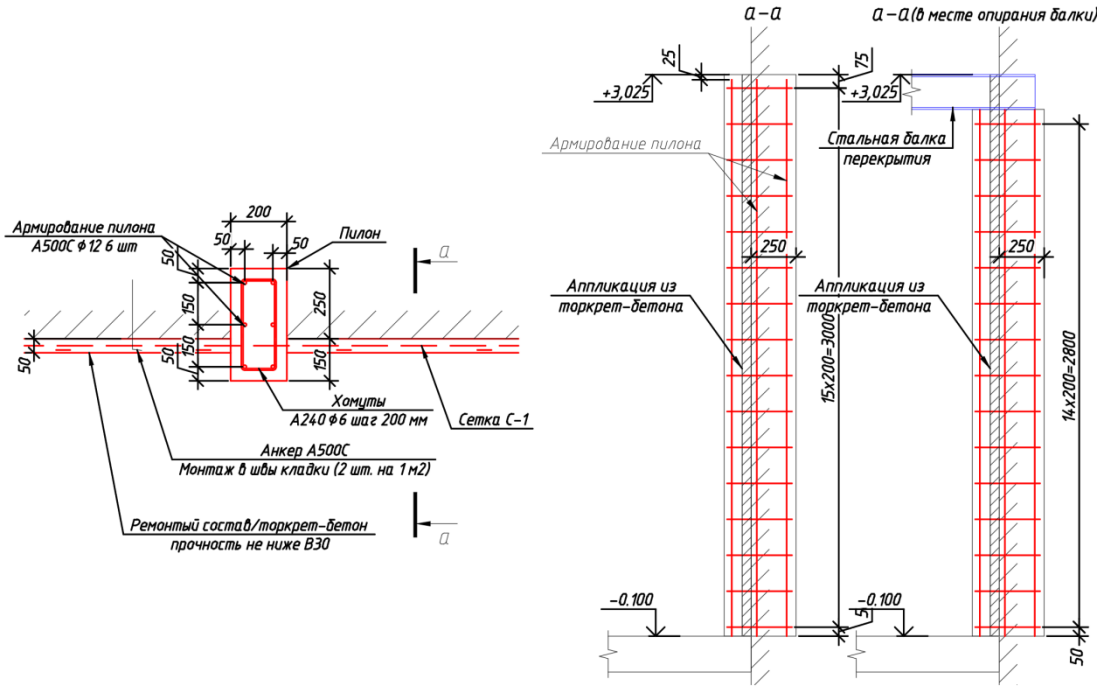


Рисунок 4 - Усиление кладки торкрет-бетоном со встроенным пилоном

Реализация данного решения представлена на рисунке 5. При этом крепление армирования реализовано только за счет сил адгезии торкрет-бетона к кирпичной кладке. Крепление на анкерах только стальной сетки на период устройства торкрет-бетона.

Рисунок 5 - Усиление каменной кладки стен односторонними аппликациями из торкрет-бетона со встроенными пилонами

Также представляет интерес полученный опыт в ходе реализации проекта восстановления несущих стен из каменной кладки здания, получивших повреждения в результате боевых действий в г. Мариуполь. С целью реализации масштабного проекта по усилению практически всех наружных стен одного из фасадов трёхсекционного здания были разработаны:

- методика проведения работ по усилению (включая методические рекомендации по расчету и проектированию);
- специальный состав для проведения работ (кладка выполнена из силикатного кирпича), не требующий специальных мероприятий по анкеровки;
- технлогия проведения работ.

Техническое решение по усилению стен представлено на рисунке 6.

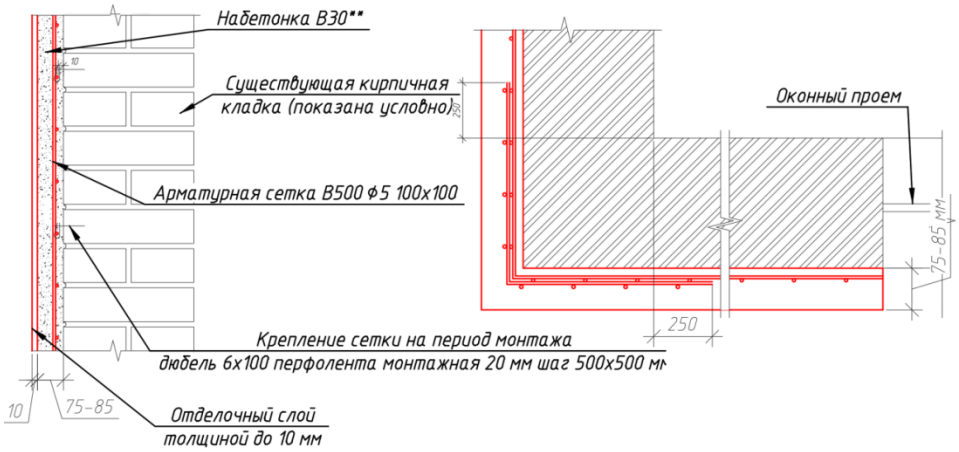


Рисунок 6 - Техническое решение по усилению несущих стен здания

Решение представляет собой одностороннюю аппликацию из торкрет-бетона прочностью В60 (состав АПЕКС Торкрет 60), армированный стальной сеткой. Дополнительное усиление в зоне внешних уголов здаиния.

В общем виде реализация данного проекта представлена на рисунке 7.

Рисунок 7 - Усиление несущей кладки стен, получившей повреждения в результате боевых действий, односторонними аппликациями из торкрет-бетона

Выводы

По результатам анализа приведенного в настоящей статье опыта применения торкрет-бетона для усиления несущих конструкций из каменной кладки можно сделать следующие выводы:

1. К настоящему времени накоплен значительный опыт применения торкрет-бетона для усиления в том числе несущих конструкций из каменной кладки. В месте с тем технология торкретирования существенно модернизируется как в части оборудования, так и в вопросах, связанных с качественными характеристиками самого материала.

2. Представленные в настоящее время методики расчета каменной кладки с усилением железобетонной обоймой и односторонними аппликациями не учитывают этапность проведения работ, начальные деформациии усиленной конструкции и разницу в модуле деформации кладки и железобетона. Учет данных параметров существенно меняет расчитываемые значения НДС как усиливаемой кладки, так и элемента усиления из железобетона.

3. Современные составы для усиления каменной кладки методом торкретирования позволяют надежно крепить систему усиления без специальных анкерующих устройств только за счет высокой адгезии торкрет-бетона к каменной кладке, что подтверждено как лабораторными исследованиями на различном кирпиче, в том числе силикатном, так и большим списком референтных объектов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мальцев А.М. Основы железобетонного строительства. Транспечать НКПС, 1929. 62 с.
2. Тонких Г.П. Кабанцев О.В., Кошаев В.В. Методика экспериментальных исследований по усилению зданий из каменной кладки железобетонными аппликациями // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2005. № 6. С. 63-65.
3. Тонких Г.П., Кабанцев О.В., Симаков О.А., Баев С.М. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки наружными бетонными аппликациями // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2011. № 2. С. 35-41.
4. Альбом конструктивных решений по сейсмоусилению каменных зданий и сооружений / Под ред. Тонких Г. П., Кабанцева О. В. Томск. 2010. 114 с.
5. Lawrence F., Kahn L. Shotcrete retrofit for unreinforced brick masonry // 8th WCEE, USA, 1984. Pp. 583-590.
6. Кабанцев О. В., Симаков О. А., Нещадимов В. А., Штырлов Д. А. Усиление несущих стен из каменной кладки поврежденных многоэтажных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 7. С. 29-35. doi:10.33622/0869-7019.2023.07.29-35.
7. Scamardo M., Cattaneo S., Pietro Crespi, Biolzi L. Design method for masonry structures retrofitted with steel reinforced plaster // Journal of Building Engineering. 2023. Vol. 79. Pp. 107828. DOI:10.1016/j.jobe.2023.107828
8. Abrams D. P., Lynch J. M. Flexural behavior of retrofitted masonry piers // EERC-MAE Joint Seminar on Risk Mitigation for Regions of Moderate Seismicity, Illinois, USA. 2001.
9. Iuorio O., Dauda J. Retrofitting Masonry Walls against Out-Of-Plane Loading with Timber Based Panels // Engineering Applied Sciences. 2021. No 11 June.
10. Facconi L., Lucchini S.S., Minelli F., Plizzari G.A. Analytical model for the in-plane resistance of masonry walls retrotted with steel ber reinforced mortar coating // Eng. Struct. 2023. Vol. 275. 115232. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115232.
11. Wang F., Kyriakides N., Chrysostomou C. et al. Experimental Research on Bond Behaviour of Fabric Reinforced Cementitious Matrix Composites for Retrofitting Masonry Walls // Int J Concr Struct Mater. 2021. Vol. 15. https://doi.org/10.1186/s40069-021-00460-1 l.
12. Jin Y.H., Zhou Z., Bao B., Wang H., Wang T. Experimental study on the seismic performance of clay brick masonry wall strengthened with stainless steel strips // Journal of Building Engineering. 2023. Volume 69, 15 June 2023, 106076.
13. Wang F. Experimental Research on Seismic Performance of Masonry-Infilled RC Frames Retrofitted by Using Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Under In-Plane Cyclic Loading // Int J Concr Struct Mater. 2023. Vol. 17. No. 31. https://doi.org/10.1186/s40069-023-00594-4
14. Aminulai H. O., Baiguera M., Crump D., Sextos A., Kashani M. Experimental qualification of seismic strengthening of URM buildings in Nepal // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2023. Volume 173, October 2023, 108130.

15. ElGawady M., Lestuzzi P., Badoux M. In-Plane Seismic Response of Unreinforced Masonry Walls Upgraded with Fiber Reinforced Polymer // J. Comp. for Constr. 2005. 9(6).

16. ElGawady M., Lestuzzi P., Badoux M. Static cyclic response of masonry walls retrofitted with fiber reinforced polymers // J. Comp. for Constr. 2007. Volume 11. Issue 1.

17. Ilaria C., Maura I., Elio S. Experimental tests and numerical modelling of reinforced masonry arches // Engineering Structures. 2010. Vol. 32. Pp. 776–792.

18. Технологические правила торкретирования кладки инженерных сооружений. М., 1985. 25 с.

19. Технологические правила применения набрызгбетона при ремонте и реконструкции инженерных сооружений. М.,1978. 22 с.

20. Джабаров М. К, Мардон М. Методы усиления кирпичных зданий пневмобетоном и штукатурными слоями в сейсмических районах. Ташкент, 1985.

REFERENCES

1. Maltsev A.M. Osnovy zhelezobetonnogo stroitel'stva [Fundamentals of reinforced concrete construction]. Transpechat' NKPS, 1929.

2. Tonkih G.P. Kabancev O.V., Koshaev V.V. Metodika eksperimental'nyh is-sledovanij po usileniyu zdanij iz kamennoj kladki zhelezobetonnymi applikaciyami [Methodology of experimental research on strengthening of masonry buildings with reinforced concrete applications]. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2005. No 6. Pp. 63-65. EDN: TSQAKB

3. Tonkih G.P., Kabancev O.V., Simakov O.A., Baev S.M. Eksperimental'nye issledovaniya sejsmousileniya kamennoj kladki naruzhnymi betonnymi applikaciyami [Experimental investigations of the seismic strengthening of the masonry by the external concrete applications]. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2011. No 2. Pp. 35-41. EDN: QCWDBZ

4. Al'bom konstruktivnyh reshenij po sejsmousileniyu kamennyh zdanij i sooruzhenij [Album of constructive solutions for seismic strengthening of masonry buildings and structures]. Eds. Tonkih G. P., Kabantsev O. V. Tomsk. 2010. 114 p.

5. Lawrence F., Kahn L. Shotcrete retrofit for unreinforced brick masonry. 8th WCEE, USA, 1984. Pp. 583-590.

6. Kabantsev O.V., Simakov O.A., Neshchadimov V.A., SHtyrlov D.A. Usilenie ne-sushchih sten iz kamennoj kladki povrezhdennyh mnogoetazhnyh zdanij [Reinforcement of bearing walls made of masonry of damaged multistory buildings]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2023. No. 7. Pp. 29-35. doi:10.33622/0869-7019.2023.07.29-35

7. Scamardo M., Cattaneo S., Pietro Crespi, Biolzi L. Design method for masonry structures retrofitted with steel reinforced plaster. *Journal of Building Engineering*. 2023. Vol. 79. Pp. 107828. doi:10.1016/j.jobe.2023.107828

8. Abrams D. P., Lynch J. M. Flexural behavior of retrofitted masonry piers. EERC-MAE Joint Seminar on Risk Mitigation for Regions of Moderate Seismicity, Illinois, USA. 2001

9. Iuorio O., Dauda J. Retrofitting Masonry Walls against Out-Of-Plane Loading with Timber Based Panels. *Engineering Applied Sciences*. 2021. No. 11 June.

10. Facconi L., Lucchini S.S., Minelli F., Plizzari G.A. Analytical model for the in-plane resistance of masonry walls retrotted with steel ber reinforced mortar coating. *Eng. Struct*. 2023. Vol. 275. 115232. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115232.

11. Wang F., Kyriakides N., Chrysostomou C. et al. Experimental Research on Bond Behaviour of Fabric Reinforced Cementitious Matrix Composites for Retrofitting Masonry Walls. *Int J Concr Struct Mater*. 2021. Vol. 15. https://doi.org/10.1186/s40069-021-00460-1 l.

12. Jin Y.H., Zhou Z., Bao B., Wang H., Wang T. Experimental study on the seismic performance of clay brick masonry wall strengthened with stainless steel strips. *Journal of Building Engineering*. 2023. Volume 69, 15 June 2023, 106076.

13. Wang F. Experimental Research on Seismic Performance of Masonry-Infilled RC Frames Retrofitted by Using Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Under In-Plane Cyclic Loading. *Int J Concr Struct Mater*. 2023. Vol. 17. No. 31. https://doi.org/10.1186/s40069-023-00594-4

14. Aminulai H. O., Baiguera M., Crump D., Sextos A., Kashani M. Experimental qualification of seismic strengthening of URM buildings in Nepal. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2023. Volume 173, October 2023, 108130.

15. ElGawady M., Lestuzzi P., Badoux M. In-Plane Seismic Response of Unreinforced Masonry Walls Upgraded with Fiber Reinforced Polymer. *J. Comp. for Constr*. 2005. Vol. 9(6).

16. ElGawady M., Lestuzzi P., Badoux M. Static cyclic response of masonry walls retrofitted with fiber reinforced polymers. *J. Comp. for Constr*. 2007. Volume 11. Issue 1.

17. Ilaria C., Maura I., Elio S. Experimental tests and numerical modelling of reinforced masonry arches. *Engineering Structures*. 2010. Vol. 32. Pp. 776–792.

18. Tekhnologicheskie pravila torkretirovaniya kladki inzhenernyh sooruzhenij [Technological rules for shotcreting of masonry of engineering structures]. Moscow, 1985. 25 p.

19. Tekhnologicheskie pravila primeneniya nabryzgbetona pri remonte i rekonstrukcii inzhenernyh sooruzhenij [Technological rules of application of nabryzgbeton at repair and reconstruction of engineering constructions]. Moscow, 1978. 22 p.

20. Dzhabarov M. K, Mardon M. Metody usileniya kirpichnyh zdanij pnevmobe-tonom i shtukaturnymi sloyami v sejsmicheskih rajonah [Methods of reinforcement of brick buildings with pneumatic concrete and plaster layers in seismic areas]. Tashkent, 1985.

Информация об авторе:

Симаков Олег Александрович
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия
кандидат технических наук, доцент кафедры Железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: simakov-ne@mail.ru

Information about author:

Simakov Oleg A.
National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor of the department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: simakov-ne@mail.ru

УДК 691.12 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-109-116

И.В. СТЕПИНА[1], М. СОДОМОН[1], А.А. КРУК[1], Е.С. СОЛОВЬЕВА[1]
[1]ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ТЕРМОДЕСТРУКЦИЯ СТЕБЛЕЙ БОРЩЕВИКА СОСНОВСКОГО, МОДИФИЦИРОВАННЫХ МОНОЭТАНОЛАМИН (N→B)-ТРИГИДРОКСИБОРАТОМ

Аннотация. *В представленной работе исследован процесс термодеструкции не модифицированных и модифицированных боразотным соединением измельченных стеблей борщевика Сосновского методом термогравиметрического анализа (ТГА) и дифференциальной сканирующей калориметрией (ДСК). Общая цель исследования - определение температуры разложения основных химических компонентов и величин потери массы обработанных и необработанных измельченных стеблей борщевика Сосновского для установления условий производства теплоизоляционных материалов на основе обработанных измельченных стеблей. Концентрация используемого модификатора составляла 10%, 30% и 50% моноэтаноламин (N→B)-тригидроксибората (МЭАТГБ). Полученные данные позволили сделать вывод о том, что использование 30% и 50% модификатора МЭАТГБ уменьшает величину потерь массы по сравнению с контрольными образцами. Таким образом, установлена оптимальная концентрация модификатора разная 30% для изготовления композитов из обработанных измельченных стеблей борщевика Сосновского с возможностью обработки и/или сушки при температуре менее 100°С.*

Ключевые слова: *борщевик Сосновского, термогравиметрический анализ, моноэтаноламин (N→B)-тригидроксиборат (МЭАТГБ), потеря массы, температура разложения*

I.V. STEPINA[1], M. SODOMON[1], A.A. KRUK[1], E.S. SOLOVYEVA[1]
[1]National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

THERMAL DEGRADATION OF STEMS OF BORSCHTIA SOSNOVSKII MODIFIED WITH MONOETHANOLAMINE (N→B)-TRIHYDROXYBORATE

Abstract. *In the presented work, the process of thermodegradation of unmodified and borazote-modified crushed stems of Sosnovsky's Heracleum by thermogravimetric analysis (TGA) and differential scanning calorimetry (DSC) was investigated. The general purpose of the study is to determine the decomposition temperature of the main chemical components and the values of mass loss of unmodified and modified crushed stems of Sosnovsky's heracleum to establish the conditions for the production of thermal insulation materials based on modified crushed stems. The concentration of the used modifier was 10%, 30% and 50% of monoethanolamine(N→B)trihydroxyborate (MEATHB). The data obtained allowed us to conclude that the use of 30% and 50% MEATHB modifier reduced the magnitude of mass loss compared to the control samples. Thus, the optimal concentration of the modifier different 30% was established for the manufacture of composites from modified crushed stems of Sosnovsky's heracleum with the possibility of processing and/or drying at temperatures less than 100°C.*

Keywords: *Sosnovsky's heracleum, thermogravimetric analysis, monoethanolamine (N→B) trihydroxyborate (MEATHB), mass loss, decomposition temperature.*

© Степина И.В., Содомон М., Крук А.А., Соловьева Е.С., 2024

Введение

Борщевик Сосновского в последнее время приобретает широкую популярность в сфере производства строительных материалов, что обусловлено особенностями структуры стеблей этого инвазивного вида. Стебли борщевика Сосновского имеют пористое строение, поэтому их можно использовать в качестве заполнителя, понижающего теплопроводность композиционных материалов. Однако, лигно-углеводный комплекс клеточных стенок борщевика уязвим для микроорганизмов и является легковоспламеняемым материалом. Для того, чтобы частично нивелировать эти негативные особенности, растительное сырье модифицируют антисептиками и антипиренами [1, 2].

Разработка современных экологичных теплоизоляционных материалов на основе переработки растительного сырья отражает важность и актуальность исследований, направленных на поиск устойчивых и экологически чистых решений в области строительства и энергосбережения. Анализ этой темы позволяет оценить потенциал переработки растительного сырья и разработки новых материалов, которые могут быть использованы для теплоизоляции в строительстве и других отраслях промышленности. Преимущества экологичных теплоизоляционных материалов заключаются в следующем: во-первых, утилизация отходов растениеводства, которых производится большое количество и, как следствие, возникает множество проблем с утилизацией. Использование этих отходов в качестве сырья для производства теплоизоляционных материалов позволяет снизить их негативное воздействие на окружающую среду. Таким образом, это становится актуальной задачей для безопасности и охраны окружающей среды, особенно в более развитых странах с высоким уровнем промышленного прогресса [3]. Во-вторых, снижение энергопотребления: экологичные теплоизоляционные материалы обладают хорошими теплоизоляционными свойствами, что позволяет снизить потребление энергии для обогрева и охлаждения зданий. Это ведет к экономии энергии и затрат на отопление, а также к сокращению выбросов парниковых газов [4]. В-третьих, повышение энергетической эффективности: в процессе эксплуатации любого здания и сооружения проблема энергосбережения неразрывно связана с его экономической составляющей. При этом расходы на отопление можно сократить до 40%, если использовать прогрессивные методы утепления ограждающих конструкций. Таким образом, применение современных экологичных теплоизоляционных материалов позволяет повысить энергетическую эффективность зданий. Такие материалы помогают удерживать тепло в зимний период и сохранять прохладу в летний период, что снижает потребность в использовании систем отопления и кондиционирования воздуха [5-6]. В-четвертых, снижение воздействия на здоровье людей: экологичные теплоизоляционные материалы обычно не содержат вредных химических веществ и аллергенов, что способствует улучшению качества внутреннего воздуха в зданиях и создает более безопасную и комфортную среду для проживания и работы людей. И в-пятых, это содействие устойчивому развитию: разработка и использование экологичных теплоизоляционных материалов на основе переработки отходов растениеводства способствует принципам устойчивого развития. Она способствует сокращению использования ограниченных природных ресурсов и уменьшению количества отходов, направляемых на свалку [7, 8].

Однако, при разработке и применении таких материалов необходимо учитывать следующие факторы и вызовы [9-11]. Во-первых, технические характеристики: новые материалы должны обладать необходимыми теплоизоляционными свойствами, чтобы эффективно выполнять свои функции. Они должны быть стабильными, долговечными и отвечать требованиям строительных стандартов. Во-вторых, инновационные процессы производства: разработка экологичных теплоизоляционных материалов требует инновационных технологических процессов, которые могут обеспечить эффективную переработку отходов растениеводства и создание качественных продуктов. В-третьих, экономическая жизнеспособность: для широкого применения новых материалов в строительстве необходима их экономическая конкурентоспособность по сравнению с традиционными материалами. Стоимость производства, доступность сырья и рыночные факторы должны быть учтены. В-четвертых, стандарты и регулирование: разработка и использование новых материалов требует

соблюдения соответствующих стандартов и регулирований в области строительства и экологии. Необходимо удостовериться, что материалы безопасны для использования и соответствуют требованиям качества и безопасности.

В целом, разработка современных экологичных теплоизоляционных материалов на основе переработки растительного сырья представляет большой потенциал для устойчивого развития и снижения негативного влияния на окружающую среду. Однако, требуется дальнейшее исследование, инновации и сотрудничество между научными, промышленными и государственными секторами для успешной реализации этой концепции. Ранее [12] были изучены теплофизические свойства композитных материалов на основе модифицированных стеблей Борщевика Сосновского. Результаты исследований свидетельствуют о создании высокоэффективных теплоизоляционных материалов с низкими коэффициентами теплопроводности и низкой плотностью в соответствии с требованиями действующих стандартов. Значения прочности на сжатие при деформации 10% и прочности на изгиб полученных композитов, значительно превышают минимальные требования, предписанные действующими стандартами. Следует отметить, что использование полиуретанового связующего позволило добиться лучших характеристик полученных композитов.

Материалы и методы исследования

В качестве модификаторов использовали составы на основе моноэтаноламин(N→B)-тригидроксибората (МЭАТГБ). Ранее использование МЭАТГБ показало высокую эффективность на конструкционной древесине. Однако эффективность его применения зависела от достаточно высокой концентрации. Был разработан огнезащитный состав "Ксилостат", содержащий 50% по массе МЭАТГБ [13].

В качестве исходного сырья, использовались стебли борщевика Сосновского (БС), собранные в Пушкинском районе Московской области. Сначала стебли очищались от поверхностных загрязнений, затем проходили процесс высушивания и измельчения до размера 5 мм. После измельчения стебли высушивались на воздухе до полного удаления влаги и достижения постоянной массы. Модифицирование измельченных стеблей осуществлялось водными растворами МЭАТГБ различной концентрации (10%, 30% и 50% по массе модификатора), pH=8,5, 8,8 и 9,0 соответственно. Учитывая особенности состава и структуры стеблей борщевика, мы предположили, что при использовании этого модификатора для модификации субстрата концентрацию можно будет уменьшить без потери эффективности защитного действия. Модифицирование осуществлялось методом погружения при постоянном помешивании в течение 3 часов. Температура модифицирования составляла 25°C. После модифицирования образцы высушивались на воздухе до постоянной массы. Для изучения терморазложения модифицированного растительного сырья использовался термогравиметрический анализ.

Термогравиметрический анализ (ТГА) широко используется при изучении термохимической трансформации растительного сырья и характеристики продуктов их разложения [14-16]. ТГА показывает этапы разложения материала под воздействием температуры, что приводит к потере веса. Для изучения термических свойств были проведены испытания образцов модифицированного и не модифицированного растительного сырья. Термогравиметрическое изучение (ТГА-ДСК) образцов растительного сырья выполнено на приборе «Термоанализатор SDT-Q-600 V20.9 Build 20» в воздушной среде. Эти измерения проводились с использованием воздушных потоков с постоянной скоростью нагрева 5 °C/мин в диапазоне температур от 20 до 800°C. Обработка результатов измерений произведена с помощью прилагаемого пакета программ «TA universal analysis».

Дифференциальная сканирующая калориметрия (ДСК) является наиболее распространенным методом термического анализа наряду с ТГА. ДСК используется для измерения энтальпии как функции изменения физико-химических свойств материалов под действием температуры с течением времени. Этот метод позволяет идентифицировать и характеризовать материалы.

Результаты и обсуждение

Температурные диапазоны деградации компонентов, присутствующих в растительных волокнах, определены в библиографии [17-18]:

- Потеря воды и летучих соединений (100°C - 250°C);
- Деградация гемицеллюлоз (250°C - 350°C);
- Деградация целлюлозы (350°C - 450°C);
- Деградация лигнина (150-300 и 300°C - 500°C)

Результаты термогравиметрических испытаний, проведенных на не модифицированных и на модифицированных образцах, представлены на рисунках 1 и 2 и в таблице 1.

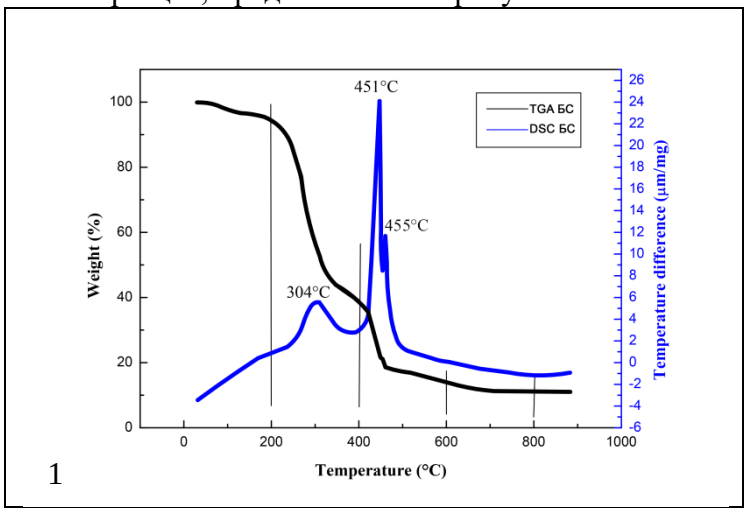


Рисунок 1 – Термогравиметрический анализ (ТГА) и Дифференциальная сканирующая калориметрия (ДСК) немодифицированного образца (БС)

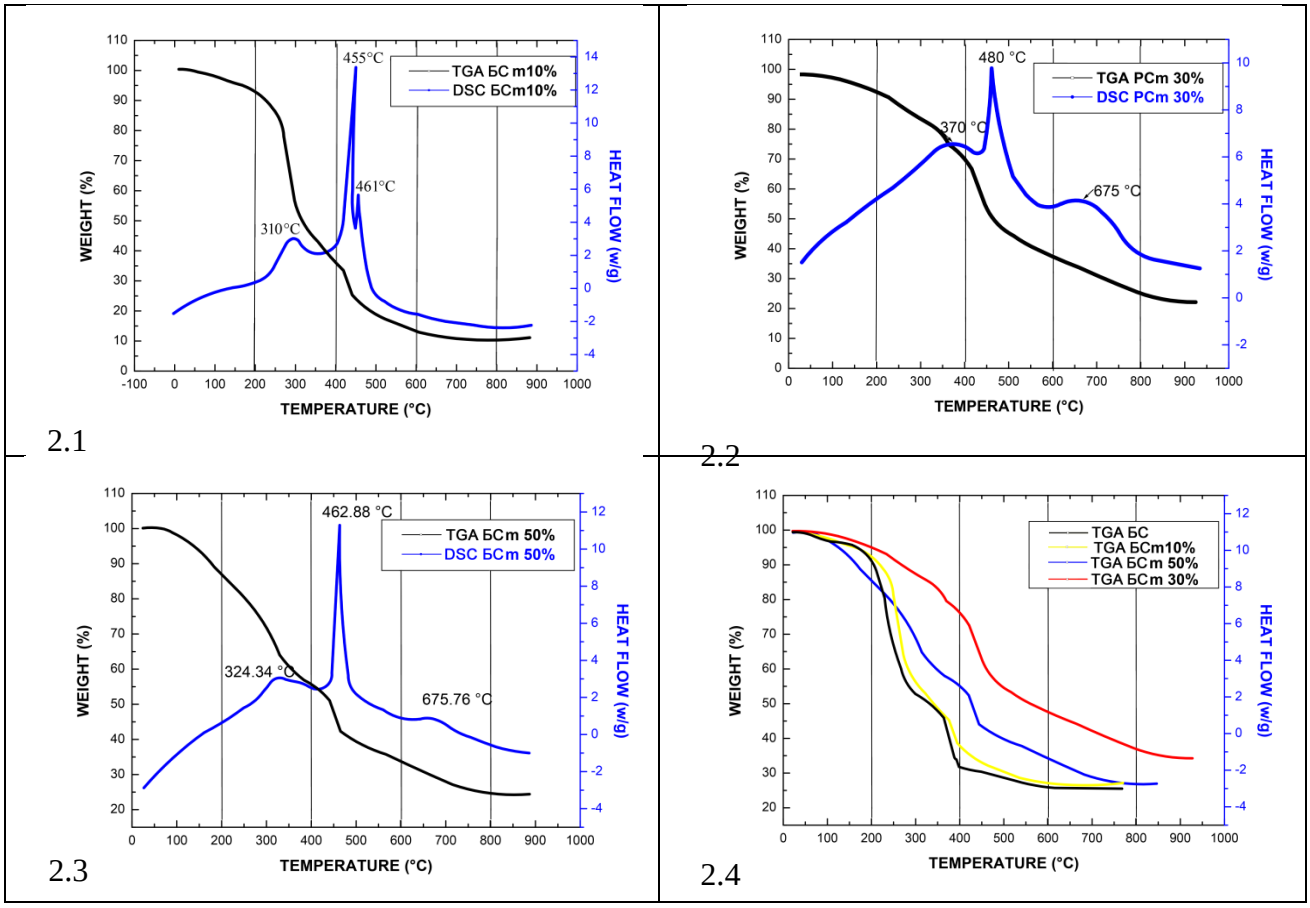


Рисунок 2 – Термогравиметрический анализ (ТГА) и дифференциальная сканирующая калориметрия (ДСК) модифицированных образцов (2.1: 10%ный МЭАТГБ; 2.2: 30%ный МЭАТГБ; 2.3:50%ный МЭАТГБ) и 2.4: сравнение ТГА модифицированных и не модифицированного образцов

На рисунке 1 отмечаются все характерные пики температурных максимумов разложения основных компонентов лигно-углеводного комплекса клеточных стенок БС. Пик в области 304 °С соответствует температуре разложения гемицеллюлоз; 451 °С – целлюлозы и 455 °С – лигнина. Вид термоаналитических кривых, полученных для модифицированных образцов, (рисунок 2) существенно отличается от кривых, полученных для не модифицированного образца (рисунок 1). У модифицированных образцов, рисунки 2.2 и 2.3, отмечается существенный сдвиг пика температурного максимума целлюлозы вправо и отсутствует пик, характерный температуре максимума терморазложения лигнина. Это обусловлено влиянием привитого модификатора на процесс терморазложения. За счет синергического действия атомов бора и азота процесс терморазложения модифицированной подложки начинается при более высокой температуре. Причем, при использовании 30%-ного раствора МЭАТГБ в качестве модификатора температура максимума составляет 480 °С, а при использовании 50%-ного МЭАТГБ она ниже на 17 °С и составляет почти 463 °С. Это можно объяснить деструктирующим действием модификатора в высокой концентрации. В работе [19] показано, что при использовании 50%-ного раствора МЭАТГБ для модификации стеблей БС происходит частичная деполимеризация целлюлозы и связывание гидроксилов лигнина молекулами модификатора, что снижает его общий огнезащитный эффект. В результате чего отмечается и более существенная величина потери массы, рисунок 2.4 и таблица 1. Кроме того, на рисунке 2.2 и 2.3 отсутствует пик температуры максимума терморазложения лигнина. Это можно объяснить влиянием модификатора на компонентный состав подложки. 30 и 50%-ные модификаторы приводят к существенному изменению структуры и состава лигнина и последний не определяется по методу Класона [19]. Необходимо отметить, что при использовании 10%-ной концентрации МЭАТГБ существенных отличий в процессе термодеструкции модифицированных образцов от нативных не отмечается, рисунки 1, 2 и таблица 1.

Таблица 1 - Результаты термогравиметрического изучения (ТГА/ДСК) терморазложения образцов немодифицированного и модифицированных стеблей растительного сырья.

Природа подложки	№ стадии	Диапазон Т, °С		Температура максимума пика по стадии (Тмах), °С	Убыль массы, %	Остаточная масса, %
БС- Растительное сырьё без обработки						
БС	I	50	250	-	18,83	81,17
	II	240	320	304	51,1	48,90
	III	320	560	451/ 457	86	14,00
БСм10- Растительное сырьё, модифицированное 10% МЭАТГБ						
БС+10% МЭАТГБ	I	50	250	-	15,87	84,13
	II	240	320	310	51,75	48,25
	III	320	560	455/ 461	84,6	15,4
БСм30- Растительное сырьё, модифицированное 30% МЭАТГБ						
БС+30% МЭАТГБ	I	50	250	-	10,87	89,13
	II	240	320	-	19,74	80,16
	III	320	560	370/480	57,9	42,12
БСм50- Растительное сырьё, модифицированное 50% МЭАТГБ						
БС+50% МЭАТГБ	I	50	250	-	11,78	88,22
	II	240	320	-	28,84	71,16
	III	320	560	324/462,88	63,3	36,7

Из таблицы 1 видно, что в случае не модифицированного борщевика Сосновского при температуре до 560°С общая величина потери массы стабилизировалась на уровне 86% и составляет 84,6% для стеблей борщевика Сосновского при модификации 10%-ым МЭАТГБ, 57,9% для стебли борщевика Сосновского при 30%-ом модификации МЭАТГБ и 63,3% для стебли борщевика Сосновского при 50%-ом модификации МЭАТГБ соответственно, таблица 1 и рисунки 1 и 2. Это можно объяснить тем, что при модифицировании, происходит

повышение термостабильности основных компонентов лигноуглеводного комплекса клеточных стенок за счет привития молекул модификатора. В целом, согласно кривой ТГА из представленных рисунков1 и 2 и таблицы 1, видно, что эта потеря массы происходит в три этапа: 50-240°C, 240-320°C, 320-560°C. Первая стадия (50-240°C) связана с дегидратацией волокон, вторая стадия (240-320°C) соответствует разложению пектинов и гемицеллюлоз, а зона между 320 и 560°C представляет собой разложение целлюлозы в сочетании с разложением лигнинов.

Выводы

На основании полученных данных можно сделать следующие выводы. Модифицирование стеблей борщевика Сосновского моноэтаноламин(N→B)-тригидроксиборатом приводит к повышению термостабильности растительного сырья. Процесс деструкции основного компонента – целлюлозы происходит при более высокой температуре и существенно снижается величина потери массы при горении подложки. Оптимальной является 30%-ная концентрация модификатора. При такой концентрации отмечается наименьший процент потери массы образцами при горении и наиболее значительный сдвиг температуры максимума в область высоких значений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Виноградова Ю.К., Майоров С.Р., Хорун Л.В. Черная книга флоры Средней России (Чужеродные виды растений в экосистемах Средней России). М.: ГЕОС, 2009. 494 с.
2. Шестаков Д.И., Минакова А.Р., Симонова Е.И. Исследование возможности использования борщевика Сосновского как сырья для производства целлюлозы // Материалы XVI Всероссийской научно-технической конференции студентов и аспирантов: посвящается 90-летию Уральского государственного лесотехнического университета (УЛТИ УГЛТА УГЛТУ). – УГЛТУ, 2020. С. 525-527.
3. Тотурбиев Б.Д., Мамаев С.А., Тотурбиев А.Б. Низкообжиговая, энергосберегающая, экологически безопасная технология производства керамических материалов на основе глинистых сланцев // Геология и Геофизика Юга России. 2022. №1 (12). С. 148-161.
4. Семенова Э.Е., Артамонов Н.П. Анализ применения современных энергосберегающих материалов при реконструкции торговых центров // Инженерные системы и сооружения. 2016. №.3-4 (24-25). С. 57-60.
5. Золотарев А.С. Разработка современных экологичных теплоизоляционных материалов на основе переработки отходов растениеводства // Научный журнал молодых ученых. 2022. №.5 (30). С. 45-50.
6. Сапрыкин Н.В. Повышение эффективности капитального ремонта и реконструкции зданий на основе энергосбережения // Научный журнал молодых ученых. 2019. №3 (16). С. 53-55.
7. Колосова А.С., Пикалов Е.С. Современные эффективные теплоизоляционные материалы на органической основе // Международный журнал прикладных и фундаментальных исследований. 2021. №. 4. С. 74-85.
8. Aditya L. et al. A review on insulation materials for energy conservation in buildings // Renewable and sustainable energy reviews. 2017. Vol. 73. Pp. 1352-1365.
9. Cosentino L., Fernandes J., Mateus R. A Review of Natural Bio-Based Insulation Materials // Energies. – 2023. Vol. 16. No. 12. Pp. 4676.
10. Смирнова О.Е., Отточко С.Ю. Возможности изготовления теплоизоляционных материалов на основе органических отходов // Труды Новосибирского государственного архитектурно-строительного университета (Сибстрин). 2017. №. 2 (20). С. 120-130.
11. Шабалина О.Н., Горбушина Т.Н., Гордина А.Ф. Разработка теплоизоляционного материала с применением костры льна // Сборник материалов IV Всероссийской научно-технической конференции аспирантов, магистрантов и молодых ученых с международным участием (Молодые ученые - ускорению научно-технического прогресса в XXI веке). Ижевск : Изд-во ИННОВА, 2016. С. 864-868.
12. Содомон М., Степина И.В. Теплофизические свойства композитного материала на основе растительного сырья // Техника и технология силикатов. 2022. № 4 (29). С. 342-349.
13. Котенева И.В. Боразотные модификаторы для защиты древесины строительных конструкций : монография / И. В. Котенева. – Москва : МГСУ, 2011. 191с.
14. Yang H. et al. Characteristics of hemicellulose, cellulose and lignin pyrolysis // Fuel. 2007. №. 12-13 (86). Pp. 1781-1788.
15. Poletto M., Júnior H.L.O., Zattera A.J. Thermal decomposition of natural fibers: kinetics and degradation mechanisms // Reactions and mechanisms in thermal analysis of advanced materials. 2015. Pp. 515-545.

16. Микова Н.М., Фетисова О.Ю., Павленко Н.И., Чесноков Н.В. Изучение термического поведения органосольвентных лигнинов, выделенных из древесины пихты и осины // Химия в интересах устойчивого развития. 2018. №. 4 (26). С. 411-418.

17. Destaing F. Contribution à l'étude du comportement mécanique de matériaux composites biosourcés lin/PA11 élaborés par thermocompression : Caen. Université de Caen Bass-Normandie. 2012.

18. Маляр Ю.Н., Шарыпов В.И., Казаченко А.С., Левданский А.В. Изучение органосольвентных лигнинов с методами гель-проникающей хроматографии и термического анализа // Журнал Сибирского федерального университета. Химия. 2019. №. 1 (12). С. 73-86.

19. Степина И.В., Содомон М., Кононов Г.Н., Петухов В.А. Компонентный состав модифицированного растительного сырья // Инженерный вестник Дона. 2022. №. 9 (93). С. 223-231.

REFERENCES

1. Vinogradova Y.K., Mayorov S.R., Khorun L.V. Chernaya kniga flory Sredneĭ Rossii (Chuzherodnyye vidy rasteniĭ v ekosistemakh Sredneĭ Rossii) [Black Book of Flora of Middle Russia (Alien plant species in ecosystems of Middle Russia)]. M.: GEOS, 2009. 494 p. (rus)

2. Shestakov D.I., Minakova A.R., Simonova E.I. Issledovaniye vozmozhnosti ispol'zovaniya borshchevika Sosnovskogo kak syr'ya dlya proizvodstva tsellyulozy [Investigation of the possibility of using Sosnovsky's borsch as a raw material for cellulose production]. Materialy XVI Vserossiyskoy nauchno-tekhnicheskoy konferentsii studentov i aspirantov: posvyashchayetsya 90-letiyu Ural'skogo gosudarstvennogo lesotekhnicheskogo universiteta (ULTI UGLTA UGLTU). [Proceedings of the XVI All-Russian Scientific and Technical Conference of Students and Postgraduates: Dedicated to the 90th Anniversary of the Ural State Forestry University]. UGLTU, 2020. Pp. 525-527. (rus)

3. Toturbiev B. D., Mamaev S. A., Toturbiev A. B. Nizkoobzhigovaya, energosberegayushchaya, ekologicheski bezopasnaya tekhnologiya proizvodstva keramicheskikh materialov na osnove glinistykh slantsev [Low-firing, energy-saving, environmentally safe technology for the production of ceramic materials based on clay shale]. *Geology and Geophysics of Southern Russia*. 2022. Vol. 12. No 1. Pp. 148-161. (rus)

4. Semenova E.E., Artamonov N.P. Analiz primeneniya sovremennykh energosberegayushchikh materialov pri rekonstruktsii torgovykh tsentrov [Analysis of the application of modern energy-saving materials in the reconstruction of shopping centers]. *Engineering systems and facilities*. 2016. Vol. 24-25. No 3-4. Pp. 57-60. (rus)

5. Zolotarev A.C. Razrabotka sovremennykh ekologichnykh teploizolyatsionnykh materialov na osnove pererabotki otkhodov rasteniyevodstva [Development of modern environmentally friendly heat-insulating materials based on the processing of crop wastes]. *Scientific Journal of Young Scientists*. 2022. Vol.30. No 5. Pp. 45-50. (rus)

6. Saprykin N.V. Povysheniye effektivnosti kapital'nogo remonta i rekonstruktsii zdaniy na osnove energosberezheniya [Improving the efficiency of capital repair and reconstruction of buildings on the basis of energy saving]. *Scientific Journal of Young Scientists*. 2015. Vol. 16. No 3. Pp. 251-255. (rus)

7. Kolosova A.S., Pikalov E.C. Sovremennyye effektivnyye teploizolyatsionnyye materialy na organicheskoy osnove [Modern effective thermal insulation materials on organic basis]. *International Journal of Applied and Fundamental Research*. 2021. No 4. Pp. 74-85. (rus)

8. Aditya L. et al. A review on insulation materials for energy conservation in buildings. *Renewable and sustainable energy reviews*. 2017. Vol. 73. Pp. 1352-1365.

9. Cosentino L., Fernandes J., Mateus R. A Review of Natural Bio-Based Insulation Materials //Energies. – 2023. Vol. 16. No 12. Pp. 4676.

10. Smirnova O.E., Ottochko S.Yu. Vozmozhnosti izgotovleniya teploizolyatsionnykh materialov na osnove organicheskikh otkhodov [Possibilities of manufacturing of thermal insulation materials based on organic waste]. *Proceedings of the Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering* (Sibstrin). 2017. Vol. 20. No 2. Pp. 120-130. (rus)

11. Shabalina O.N., Gorbushina T.N., Gordina A.F. Razrabotka teploizolyatsionnogo materiala s primeneniyem kostry l'na [Development of thermal insulation material with the use of flax bark]. Molodyye uchenyye-uskoreniyu nauchno-tekhnicheskogo progressa v XXI veke. [Proceedings of the IV All-Russian Scientific and Technical Conference of Postgraduate Students, Masters Students and Young Scientists with International Participation (Young Scientists - Acceleration of Scientific and Technical Progress in the XXI Century)]. Izhevsk : Izd-vo INNOVA, 2016. Pp. 864-868. (rus)

12. Sodomon M., Stepina I.V. Teplofizicheskie svojstva kompozitnogo materiala na osnove rastitel'nogo syr'ya [Thermophysical properties of composite material based on plant raw materials]. *Silicate engineering and technology*. 2022. Vol. 29. No 4. Pp. 342-349. (rus).

13. Koteneva I.V. Borazotnyye modifikatory dlya zashchity drevesiny stroitel'nykh konstruktsiy. [Borazotnye modifiers for wood protection of building structures]. Moscow : MSCU, 2011. 191p. (rus)

14. Yang H. et al. Characteristics of hemicellulose, cellulose and lignin pyrolysis. *Fuel*. 2007. Vol. 86. No 12-13. Pp. 1781-1788.

15. Poletto M., Júnior H.L.O., Zattera A.J. Thermal decomposition of natural fibers: kinetics and degradation mechanisms. *Reactions and mechanisms in thermal analysis of advanced materials*. 2015. Pp. 515-545.

16. Mikova N.M., Fetisova O.Yu., Pavlenko N.I., Chesnokov N.V. Izucheniye termicheskogo povedeniya organosol'ventnykh ligninov, vydelennykh iz drevesiny pikhty i osiny [Study of thermal behavior of organosolvent lignins isolated from fir and aspen wood]. *Chemistry for sustainable development*. 2018. Vol. 26. No 4. Pp. 411-418. (rus)

17. Destaing F. Contribution à l'étude du comportement mécanique de matériaux composites biosourcés lin/PA11 élaborés par thermocompression : Diss. – Caen, 2012. (French).

18. Malyar Yu. N. et al. Izucheniye organosol'ventnykh ligninov s metodami gel'-pronikayushchey khromatografii i termicheskogo analiza [Study of organo-solvent lignins using gel permeation chromatography and thermal analysis]. *Journal of the Siberian Federal University. Chemistry*. 2019. Vol. 12. Vol. 1. Pp. 73-86. (rus)

19. Stepina I.V., Sodomon M., Kononov G.N., Petukhov V.A. Komponentnyy sostav modifitsirovannogo rastitel'nogo syr'ya [Component composition of modified plant raw materials]. *Don Engineering Bulletin*. 2022. Vol. 93. No 9. Pp. 223-231.

Информация об авторах:

Степина Ирина Васильевна
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» г. Москва, Россия,
доцент, кандидат технических наук, доцент кафедры Строительного материаловедения.
E-mail: sudeykina@mail.ru

Содомон Марк
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» г. Москва, Россия,
аспирант кафедры Строительного материаловедения.
E-mail: sodomonmarc@yahoo.fr

Крук Артем Анатольевич
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» г. Москва, Россия,
студент кафедры Строительного материаловедения.
E-mail: krukartem24020@gmail.com

Соловьева Екатерина Сергеевна
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» г. Москва, Россия,
студент кафедры Строительного материаловедения.
E-mail: solovyevaakatya@gmail.com

Information about authors:

Stepina Irina V.
National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
docent, candidate of technical sciences, lecturer of the department of Building Materials Science.
E-mail: sudeykina@mail.ru

Sodomon Mark
National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
postgraduate student of the department of Building Materials Science.
E-mail: sodomonmarc@yahoo.fr

Kruk Artem An.
National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
student of the department of Building Materials Science.
E-mail: krukartem24020@gmail.com

Solovieva Ekaterina S.
National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
student of the department of Building Materials Science.
E-mail: solovyevaakatya@gmail.com

УДК 693.955 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-117-129

Ю.И. ТИЛИНИН[1]
[1]ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», г. Санкт-Петербург, Россия

ПРЕДПОСЫЛКИ РАЗВИТИЯ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ МЕТОДОВ СТРОИТЕЛЬСТВА В САНКТ-ПЕТЕРБУРГЕ

Аннотация. *В статье рассмотрены технологии возведения в основном гражданских зданий в разные периоды строительства в Санкт-Петербурге. Предметом исследования является строительные системы и технологии возведения зданий, которые рассматриваются с целью исследования развития методов индустриального строительства в Санкт-Петербурге и прогнозирования тенденций технического прогресса в области индустриальных методов строительства. Предпосылками технического прогресса в строительном комплексе Санкт-Петербурга является развитие индустрии материально-технических ресурсов строительства, а именно производства новых строительных материалов, конструкций, строительной оснастки, приспособлений и строительных машин, а также малой механизации и инструментов. Это неизбежно становится причиной появления в строительстве более совершенных строительных систем, возводимых индустриальными методами. В ходе исследования строительные системы оценивались методами экспертного опроса специалистов по заранее разработанной анкете, в которой были взаимно несопоставимые критерии, отражающие архитектурные, прочностные и экономические характеристики строительных систем индустриального производства. Результаты экспертной оценки строительных систем стали основой в определении рациональной объемов сборного и сборно-монолитного строительства и выявления тенденций и перспективных направлений развития индустриальных методов строительства и научных исследований в этой области.*

Ключевые слова: *предпосылки, развитие, строительство, кирпичное домостроение, индустриальные методы, панельные здания, сборно-монолитный каркас, рациональные объемы, анкета, баллы, экспертная оценка.*

YU.I. TILININ[1],
[1]Saint Petersburg State University of architecture and civil engineering, Saint Petersburg, Russia

PREREQUISITES FOR THE DEVELOPMENT OF INDUSTRIAL CONSTRUCTION METHODS IN ST. PETERSBURG

Abstract. *The article considers the technologies for the construction of mainly civil buildings in different periods of construction in St. Petersburg. The subject of the study is building systems and building construction technologies, which are considered in order to study the development of industrial construction methods in St. Petersburg and predict trends in technical progress in the field of industrial construction methods. The prerequisites for technological progress in the construction complex of St. Petersburg is the development of the industry of material and technical resources of construction, namely the production of new building materials, structures, construction equipment, fixtures and construction machines, as well as small-scale mechanization and tools. This inevitably becomes the reason for the appearance in construction of more advanced building systems erected by industrial methods. In the course of the study, building systems were evaluated by the methods of an expert survey of specialists according to a previously developed questionnaire, in which there were mutually incomparable criteria reflecting the architectural, strength and economic characteristics of building systems of industrial production. The results of an expert assessment of building systems became the basis for determining the rational scope of prefabricated and precast-monolithic construction and identifying trends and promising directions for the development of industrial construction methods and scientific research in this area.*

© Тилинин Ю.И., 2024

Keywords: *prerequisites, development, construction, brick housing construction, industrial methods, panel buildings, prefabricated monolithic frame, rational volumes, questionnaire, points, expert assessment.*

Введение

Индустриализация строительства в Санкт-Петербурге пришла на смену кирпичному домостроению, имевшему продолжительный период оставивший исторический след в виде архитектурных памятников культурного наследия. Это не только дворцовые комплексы и доходные дома [1-4], но и памятники строительства комплексов зданий Семеновского, Преображенского, Измайловского, Кавалергардского и других полков Российской империи. Построено более 200 зданий Военно-медицинской академии, госпитали, дом офицеров, здание военной комендатуры и другие исторические здания (см. рисунок 1), эксплуатируемые сегодня военно-учебными заведениями и другими организациями гарнизона Санкт-Петербурга.

а) б) в)

Рисунок 1 – Исторические кирпичные здания гарнизона Санкт-Петербурга (фотографии автора, 2023 г.): а) здание Дома офицеров на Литейном проспекте д. 20, построено для Офицерского собрания армии и флота в 1895 – 1898 г.г. архитекторы А.И. Гоген и В.М. Иванов; б) здание Военно-медицинского музея на ул. Введенский канал дом 6, построено в 1799 году для лазарета лейб-гвардии Семеновского полка, архитекторы Ф.И. Демерцов и Ф.И. Волков; в) здание Военного института (инженерно-технического), построено 1803-1806 г.г. архитектором Л.И. Руска для Кавалергардского полка

Памятниками кирпичного домостроения являются так же гражданские здания предвоенного периода строительства, так называемые сталинские дома, построенные со стенами из кирпича и чердачными крышами, высотой более пяти этажей, в отличии от двух или трехэтажных зданий императорской России.

В шестидесятые годы XX столетия в Санкт-Петербурге и в других городах Советского Союза начинается массовое строительство гражданских, затем и промышленных зданий из сборных железобетонных конструкций, для производства которых строятся домостроительные комбинаты. Расцветом сборного строительства стали семидесятые и восьмидесятые годы прошлого века, когда возводились крупнопанельные полносборные жилые многосекционные дома, высотой 9-12 этажей, а также многоэтажные каркасные производственные здания, монтируемые из железобетонных колонн, ригелей, плит перекрытия и стеновых панелей, которые использовались для строительства не только корпусов заводов радиоэлектроники, но и при возведении общественных зданий. Индустриальные методы строительства, в основе которых лежит поточный процесс изготовления в заводских условиях и монтажа на строительной площадке комплектов крупноразмерных железобетонных элементов развивается и в современное время. Индустриализация строительства применяется как метод в условиях массовости, при застройке больших территорий типовыми домами. Важнейшими преимуществами

индустриальных методов строительства является комплексная механизация технологических процессов в заводских и построечных условиях, что обеспечивается за счет использования минимального разнообразия унифицированных по размерам и массе конструкций. Предпосылками технического прогресса в строительном комплексе Санкт-Петербурга служит развитие в производства новых строительных материалов, конструкций, строительной оснастки, приспособлений и строительных машин, а также малой механизации и инструментов. Это неизбежно становится причиной появления в строительстве более совершенных домостроительных технологий [5-8]. Строительство жилых зданий производится в различных условиях, например в условиях уплотнительной застройки исторического центра или на новых городских территориях, а также на территориях существующих микрорайонов, построенных в Советский период индустриального строительства. Оценка домостроительных технологий с учетом условий строительства помогает на практике выбирать рациональные строительные системы и технологии возведения зданий на этапе, предшествующем проектированию. Ретроспективный взгляд на развитие технологий домостроения помогает увидеть перспективы домостроения и соответственно развития строительного комплекса города. Предметом нашего исследования является строительные системы и технологии возведения зданий, которые рассматриваются с целью исследования строительных систем и методов индустриального строительства в Санкт-Петербурге и выработки тенденций технического прогресса и рациональных перспектив индустриального домостроения.

Анализ публикаций

Противоречивые особенности сборного и монолитного домостроения отчасти нашли свое примирение в сборно-монолитных строительных системах [9-11]. Выбор из многообразия строительных технологий, применяемых производственными структурами строительного комплекса Санкт-Петербурга для крупномасштабного жилищного строительства, требует поиска рациональных областей их применения с учетом предполагаемого места строительства жилого здания и характерных технологических и потребительских особенностей возводимых зданий.

Область применения технологий панельного и сборно-монолитного домостроения в современных условиях городского строительства имеет свои предпосылки, связанные в первую очередь с местом строительства, характеризуемым сложившейся застройкой, наличием инженерного обеспечения, геологическими условиями и производственными мощностями строительного комплекса [12 -14].

Краткий ретроспективный взгляд на эволюцию строительных грузоподъемных машин, применяемых материалов и соответствующих технологий строительства показывает неразрывную взаимосвязь и гармоничное соответствие применяемых в строительстве материалов, машин и способов строительства.

Большое влияние на технический прогресс в строительстве оказывал главным образом рост механизации строительных работ, в первую очередь за счет внедрения строительных башенных кранов, значительно снижающих внутрипостроечные транспортные затраты. К выпуску первых строительных кранов в России приступили еще в конце 19 столетия. Массовый выпуск заводами СССР строительных башенных кранов был начат в 1936 году. На стройках работало около 200 подъемных кранов. В 50-х годах выпускается линейка кранов марки БКСМ. Кран БКСМ-14 имел грузоподъемность 5 т, применялся на строительстве 14 - этажных зданий. Более поздняя модель БКСМ-5А имела грузоподъемность 8 т [15].

Строительство секционных, сборных многоквартирных жилых домов из железобетонных конструкций заводского изготовления, выпускаемых в виде серийных комплектов, доставляемых на строительную площадку автотранспортом и монтируемых башенными кранами, становится основой типовой многоэтажной застройки новых жилых районов промышленных городов.

В конце 1950-х – начале 1960-х гг. были созданы в Ленинграде пять домостроительных комбинатов (ДСК), производивших выпуск комплектов сборных железобетонных строительных изделий, из которых на строительной площадке при помощи монтажных кранов собирались стены и перекрытия жилых зданий, а также школ и детских садов. Показатели типовых проектов жилых панельных зданий по трем домостроительным комбинатам Главленинградстроя приводятся в таблице 1.

Таблица 1 – Показатели некоторых типовых проектов крупнопанельных жилых домов, сооружаемых домостроительными комбинатами Главленинградстроя

Показатели	Домостроительные комбинаты								
	ДСК-1		ДСК-2				ДСК-3		
	Типовые проекты								
	1-335-1	1-335-20	ОД-4	ОД-6	1ЛГ50 2-6	1ЛГ50 2-9	Г-2и	Г-3и	Г-5
Проектные показатели									
Количество секций	4	5	4	6	6	9	5	7	1
Количество квартир	80	100	60	90	90	134	50	70	54
Средняя жилая площадь квартиры	31,7	32,3	30,6	30,5	31,6	31,9	37,2	34,7	23,1
Объем здания	12022	15136	9927	14818	14539	21472	9046	11832	7297
Этажность	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Общие показатели комплекта сборных конструкций									
Коэффициент сборности	0,70	0,70	0,75	0,75	0,75	0,75	0,70	0,67	0,67
Количество марок изделий	61	61	47	47	47	47	114	114	114
Количество типоразмеров	48	48	33	33	33	33	91	91	91
Средний вес элемента	1267	1267	1415	1415	1830	1830	760	760	760
Коэффициент использования крана	0,70	0,70	0,75	0,75	0,74	0,74	0,67	0,67	0,67
Удельные объемы видов общестроительных работ в расчете на 1 м^2 жилой площади									
Стены м^3/м^{2}жил.пл.	0,24	0,24	0,17	0,17	0,41	0,41	0,45	0,45	0,45
Перекрытия м^3/м^{2}жил.пл.	0,37	0,37	0,10	0,10	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
Перегородки м^2/м^{2}жил.пл.	1,73	1,73	2,46	2,46	0,21	0,21	1.0	1.0	1.0
Проемы м^2/м^{2}жил.пл.	0,84	0,84	0,59	0,59	0,66	0,66	0,57	0,57	0,57
Полы м^2/м^{2}жил.пл.	1,57	1,57	1,42	1,42	1,37	1,37	1,36	1,36	1,36
Кровля м^2/м^{2}жил.пл.	0,44	0,44	0,40	0,40	0,40	0,40	0,36	0,36	0,36
Фундаменты м^3/м^{2}жил.пл.	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,13	0,13	0,13
Земл.раб.м^3/.м^2 жил. пл.	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,72	0,72	0,72

Как видно из таблицы, панельные дома в это время строили 5-этажными и имели небольшое количество квартир по сравнению с современными многоэтажными жилыми зданиями. Стоимость сборных конструкций не более 70-75% от общей стоимости материалов, что соответствует коэффициенту сборности 0,7-0,75. Средний вес одного монтажного элемента 1,267 -1,830 тонны, что соответствовало коэффициенту использования кранов КБ 100 по грузоподъемности 0,74. Максимальная грузоподъемность башенного крана, выпускаемого с 1964 года Ржевским краностроительным заводом и предназначенного для строительства пятиэтажных зданий, высота подъема крюка крана не превышала 21 м, а грузоподъемность на максимальном вылете крюка - 5 тонн. Кран перемещался вдоль строящегося здания по рельсовому пути, выполняемому на щебеночном насыпном основании в виде железнодорожных рельсов, прикрепленных к деревянным шпалам. Годовая выработка на один кран в м^2 жилой площади составляла по Главленинградстрою в 1959 году - 3000 м^2, а в 1963 году -7500 м^2.

В начале 1970-х годов домостроительные комбинаты совместно с проектными институтами приступают к улучшению конструктивных и объемно-планировочных решений панельных зданий.

Разработанная в 1959 году институтом «ЛЕНПРОЕКТ» типовая серия комплектов железобетонных изделий крупнопанельных многоквартирных жилых домов серии 1-ЛГ-504 возводилась до 1972 года. В 1966 году институт «ЛенЗНИИЭП» разработал усовершенствованный проект 1-ЛГ-504Д жилого девятиэтажного крупнопанельного дома с лифтом. За период до 2001 года построено 424 дома. На Обуховском ДСК в 1966 году приступили к производству серии 1-ЛГ-602. В 1980-е годы были модернизированы имеющиеся серии жилых домов, увеличена высота потолка до 2,7 м; площадь кухни стала не менее 8 м^2.

В 1992 году ДСК-2 был преобразован в современное производство, под брендом ДСК «БЛОК», выпускающее конструкции 137-й серии, оснащенной двумя лифтами (грузовым и пассажирским). В 2012 году на комбинате завершена очередная модернизация производства, начатая еще в 2006 году. В 2011 году к ЗАО «Домостроительный комбинат „Блок“» было присоединено ОАО «Гатчинский ДСК», который с 1973 по 2005 годы выпускал 121 серию сборного панельного железобетонного дома высотой до 17 этажей с высотой жилых помещений 2,7 м, площадью кухонь 12 м^2. В домах 121 серии в основном однокомнатные, двухкомнатные и трехкомнатные квартиры. В 2002 году ЗАО «Домостроительный комбинат „Блок“» вошло в состав группы компаний «ЛСР».

Внедрение технологии сборного домостроения уменьшило зависимость строительства объектов от климатических и погодных условий по сравнению каменными и бетонными работами. В настоящее время керамзитобетонные наружные стеновые панели заменены трехслойными, состоящими из наружного и внутреннего бетонных слоев, заключающих в середине теплоизоляционный слой.

С появлением на строительном рынке импортной крупнощитовой опалубки с палубой из водостойкой фанеры, закрепленной на металлическом каркасе, в 1990-е годы набирает темпы монолитное домостроение [16-19].

При монолитной технологии возведения зданий требуется так же, как и при полносборной технологии, применение монтажного крана (см. рисунок 2).

Рисунок 2 – Возведение монолитного жилого здания в Санкт-Петербурге с использованием башенного крана с поворотной балочной стрелой и неповоротной башней на железобетонном фундаменте, вылет крюка крана изменяется при перемещении грузовой тележки (фотографии автора, 2023 г.):

Строительный кран при возведении монолитных зданий, применяется в процессе установки щитов опалубки, подачи в рабочую зону строительной арматуры и бетонной смеси в бадьях при бетонировании.

Значительное развитие технологии монолитного домостроения обусловлено внедрением в практику строительного производства индустриальных комплектов опалубки, автобетононасосов, а также специализированного автомобильного транспорта.

Появление на строительном рынке кранов большой грузоподъемности, применяемых для подачи в котлован буровых установок и других строительных машин, открыло возможности устройства глубоких котлованов и, как следствие, ускорило освоение подземного пространства при строительстве жилых объектов повышенной этажности.

Применение современного грейферного оборудования и буровых установок решает проблему технологии строительства фундаментов в слабых насыщенных водой грунтах Санкт-Петербурга и тем самым открывает возможность возведения жилых зданий высотой 23 и более этажей [20].

Одним из перспективных направлений развития технологии жилищного строительства является сочетание сборных конструкций, устанавливаемых на временные опоры с монолитными участками в местах опирания, (см. рисунок 3).

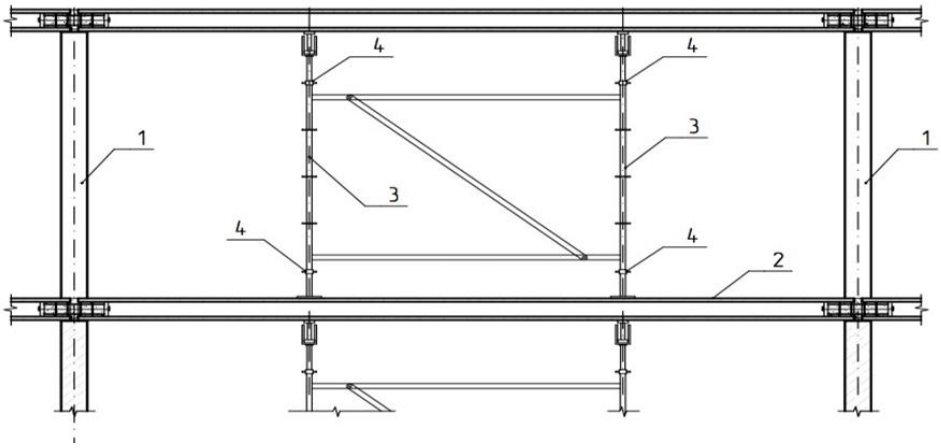


Рисунок 3 – Установка сборных железобетонных плит перекрытия с опиранием на временные пространственные опоры: 1 – вертикальные несущие колонны; 2 – сборные пустотные железобетонные плиты перекрытия; 3 – временные пространственные опорные «столы»; 4 – винтовые телескопические стойки

Винтовые телескопические стойки имеют оцинкованную резьбу, они используются в основном для устройства столов опалубки монолитных перекрытий (см. рисунок 4).

Одной из более совершенных технологий является сборно-монолитная строительная система КУБ-3V, представляющая собой сочетание сборных железобетонных колонн размером сечения 400 х 400 мм, плит перекрытия толщиной 160 мм и монолитных участков, соединяющих в целостную конструкцию сборные элементы здания (см. рисунок 5).

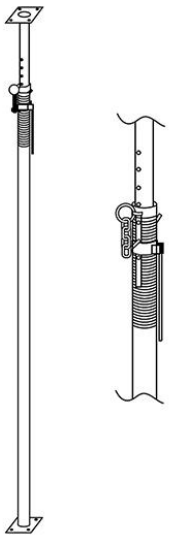


Рисунок 4 – Винтовая телескопическая стойка

а) б)

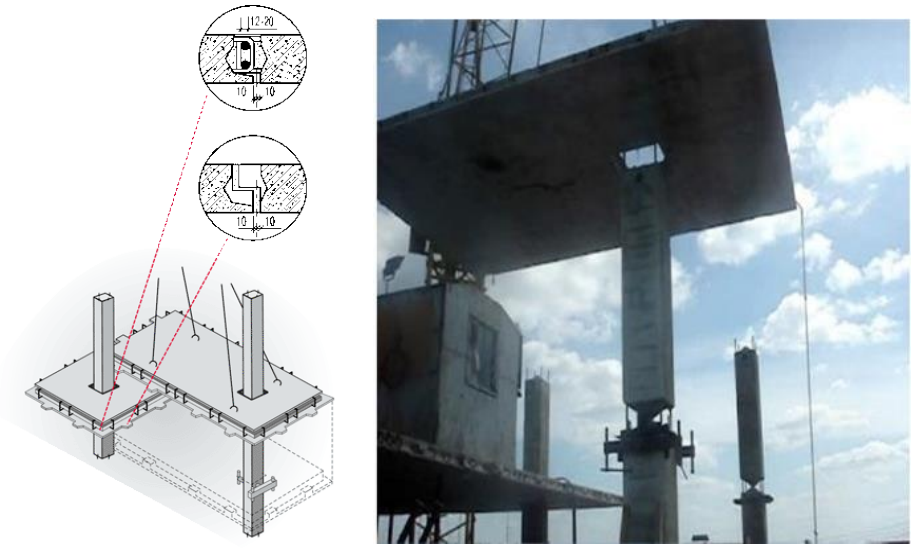


Рисунок 5 –Элементы каркаса КУБ-3V(сборные колонны и плиты), соединяемые монолитными участками: а) панели перекрытия и межпанельные стыки; б) монтаж плиты перекрытия с установкой ее на временно закрепленный на колонну кондуктор с опорным столиком

Такая строительная технология возведения каркаса из унифицированных колонн и плит без устройства балок образует сборно-монолитный каркас без ригелей. Еще до 1970 года в ЦНИИЭП жилища были разработаны конструкции безбалочного перекрытия, не имеющего капители. В дальнейшем были разработаны модифицированные варианты систем

сборно-монолитного безригельного каркаса КУБ 2,5, КУБ-3V. Особенностью строительства таких типов зданий является применение сборного безригельного каркаса, состоящего из следующих элементов:

1. Составных сборных железобетонных колонн 400х400 мм длиной до 15 м (в местах примыкания перекрытия к колонне в колонне отсутствует бетон);

2. Железобетонной плиты перекрытия 3,0х3,0 м, толщиной 160 мм;

3. Железобетонных связей сечением 200х250 мм, обеспечивающих пространственную жесткость и устойчивость каркаса;

4. Диафрагм жесткости толщиной 160 мм.

Конструктивная система отличается высокой надежностью по прочности и трещиностойкости железобетонных элементов и устойчивости каркасов при эксплуатации [21, 22].

Наружные стены в таком здании могут быть в виде панелей или кладки из мелких газосиликатных блоков и кирпича [23, 24]. Узел соединения сборных железобетонных колонн выполняется на уровне перекрытия.

Строповка и крепление связей и колонны сборно-монолитного здания КУБ 2,5, которое возводится выстой до 15 этажей, показаны на рисунке ниже (см. рисунок 6).

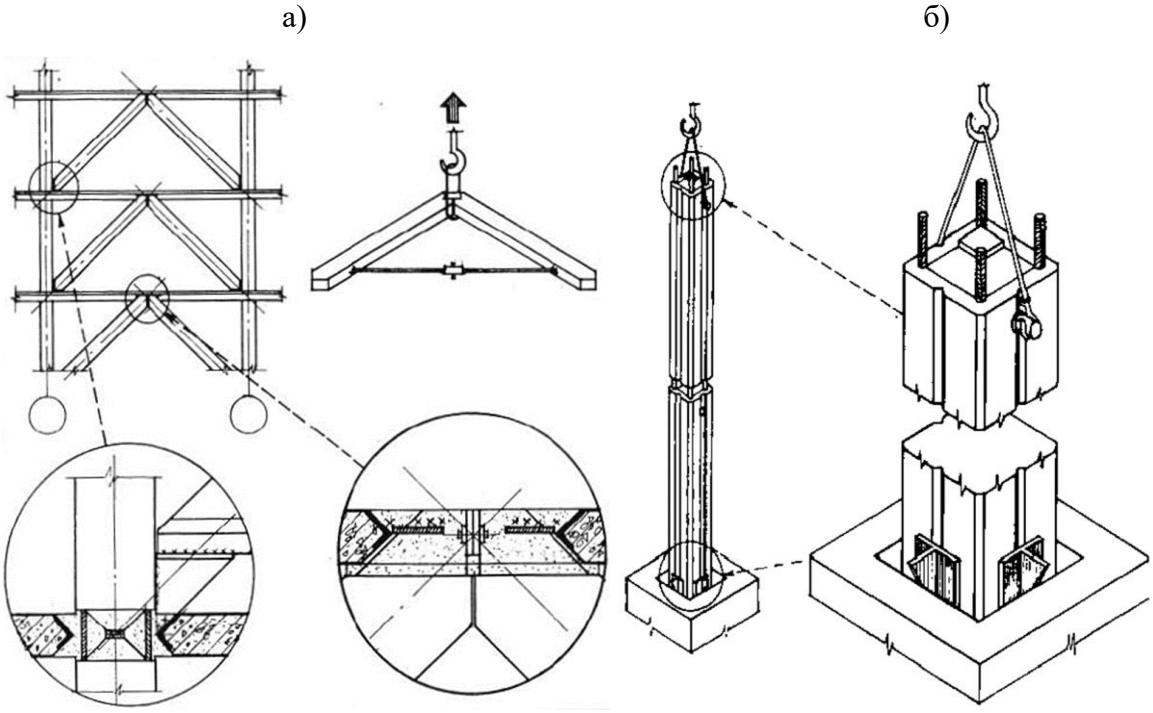


Рисунок 6 – Элементы сборно-монолитного здания КУБ-2,5:
а) строповка и крепление связей; б) строповка и временное закрепление колонны

Модели и методы

Авторами разработана анкета для проведения комплексной экспертной оценки строительных технологий, применяемых в жилищном строительстве Санкт-Петербурга.

За основу взяты десять наиболее значимых критериев и десятибалльная оценка каждого критерия. Каждый критерий оценивался от 1 до 10 баллов, а комплексная оценка изменяется в пределах от 10 до 100 баллов.

В экспертной оценке принимали участие кандидаты и доктора технических наук по специальности 05.23.08 «Технология и организация строительства».

Собранные результаты ответов подверглись статистической обработке. Коэффициент вариации оценок определяется следующим образом.

Для оценки корректности экспертных оценок принят коэффициент вариации, определенный по следующей формуле (1).

$$V_j = \frac{\sigma_j}{M_j}, \quad (1)$$

где среднее квадратическое отклонение оценок, полученных j-ой технологией, определяется по формуле (2).

$$\sigma_j = \sqrt{D_j}, \quad (2)$$

где D_j – дисперсия оценок, данных j-ой технологии, определяется по формуле (3).

$$D_j = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(C_{ij} - M_j\right)^2, \quad (3)$$

где n – число экспертов;

C_{ij} – оценка (в баллах) j-ой технологии i-ым экспертом;

M_j – среднее арифметическое значение величины оценки технологии (в баллах), определяемое по формуле (4).

$$M_j = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} C_{ij} \quad (4)$$

В расчетах средних баллов по каждой технологии и соответствующему критерию определялся коэффициент вариации, который не превысил значения 0,28, что говорит о допустимой степени согласованности экспертов.

Результаты исследования и их анализ

Результаты экспертной оценки строительных технологий возведения сборных и сборно-монолитных жилых зданий, применяемых в Санкт-Петербурге, приводится в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты экспертной оценки сборных и сборно-монолитных строительных систем жилых зданий, возводимых в Санкт-Петербурге

№ п/п	Десять критериев оценки технологии	Значение критерия оценки по десятибалльной шкале технологии строительных систем			
		КУБ	панель	КУБ-2,5	КУБ – 3V
1	Фасадные архитектурные решения	6	3	6	6
2	Планировочные архитектурные решения	10	3	10	10
3	Звукоизоляция (минимальная 1 балл)	4	3	4	4
4	Этажность (минимальная 1 балл)	8	8	9	9
5	Прочность и сейсмостойкость (минимальная 1 балл)	7	7	8	8
8	Долговечность (минимальная 1 балл)	8	7	8	8
6	Капиталоемкость (минимальная 10 баллов)	5	4	5	5
7	Себестоимость (минимальная 10 баллов)	7	10	8	9
9	Трудоемкость (максимальная 1 балл)	7	10	8	9
10	Размер строительной площадки (минимальная 10 балл)	7	6	8	8
	Итого технология строительной системы (максимальное значение 100 баллов)	69	61	74	76

Проанализировав результаты экспертной оценки, авторы провели сравнение технологий домостроения:

1. Архитектурная пригодность и звукоизоляция меньшая у панельной строительной системы, монолитная и сборно-монолитная технология при устройстве наружных кирпичных стен высотой на отдельный этаж имеют архитектурную пластичность фасадов;

2. Немного долговечнее оказалась строительная система КУБ 3 V, она же оказалась наиболее прочной и сейсмостойкой с высокой этажностью.

3. Панельная строительная система с полносборной технологией имеет низкую себестоимость и трудоемкость, уступает в звукоизоляции и выразительности фасадов, исключает свободную планировку квартир, незначительно уступает в этажности и требует для осуществления производства площадки для складирования конструкций и соответственно незначительно больше размер строительной площадки.

Выводы

Подводя итог проведенному исследованию развития технологий жилищного строительства, можно сделать вывод о том, что сборно-монолитное домостроение в сочетании с кладочной или панельной технологией устройства наружных стен наиболее оптимально, лучшая индустриальная строительная система КУБ-3V. Панельная строительная система наиболее пригодна для социального жилья. Для массового строительства жилых зданий с более высокими потребительскими свойствами, чем крупнопанельные дома пригодны сборно-монолитные системы КУБ – 2,5 и КУБ-3V. Сборно-монолитное домостроение является одним из приоритетных направлений технического и технологического совершенствования в сфере жилищного строительства Санкт-Петербурга на основе индустриальных методов строительства. Следует отметить тот факт, объемы индустриального строительства ограничиваются не только мощностью заводов сборных элементов, но и транспортными затратами по доставке строительных конструкций, что оставляет значительную нишу монолитному домостроению, особенно в исторической части города и при строительстве на отдаленных от домостроительных комбинатов территориях, когда выгоднее поставить на большой стройке бетонный завод, чем стоять спецтранспорту на автодороге в ожидании движения. Развитие индустриальных методов строительства имеет тенденцию снижения массы элементов, повышению заводской готовности, применению легких металлических профилей и слоистых панелей на их основе.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тилинин Ю. И., Пастух О. А., Животов Д. А., Панин А. Н. Домостроительные технологии в системе сохранения и развития архитектурно-планировочной структуры исторических российских городов. Санкт-Петербург: Санкт-Петербургский. гос. архитектур.-строит. ун-т, 2022. 239 с.

2. Головина С. Г. Архитектурно-конструктивные особенности этапов развития исторической жилой застройки Санкт-Петербурга XVIII - начала XX в.в. // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 6 (77). С. 36-43. doi:10.23968/1999-5571-2019-16-6-36-43

3. Golovina S., Tikhonov Y., Sokol I. Innovation building materials in energy-saving wall systems of historical buildings in saint Petersburg//В сборнике: E3S Web of Conferences. Сер. "International Scientific and Practical Conference "Environmental Risks and Safety in Mechanical Engineering", ERSME 2020" 2020. С. 01004.

4. Возняк Е.Р., Головина С.Г., Пухаренко Ю.В. Трансформация исторических зданий в Санкт-Петербурге и сохранение архитектурных и конструктивных элементов различных периодов // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 5 (82). С. 5-11.

5. Yudina Antonina, Tilinin Yurii. Selection of criteria for comparative evaluation of house building //«Architecture and Engineering» (ISSN: 2500-0055) Том 4, № 1. 2019. DOI: https://doi.org/10.23968/2500-0055-2019-4-1-47-52

6. Травуш В.И., Кузеванов Д.В., Волков Ю.С. О стратегии развития строительной отрасли Российской Федерации на 2030-2035 годы // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 8. С. 4-10.

7. Шаленный В.Т. Интенсификация и эргономика строительного производства. Москва: "Издательство "КноРус", 2021. 340 с.

8. Евтюков С.А., Тилинин Ю.И., Щербаков А.П. К вопросу автоматизации процессов монолитного домостроения с учетом исследования конструкционных сталей в строительной робототехнике // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 3 (74). С. 72-79.

9. Миронов В.А., Абу-Хасан М.С. Виды конструктивных решений высотных зданий //БСТ: Бюллетень строительной техники. 2023. № 4 (1064). С. 38-40.

10. Олейник П.П., Бушуев Н.И. Эволюционный путь развития строительного производства // Строительное производство. 2023. № 2. С. 150-155.

11. Kazakov Yu., Birjukov A. Fast assembly of quality suspended ventilated facades // Architecture and Engineering. 2017. Т. 2. № 1. С. 32-40.

12. Oleynik P.P., Pakhomova L.A. Modeling the residential buildings erection of large-sized blocks // Vestnik MGSU. 2023. Т. 18. № 3. С. 463-470.

13. Юдина А.Ф., Евтюков С.А., Розанцева Н.В. Разработка технологии монтажа пространственной конструкции на основании экспериментально-теоретических исследований перекрестно-балочной системы // Вестник гражданских инженеров. 2021. № 2 (85). С. 102-107.

14. Тилинин, Ю. И., Макаридзе Г. Д., Хорошенькая Е. В. Совершенствование технологического процесса подачи бетонной смеси в опалубку // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 4 (75). С. 74–80.

15. Казаков Ю.Н., Тимощук О.А. Анализ существующих конструктивных решений крупнопанельных зданий // I Всероссийской межвузовской научно-практической конференции молодых ученых, посвященной 80-летию основания кафедры "Строительное производство" «Технология и организация строительства»: тезисы докладов. Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2020. С. 182-187.

16. Мосаков Б.С., Бадьин Г.М., Дайронас М.В. Современный подход создания строительных систем и совершенствование проектных и организационно- технических решений // Университетская наука. 2019. № 1 (7). С. 48-54.

17. Мосаков Б.С., Курбатов В.Л., Волкова С.В. Технологические процессы при возведении зданий и сооружений в монолитном исполнении. Минеральные Воды: Северо-Кавказский филиал «Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова», 2019.- 430 с.

18. Шаленный В.Т., Головченко И.В. Развитие технологии сборно-монолитного домостроения с предварительно напряженными перекрытиями из многопустотных плит//Вестник науки и образования Северо-Запада России. 2015, Т. 1, № 2 С.66-72

19. Мотылев Р. В., Кагазежев А. Ю. Особенности скоростного монолитного строительства жилых зданий в зимний период / Р. В. // Наука и бизнес: пути развития. 2021. № 12 (126). С. 76–78.

20. Верстов В.В., Гайдо А.Н. Развитие и становление вибрационной техники и технологий для специальных строительных работ // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 5. С. 43-49.

21. Ильющенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2021. № 1 (93). С. 74-84.

22. Fedorova N.V., Savin S.Y., Kolchunov V.I. Affecting of the long-term deformation to the stability of rc frame-bracing structural systems under special accidental impacts // В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. International Science and Technology Conference "FarEastCon 2019". 2020. С. 032005.

23. Леоненко К.А., Шаленный В.Т. Повышение эффективности и эргономичности устройства каменного заполнения каркасов из мелких блоков на клею // Строительство и техногенная безопасность. 2019. № 17 (69). С. 21-29.

24. Karpov V., Kobelev E. Analysis of efficiency of three-layer wall panels with a discrete core // Architecture and Engineering. 2022. Т. 7. № 1. С. 16-22.

REFERENCES

1. Tilinin YU. I., Pastuh O. A., ZHivotov D. A., Panin A. N. Domostroitel'nye tekhnologii v Sisteme sohraneniya i razvitiya arhitekturno-planirovochnoj struktury istoricheskih rossijskih gorodov. Sankt-Peterburg: Sankt-Peterburgskij. gos. arhitektur.-stroit. un-t, 2022. 239 p. (rus)

2. Golovina S. G. Arhitekturno-konstruktivnye osobennosti etapov razvitiya istoricheskoj zhiloj zastrojki Sankt-Peterburga XVIII - nachala HKH v.v. // *Vestnik grazhdanskih inzhenerov.* 2019. No. 6 (77). Pp. 36-43. (rus) doi:10.23968/1999-5571-2019-16-6-36-43

3. Golovina S., Tikhonov Y., Sokol I. Innovation building materials in energy-saving wall systems of historical buildings in saint Petersburg // В сборнике: E3S Web of Conferences. Cep. "International Scientific and Practical Conference "Environmental Risks and Safety in Mechanical Engineering", ERSME 2020" 2020. Pp. 01004.

4. Voznyak E.R., Golovina S.G., Puharenko YU.V. Transformaciya istoricheskih zdanij v Sankt-Peterburge i sohranenie arhitekturnyh i konstruktivnyh elementov razlichnyh periodov // *Vestnik grazhdanskih inzhenerov.* 2020. No. 5 (82). Pp. 5-11. (rus)

5. Yudina Antonina, Tilinin Yurii. Selection of criteria for comparative evaluation of house building // *Architecture and Engineering.* 2019. Т. 4. No. 1. (ISSN: 2500-0055) doi:https://doi.org/10.23968/2500-0055-2019-4-1-47-52

6. Travush V.I., Kuzevanov D.V., Volkov YU.S. O strategii razvitiya stroitel'noj otrasli Rossijskoj Federacii na 2030-2035 gody // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo.* 2022. No. 8. Pp. 4-10. (rus)

7. SHalennyj V.T. Intensifikaciya i ergonomika stroitel'nogo proizvodstva. Moskva: "Izdatel'stvo "KnoRus", 2021. 340 p. (rus)

8. Evtyukov S.A., Tilinin YU.I., SHCHerbakov A.P. K voprosu avtomatizacii processov monolitnogo domostroeniya s uchetom issledovaniya konstrukcionnyh stalej v stroitel'noj robototekhnike // *Vestnik grazhdanskih inzhenerov.* 2019. No. 3 (74). Pp. 72-79. (rus)

9. Mironov V.A., Abu-Hasan M.S. Vidy konstruktivnyh reshenij vysotnyh zdanij // *BST: Byulleten' stroitel'noj tekhniki*. 2023. No. 4 (1064). Pp. 38-40. (rus)

10. Olejnik P.P., Bushuev N.I. Evolyucionnyj put' razvitiya stroitel'nogo proizvodstva // *Stroitel'noe proizvodstvo*. 2023. No. 2. Pp. 150-155. (rus)

11. Kazakov Yu., Birjukov A. Fast assembly of quality suspended ventilated facades // *Architecture and Engineering*. 2017. T. 2. No. 1. Pp. 32-40.

12. Oleynik P.P., Pakhomova L.A. Modeling the residential buildings erection of large-sized blocks // *Vestnik MGSU*. 2023. T. 18. No. 3. Pp. 463-470.

13. YUdina A.F., Evtyukov S.A., Rozanceva N.V. Razrabotka tekhnologii montazha prostranstvennoj konstrukcii na osnovanii eksperimental'no-teoreticheskih issledovanij perekrestno-balochnoj sistemy // *Vestnik grazhdanskih inzhenerov*. 2021. No.2 (85). Pp. 102-107. (rus)

14. Tilinin, YU. I., Makaridze G. D., Horoshen'kaya E. V. Sovershenstvovanie tekhnologicheskogo processa podachi betonnoj smesi v opalubku // *Vestnik grazhdanskih inzhenerov*. 2019. No. 4 (75). Pp. 74–80. (rus)

15. Kazakov YU.N., Timoshchuk O.A. Analiz sushchestvuyushchih konstruktivnyh reshenij krupnopanel'nyh zdanij // I Vserossijskoj mezhvuzovskoj nauchno-prakticheskoj konferencii molodyh uchenyh, posvyashchennoj 80-letiyu osnovaniya kafedry "Stroitel'noe proizvodstvo" «Tekhnologiya i organizaciya stroitel'stva»: tezisy dokladov. Sankt-Peterburg: SPbGASU, 2020. Pp. 182-187. (rus)

16. Mosakov B.S., Bad'in G.M., Dajronas M.V. Sovremennyj podhod sozdaniya stroitel'nyh sistem i sovershenstvovanie proektnyh i organizacionno- tekhnicheskih reshenij // *Universitetskaya nauka*. 2019. No. 1 (7). Pp. 48-54. (rus)

17. Mosakov B.S., Kurbatov V.L., Volkova S.V. Tekhnologicheskie processy pri vozvedenii zdanij i sooruzhenij v monolitnom ispolnenii. Mineral'nye Vody: Severo-Kavkazskij filial «Belgorodskij gosudarstvennyj tekhnologicheskij universitet im. V.G. SHuhova», 2019. 430 p. (rus)

18. SHalennyj V.T., Golovchenko I.V. Razvitie tekhnologii sborno-monolitnogo domostroeniya s predvaritel'no napryazhennymi perekrytiyami iz mnogopustotnyh plit // *Vestnik nauki i obrazovaniya Severo-Zapada Rossii*. 2015. T. 1. No. 2. Pp. 66-72 (rus)

19. Motylev R. V., Kagazezhev A. YU. Osobennosti skorostnogo monolitnogo stroitel'stva zhilyh zdanij v zimnij period / R. V. // *Nauka i biznes: puti razvitiya*. 2021. No. 12 (126). Pp. 76–78. (rus)

20. Verstov V.V., Gajdo A.N. Razvitie i stanovlenie vibracionnoj tekhniki i tekhnologij dlya special'nyh stroitel'nyh rabot // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2022. No. 5. Pp. 43-49. (rus)

21. Il'yushchenko T.A., Kolchunov V.I., Fedorov S.S. Treshchinostojkost' prednapryazhennyh zhelezobetonnyh ramno-sterzhnevyh konstrukcij pri osobyh vozdejstviyah // *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*. 2021. No. 1 (93). Pp. 74-84. (rus)

22. Fedorova N.V., Savin S.Y., Kolchunov V.I. Affecting of the long-term deformation to the stability of rc frame-bracing structural systems under special accidental impacts // В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. International Science and Technology Conference "FarEastCon 2019". 2020. Pp. 032005.

23. Leonenko K.A., Shalenny V.T. Improving the efficiency and ergonomics of the device for masonry walls from small blocks on glue // *Construction and technogenic safety*. 2019. No. 17 (69). Pp. 21-29. (rus)

24. Karpov V., Kobelev E. Analysis of efficiency of three-layer wall panels with a discrete core // *Architecture and Engineering*. 2022. T. 7. No. 1. Pp. 16-22.

Информация об авторе:

Тилинин Юрий Иванович
ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский архитектурно-строительный университет», г. Санкт-Петербург, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры технологии строительного производства.
E-mail: tilsp@inbox.ru

Information about author:

Tilinin Yurii I.
Saint Petersburg State University of architecture and civil engineering, Saint Petersburg, Russia,
candidate of technical science, docent of the department of construction technology.
E-mail: tilsp@inbox.ru

УДК 691.32 DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-129-138

В.С. ФЕДОРОВ[1], И.А. ТЕРЕХОВ[1], А.М. ЛИПАТОВ[2]
[1]ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия
[2]Коломенский институт (филиал) ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет», г. Коломна, Россия

ОБРАЗОВАНИЕ ДЕФЕКТОВ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ ПЕРЕВОЗКЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫМ ТРАНСПОРТОМ

Аннотация. *В статье рассмотрены положения по выбору транспортных средств для перевозки сборных железобетонных конструкций. Потребность в применении железнодорожного транспорта при осуществлении доставки конструкций может быть вызвана строительством в отдаленных районах Сибири, а также существующим размещением предприятий-поставщиков.*

Для перевозки конструкций в основном используются полувагоны общего назначения, а также четырехосные платформы. Приведены способы закрепления и размещения железобетонных конструкций.

Рассмотрены основные причины повреждений железобетонных конструкций и разработаны рекомендации по их устранению при транспортировании. В большинстве случаев повреждения конструкций при железнодорожных перевозках происходят в момент соударения вагонов при неправильном спуске их с сортировочных горок из-за смещения или излома креплений под действием сдвигающегося груза, когда скорости платформ превышают нормативные. На количество повреждений также влияет некачественно осуществляемое крепление.

Исследованы возможности погрузки конструкций массового изготовления в полувагоны и на платформы, в предположении загрузки их одинаковыми по массе и размерам железобетонными конструкциями.

Приведены предложения по повышению эффективности перевозок железнодорожным транспортом, в том числе рекомендовано к применению техническое решение с установкой каркаса на платформе для перевозки плит.

Ключевые слова: *транспортирование, железнодорожный транспорт, погрузка, сборный железобетон, плита, ферма, колонна, балка, дефект.*

V.S. FEDOROV[1], I.A. TEREKHOV[1], A.M. LIPATOV[2]
[1]Russian University of Transport, Moscow, Russia
[2]Kolomna Institute (branch) Moscow Polytechnic University, Kolomna, Russia

FORMATION OF DEFECTS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES DURING TRANSPORTATION BY RAIL

Abstract. *The article discusses the provisions on the choice of vehicles for the transportation of prefabricated reinforced concrete structures. The need for the use of railway transport in the delivery of structures may be caused by construction in remote areas of Siberia, as well as the existing location of supplier enterprises.*

General-purpose gondola cars, as well as four-axle platforms, are mainly used for transporting structures. The methods of fixing and placing reinforced concrete structures are given.

The main causes of damage to reinforced concrete structures are considered and recommendations for their elimination during transportation are developed. In most cases, structural damage during rail transportation occurs at the moment of collision of wagons when they are improperly lowered from the sorting slides due to displacement or fracture of fasteners under the action of shifting cargo, when the speeds of the platforms exceed the standard ones. The amount of damage is also affected by poor-quality fastening.

© Федоров В.С., Терехов И.А., Липатов А.М., 2024

The possibilities of loading mass-produced structures into gondola cars and onto platforms are investigated, assuming that they are loaded with reinforced concrete structures of the same weight and size.

The proposals for improving the efficiency of rail transport are presented, including a recommended technical solution with the installation of a frame on a platform for transporting slabs.

Keywords: *transportation, rail transport, loading, precast concrete, slab, truss, column, beam, defect.*

Введение

В доэксплуатационной стадии работы конструкций особое внимание следует уделять вопросам транспортирования конструкций с целью исключения появления дефектов в конструкциях.

Перевозка сборных железобетонных изделий у нас в стране производится, как правило, автомобильным и железнодорожным транспортом и включает в себя следующие этапы: подготовка изделий, подача автотранспорта или подвижного состава, погрузка и закрепление изделий, транспортирование, разгрузка с последующим складированием [1].

Сохранность конструкций зависит от соблюдений требований, предъявляемых при погрузке, разгрузке и креплении конструкций правил формирования состава на сортировочных станциях, а также соблюдения скоростного режима при транспортировании [2,3].

Для каждого объекта строительства при выборе вида транспорта следует исходить из экономической эффективности перевозок для конкретной связки (изготовитель – потребитель) [4-7]. В случае отсутствия вблизи объекта строительства железнодорожного сообщения и наличия необходимой дорожной сети перевозка автомобильным транспортом может быть более экономичной, так как позволяет осуществлять транспортирование непосредственно от места изготовления до места монтажа без перегрузок.

Однако, некоторые предприятия стройиндустрии, особенно транспортного строительства, доставляют на объекты железнодорожным транспортом значительную долю производимого железобетона. Большой объем перевозки вызван строительством в отдаленных районах Сибири, а также существующим размещением предприятий-поставщиков.

Для перевозки железобетонных конструкций в основном используются полувагоны общего назначения, доля которых в парке вагонов РФ наибольшая, а также четырехосные платформы.

При перевозке грузов по железной дороге в соответствии с Техническими условиями [8] конструкции должны быть расположены и закреплены в пределах габаритов, представленных на рисунке 1.

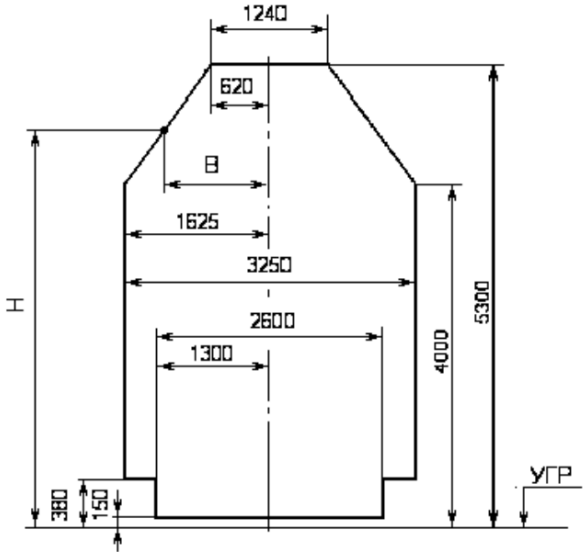


Рисунок 1 – Очертание основного габарита погрузки

В настоящее время часть подвижного состава переоборудована для перевозки определенного вида изделий, что способствует большей сохранности изделий при перевозке. Использование грузоподъемности таких арендованных вагонов, по сравнению с подвижным составом общего назначения, возросло на 10-15% за последние 20 лет. Помимо этого, сокращается в значительной степени расход крепежного материала и продолжительность погрузки до 1 часа вместо 6-8 часов, затрачиваемых при погрузке в вагоны общего назначения.

В связи с тем, что разгон и торможение подвижного состава происходит более резко, чем у автомобильного транспорта, а также учитывая необходимые маневры на сортировочных станциях, предъявляемые требования по подготовке и закреплению конструкций к транспортированию железнодорожным транспортом выше, чем автомобильным транспортом.

Способы закрепления конструкций

Транспортирование железобетонных конструкций осуществляют в штабелях, расположенных, как правило, симметрично относительно продольной и поперечной осей симметрии вагона или платформы. В зависимости от вида конструкции в штабеле может быть один или несколько ярусов. На каждом ярусе располагают одинаковое количество конструкций, за исключением верхнего, в котором может быть расположено меньшее количество конструкций.

Штабели устанавливают на продольные или поперечные деревянные подкладки. Между ярусами конструкций устанавливают деревянные подкладки, высота которых должна обеспечивать необходимый зазор между конструкциями по высоте с учетом высоты монтажных петель.

Расположение подкладок и прокладок регламентируется техническими условиями или устанавливается в рабочих чертежах на конкретные виды конструкций и не должно препятствовать установке растяжек. Растяжки закрепляют за монтажные петли или отверстия, а также строповочные устройства [8]. На рисунке 2 приведена схема размещения плит на платформе.

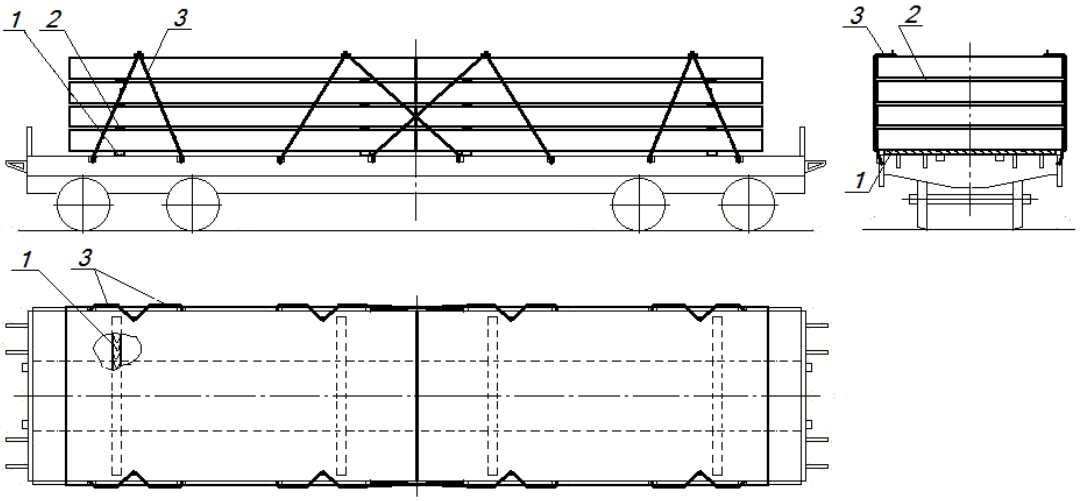


Рисунок 2 – Схема закрепления плит на платформе
1 – подкладка; 2 – прокладка; 3 – растяжка

При транспортировании железобетонные колонны, ригели, балки и сваи располагают в штабелях в зависимости от длины изделия. Обычно колонны транспортируются в штабелях по два ряда. Сваи перевозятся аналогичным образом, но с увеличением количества рядов. Количество штабелей может достигать четырех. На рисунке 3 приведен пример размещения балок прямоугольного сечения в двух штабелях.

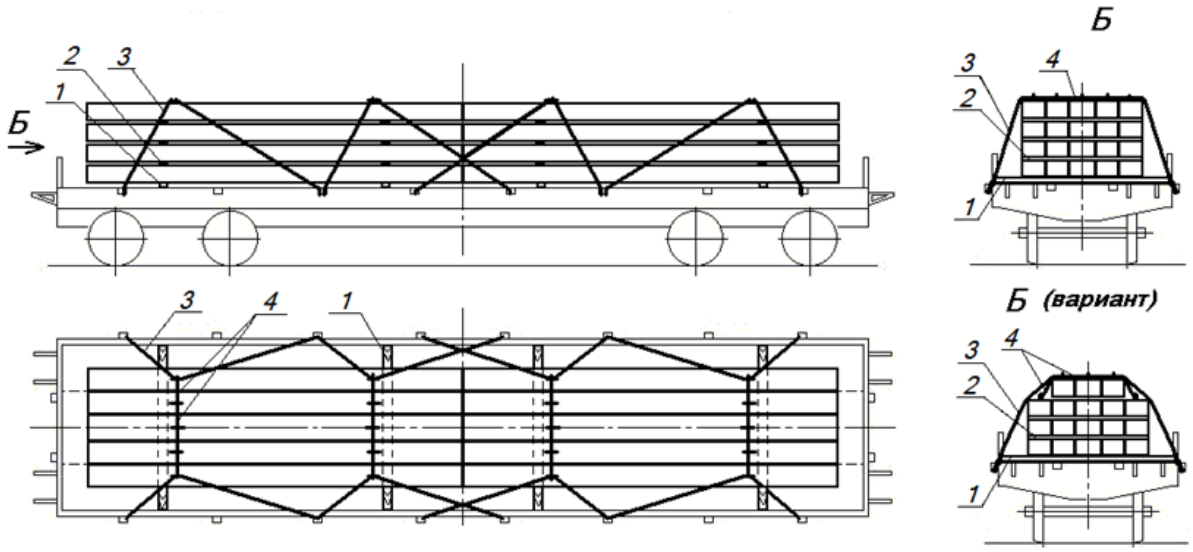


Рисунок 3 – Пример размещения балок в двух штабелях
1 – подкладка; 2 – прокладка; 3 – растяжка; 4 – увязка; 5 – упорный брусок

Стропильные балки с параллельными поясами пролетом 12 м возможно транспортировать в штабеле с двумя ярусами. Допускается размещение семи балок в нижнем ярусе и шести балок в верхнем.

Размещение стропильных конструкций в одном полувагоне или на одной платформе производят, как правило, для конструкций пролетом до 18 м включительно.

Для стропильных конструкций пролетами более 18 м разработано решение по размещению на двух платформах с применением поворотных турникетно-крепежных устройств [9].

Образование дефектов при транспортировании

Повреждаемость железобетонных конструкций по данным [10] в среднем составляла 1-3 % от числа перевозимых, а для плит этот показатель мог достигать 5 %.

Соударения платформ при формировании составов и повышение скоростей движения приводит к резкому увеличению инерционной силы, которая способна сдвинуть любые перевозимые изделия, что приводит к увеличению материалоемкости при закреплении. Поэтому в большинстве случаев повреждения конструкций при железнодорожных перевозках происходят в момент соударения вагонов при неправильном спуске их с сортировочных горок из-за смещения или излома креплений под действием сдвигающегося груза, когда скорости платформ превышают нормативные. На количество повреждений также влияет некачественно осуществляемое крепление.

Для выявления основных причин повреждений и разработки рекомендаций по их устранению, проанализированы данные [11-15] по обследованию конструкций после изготовления и перевозки.

При использовании стандартных схем погрузок плит на платформах после транспортирования по железной дороге возникают трещины в продольных ребрах плит. Трещины в плитах после перевозки в основном нормальные в верхней зоне продольных ребер у края прокладок. Поврежденными оказываются плиты 1-2 нижних рядов. В многопустотных плитах повреждения расположены, как правило, на расстоянии 40-60 см от торца в сечениях около монтажных петель.

Возможно также смещение плит и прокладок по горизонтали на 100 мм и более при недостаточном их закреплении.

Применение широких прокладок и подкладок под плиты при небольшой их толщине способствует защемлению концевых участков, что может стать причиной возникновения растягивающих усилий в верхней зоне продольных ребер.

Характер и ширина раскрытия трещин, возникающих в плитах, позволяют в большинстве случаев допустить их применение без каких-либо ограничений.

В колоннах промышленных зданий и сооружений после транспортирования при схемах опирания, когда прокладки и подкладки размещаются непосредственно под монтажными петлями или отверстиями, а сами элементы имеют длину 10-18 м, в месте опор в ряде случаев образуются сквозные трещины с шириной раскрытия до 0,8 мм. В некоторых элементах образуется целый ряд трещин с шагом 10-15 см.

Одной из причин образования трещин в длинномерных элементах (более 14 м) является их незначительная погонная жесткость (высокая гибкость). Заметное повышение частоты собственных колебаний таких элементов часто приводит к совпадению их с частотой колебаний подвижного состава, т.е. к резонансу, а следовательно, к увеличению инерционных нагрузок на перевозимые конструкции. В этом случае в сечениях возле опор образуются сквозные трещины. В случае отсутствия резонанса трещины образуются из-за смещения опор от нормативного положения.

Для балок, колонн, свай длиной до 10 м серьезность повреждения по сравнению с длинными элементами существенно ниже.

Основные повреждения ферм при перевозках образуются в виде трещин в нормальных сечениях верхнего пояса с разной шириной раскрытия и различным расположением по граням элементов. Образуется 2 типа трещин. Первый тип трещин, образовавшихся в результате действия растягивающих продольных сил и изгибающих моментов, вызывающих косой изгиб, имеет развитие по двум смежным граням или по трем граням с одинаковой протяженностью по вертикальным граням. Второй тип трещин вызван внецентренным растяжением верхнего пояса с малыми эксцентриситетами. Они распространяются по части или по всему сечению. Диапазон раскрытия трещин составляет 0,05-0,17 мм, а средняя величина a_{crc} = 0,1 мм.

Результаты исследования и их анализ

Для более рационального применения подвижного состава и, соответственно, увеличения коэффициента использования грузоподъемности, были исследованы возможности погрузки конструкций массового изготовления в полувагоны и на платформы [17, 18], в предположении загрузки их одинаковыми по массе и размерам железобетонными конструкциями (таблица 1). Большинство полувагонов и платформ может загружаться указанным способом.

При перевозке необходимо жестко соблюдать требования погрузки, разгрузки и скоростного режима. Рекомендуется применять специальные контейнеры и турникеты.

Для конструкций, перевозимых железнодорожным транспортом необходимо выполнять расчет на воздействие усилий, возникающих при транспортировании, с введением коэффициента динамичности равного 1,6. В случае наличия экспериментальных данных или соответствующих расчетов данный коэффициент может быть принят в пределах от 1,25 до 1,6 в зависимости от скорости движения и типа тележек подвижного состава.

Однако, значение коэффициента получено только для определения части нагрузки при транспортировании – вертикальной от инерционных сил и массы. Отсутствуют рекомендации по учету других нагрузок: продольной горизонтальной инерционной силы, поперечных горизонтальных инерционных сил (с учетом центробежной силы) и давления от ветра. Строительные нормы не дают рекомендаций по полному учету при проектировании нагрузок с учетом вероятности их сочетания, действующих на железобетонные конструкции в процессе транспортирования.

Таблица 1 – Погрузка конструкций массового изготовления в полувагон и на платформу

Наименование конструкции	Номер стандарта	Марка	Масса 1 шт, т	Габаритные размеры, мм			Погрузка в полувагон [17]			Погрузка на платформу [18]		
				длина	высота	ширина	кол-во, шт.	суммарная масса, т	грузоподъем-ность, %	кол-во, шт.	суммарная масса, т	грузоподъем-ность, %
Безраскосная стропильная ферма, 24 м	ГОСТ 20213-2015	4ФБС24	14,2	23940	3300	280	5/2	71,0	51	5/2	71,0	54
Безраскосная стропильная ферма, 18 м	ГОСТ 20213-2015	4ФБС18	10,5	17940	3000	280	6	63,0	100	6	63,0	94
Сегментная стропильная ферма, 24 м	ГОСТ 20213-2015	4ФС24	18,6	23940	3315	350	5/2	93,0	66	5/2	93,0	70
Сегментная стропильная ферма, 18 м	ГОСТ 20213-2015	4ФС18	9,4	17940	2735	300	6	56,4	90	6	56,4	84
Двускатная стропильная балка, 18 м	ГОСТ 20372-2015	6БСД	10,4	17960	1350	330	6	62,4	99	6	62,4	67
Двускатная стропильная балка, 15 м	ГОСТ 20372-2015	2БСД15	8,7	14960	1275	330	6	52,2	90	6	52,2	82
Решетчатая стропильная балка, 18 м	ГОСТ 20372-2015	3БСД18	12,1	17960	1640	280	5	60,5	96	5	60,5	90
Решетчатая стропильная балка, 12 м	ГОСТ 20372-2015	2БСД12	5,0	11960	1390	200	14	70,0	100	12	60,0	91
Стропильная балка, 9 м	ГОСТ 20372-2015	БСП9	2,8	8960	890	220	18	50,4	72	22	61,6	93
Ригели, 9 м	ГОСТ 18980-2015	РДП 6.86	5,8	8560	600	595	10	58	92	10	58	87
Ригели, 6 м	ГОСТ 18980-2015	РДП 4.56	2,55	5560	450	565	24	61,2	87	24	61,2	93
Ребристые плиты, 12 м	ГОСТ 28042-2013	2ПГ12	7,3	11960	2980	450	-	-	-	6	43,8	66
Многопустот-ные плиты, 6 м	ГОСТ 9561-2016	1ПК60.12	2,1	5980	1190	220	28	58,8	84	28	58,8	89
Колонны, 15 м	ГОСТ 18979-2014	3КБ48.1	6,0	14970	400	400	9	54	93	10	60	89
Примечание – В знаменателе цифра 2 обозначает, что конструкции расположены на двух полувагонах (платформах).												

С целью уменьшения количества дефектов в многопустотных и ребристых плитах для перевозки на платформе разработано и внедрено удачное техническое решение с установкой каркаса (рисунок 4), которое рекомендуется к широкому применению [16]. Данный каркас имеет внутренние размеры в плане 6030×3020 мм при высоте 2500 мм. Конструкция

пригодна для перевозки большей части номенклатуры сборных плит, а также прогонов, балок, свай, стеновых панелей, лотков, труб и других изделий длиной не более 6 м.

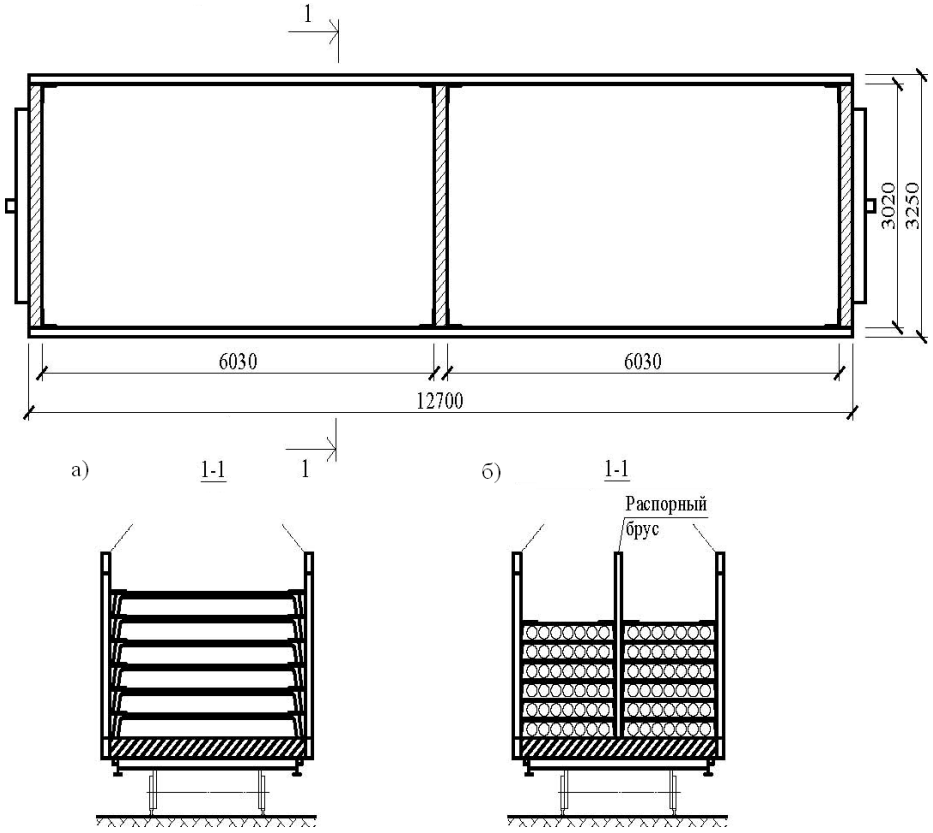


Рисунок 4 – Схема каркаса для перевозки плит:
а) однорядная погрузка плит; б) двухрядная погрузка плит

В данном решении для ограничения перемещений изделий с малыми поперечными сечениями (свай, перемычки, балки и т.п.) в торцах устанавливается брусчатая стенка, соединенная с поперечной рамой.

Целесообразно в стандартных схемах крепления железобетонных конструкций, приведенных в Технических условиях [8] (рисунки 2 и 3), поверху конструкций установить дополнительную прокладку по оси существующих. К данной прокладке будут устанавливаться увязки, а также крепиться растяжки. Это позволит освободить от элементов крепления монтажные петли и отверстия, которые не предназначены для восприятия усилий, возникающих при транспортировании по железной дороге, что позволит уменьшить дефектообразование в данной зоне конструкций.

Дефекты, которые образуются при изготовлении конструкций, как правило, не являются причиной появления дефектов при транспортировании, но могут им способствовать, что также негативно скажется на работе конструкций на других этапах жизненного цикла [19, 20]. Например, в случае превышения напряжений в арматуре при предварительном натяжении, уменьшении толщины защитного слоя бетона. Поэтому изготовление конструкций с соответствующим контролем качества в рамках производственного контроля будет также способствовать повышению качества конструкций, поставляемых по железной дороге потребителю.

Если конструкция после транспортирования показала отрицательный результат при входном контроле или верификации, то ее возвращают изготовителю или хранят отдельно на строительной площадке с целью исключения ее применения на объекте. Рекомендации по усилению или восстановлению эксплуатационных показателей конструкций должны назначаться после проведения обследования конструкций [21].

Выводы

1. Для перевозки железобетонных конструкций по железной дороге в основном используются полувагоны общего назначения, а также четырехосные платформы.

2. Использование железнодорожного транспорта в каждом конкретном случае рекомендуется устанавливать на основании рациональности перевозки по сравнению с автомобильным транспортом.

3. При перевозке необходимо жестко соблюдать требования погрузки, разгрузки и скоростного режима. Рекомендуется применять специальные контейнеры и турникеты.

4. Характер и ширина раскрытия трещин, возникающих в плитах, позволяют в большинстве случаев допустить их применение без каких-либо ограничений.

5. Для более рационального применения подвижного состава и, соответственно, увеличения коэффициента использования грузоподъемности, были исследованы возможности погрузки конструкций массового изготовления в полувагоны и на платформы.

6. Установлено, что строительные нормы не дают рекомендаций по полному учету при проектировании нагрузок с учетом вероятности их сочетания, действующих на железобетонные конструкции в процессе транспортирования.

7. С целью уменьшения количества дефектов в многопустотных и ребристых плитах для перевозки на платформе рекомендовано к применению техническое решение с установкой каркаса, внутренние размеры в плане 6030×3020 мм при высоте 2500 мм подходят также большей части номенклатуры сборных конструкций длиной не более 6 м.

8. Предложено в стандартных схемах крепления железобетонных конструкций поверху установить дополнительную прокладку по оси существующих, чтобы освободить от элементов крепления монтажные петли и отверстия, которые не предназначены для восприятия усилий, возникающих при транспортировании по железной дороге.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вельможин А.В., Куликов А.В., Фирсова С.Ю. К вопросу определения минимального количества ездок автомобиля при перевозке ЖБИ на строящийся объект // Известия Волгоградского государственного технического университета. Серия: Наземные транспортные системы. 2010. Т. 3. № 10 (70). С. 134-135.
2. Новикова В.Н., Литвинов Р.С. Совершенствование транспортировки строительных конструкций // Инженерный вестник Дона. 2019. № 1 (52). Режим доступа: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_126_Litvinov_N.pdf_37d1276fac.pdf.
3. Осьминин А.Т., Белозерова И.Г. Совершенствование системы планирования перевозок грузов // Железнодорожный транспорт. 2020. № 3. С. 17-21.
4. Терехов И.А. К вопросу перевозки автомобильным транспортом сборных железобетонных конструкций // Инженерный вестник Дона. 2023. № 8(104). С. 283-295. Режим доступа: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_36__8_terekhov.pdf_76ddc9400e.pdf.
5. Шадрина А.Р. Основные проблемы и пути их решения при организации крупногабаритных и тяжеловесных грузов // Экономика и бизнес: теория и практика. 2021. № 11-3 (81). С. 174-177.
6. Jang J.Y., Ahn S., Kim T.W. Cloud-based information system for automated precast concrete transportation planning. Automation in Construction. 2023. № 152. 104942. (eng)
7. Kim M.K., Sohn H., Chang C.C. Automated dimensional quality assessment of precast concrete panels using terrestrial laser scanning. Automation in Construction. 2014. № 45. Pp 163-177. (eng)
8. Технические условия размещения и крепления грузов. Приложение 3 к СМГС (по состоянию на 1 июля 2020 года) [Электронный ресурс]. — Белорусская железная дорога, 2020. 354 с. Режим доступа: https://www.rw.by/upload/iblock/fec/Pril-3-SMGS_Tom-2_2020.pdf (дата обращения: 07.12.2023).
9. Смехов А.А., Малов А.Д., Островский А.М., Рудых С.С., Демянкова Т.В. Грузоведение, сохранность и крепление грузов. М.: Транспорт, 1987. 239 с.
10. Бутор А.И., Короткова Л.С. К вопросу о сохранности строительных конструкций изделий в процессе их транспортирования по железной дороге // Совершенствование технологии изготовления конструкций и методов строительства транспортных зданий. М., 1984. 55-58 с.
11. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Федоров В.С., Терехов И.А. Железобетонные конструкции. В 2 ч. Ч. 1 Расчет конструкций: учебник для вузов. 2-е издание, дополненное и переработанное. М.: Издательство АСВ, 2022. 388 с.
12. Петров И.А., Кодыш Э.Н. К вопросу обеспечения сохранности сборных железобетонных конструкций при перевозке // Промышленное строительство. 1972. № 7. С. 5-6.
13. Петров А.Н., Путиков А.И. Оптимальные схемы транспортирования и монтажа длиномерных конструкций // Бетон и железобетон. 1988. № 1. С. 20-22.

14. Бондаренко В.М., Федоров В.С. Модели в теориях деформации и разрушения строительных материалов // Academia. Архитектура и строительство. 2013. № 2. С. 103-105.

15. Valinejadshoubi M., Bagchi A., Moselhi O. Damage detection for prefabricated building modules during transportation // Automation in Construction. Vol. 142. 2022. URL: sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0926580522003399?via%3Dihub (eng)

16. СТО НОСТРОЙ 2.7.55-2011 Плиты покрытий и перекрытий сборные железобетонные с предварительно напряженной арматурой для пролетов до 7,2 м. Технические требования к монтажу и контролю их выполнения — М.: Издательство «БСТ», 2008. 58 с.

17. Альбом-справочник полувагонов [Электронный ресурс]. / Интекс Логистик, 2018. 119 с. Режим доступа: http://intecs-log.ru/wp-content/uploads/2018/05/Poluvagony.pdf.

18. Альбом-справочник универсальных платформ [Электронный ресурс]. / Интекс Логистик, 2018. 111 с. Режим доступа: http://intecs-log.ru/wp-content/uploads/2018/05/Universalnye-platformy.pdf.

19. Федоров В.С., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Терехов И.А. Критерии для оценки категории технического состояния железобетонных колонн, ригелей, балок и ферм // Строительство и реконструкция. 2023. № 3(107). С. 58-69.

20. Келасьев Н.Г., Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Терехов И.А., Шмаков С.Д., Хаютин Ю.Г. Совершенствование нормативной системы в строительстве на всех этапах жизненного цикла объекта // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 4. С. 10-15.

21. Терехов И.А., Такташкина О.Л. Ликвидация дефектов ребристых плит перекрытий и покрытий // Международный журнал гуманитарных и естественных наук. 2022. № 11-2 (74). С. 167-172.

REFERENCES

1. Velmozhin A.V., Kulikov A.V., Firsova S.Yu. K voprosu opredelenija minimal'nogo kolichestva ezdok avtomobilja pri perevozke ZhBI na strojashhijsja ob"ekt [On the issue of determining the minimum number of car rides when transporting reinforced concrete to an object under construction]. *Proceedings of the Volgograd State Technical University. Series: Ground Transportation Systems*. 2010. T. 3. No. 10 (70). Pp. 134-135. (rus)

2. Novikova V.N., Litvinov R.S. Sovershenstvovanie transportirovki stroitel'nyh konstrukcij [Improving the transportation of building structures]. *Engineering Journal of Don*, 2019. No. 1 (52). URL: ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_126_Litvinov_N.pdf_37d1276fac.pdf. (rus)

3. Osminin A.T., Belozerova I.G. Sovershenstvovanie sistemy planirovaniya perevozok gruzov [Improving the cargo transportation planning system]. *Railway transport*. 2020. No. 3. pp. 17-21. (rus)

4. Terekhov I.A. K voprosu perevozki avtomobil'nym transportom sbornyh zhelezobetonnyh konstrukcij [On the issue of transportation of prefabricated reinforced concrete structures by road] // *Engineering Journal of Don*. – 2023. No. 8(104). Pp. 283-295. URL: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_36__8_terekhov.pdf_76ddc9400e.pdf. (rus)

5. Shadrina A.R. Osnovnye problemy i puti ih resheniya pri organizacii krupnogabaritnyh i tyazhelovesnyh gruzov [The main problems and ways to solve them in the organization of bulky and heavy cargo]. *Economics and Business: theory and practice*. 2021. No. 11-3 (81). Pp. 174-177. (rus)

6. Jang J.Y., Ahn S., Kim T.W. Cloud-based information system for automated precast concrete transportation planning. Automation in Construction. 2023. No. 152. 104942.

7. Kim M.K., Sohn H., Chang C.C. Automated dimensional quality assessment of precast concrete panels using terrestrial laser scanning. Automation in Construction. 2014. No. 45. Pp. 163-177

8. Tekhnicheskie usloviya razmeshcheniya i krepleniya gruzov. Prilozhenie 3 k SMGS (po sostoyaniyu na 1 iyulya 2020 goda) [Technical conditions for the placement and fastening of goods. Appendix 3 to the SMGS (as of July 1, 2020)] [Online]. Belarusian Railway, 2020. 354 p. URL: https://www.rw.by/upload/iblock/fec/Pril-3-SMGS_Tom-2_2020.pdf. (rus)

9. Smekhov A.A., Maslov A.D., Ostrovsky A.M., Rudykh S.S., Demyankova T.V. Gruzovedenie, sohrannost' i kreplenie gruzov. [Cargo science, safety and fastening of goods]. Moscow: Transport, 1987. 239 p. (rus)

10. Butor A.I., Korotkova L.S. K voprosu o sohrannosti stroitel'nyh konstrukcij izdelij v processe ih transportirovaniya po zheleznoj doroge [On the issue of the safety of building structures of products in the process of their transportation by rail] // Improving the technology of manufacturing structures and methods of construction of transport buildings. Moscow, 1984. Pp. 55-58. (rus)

11. Kodysh E.N., Trekin N.N., Fedorov V.S., Terekhov I.A. Zhelezobetonnye konstrukcii. V 2 ch. Ch. 1 Raschet konstrukcij: uchebnik dlja vuzov. [Reinforced concrete structures. In 2 parts. Part 1 Calculation of structures: a textbook for universities. 2nd edition, enlarged and revised]. Moscow: ASV Publishing House, 2022. 388 p. (rus)

12. Petrov I.A., Kodysh E.N. K voprosu obespecheniya sohrannosti sbornyh zhelezobetonnyh konstrukcij pri perevozke [On the issue of ensuring the safety of precast reinforced concrete structures during transportation]. *Industrial construction*. 1972. No. 7. Pp. 5-6. (rus)

13. Petrov A.N., Putikov A.I. Optimal'nye skhemy transportirovaniya i montazha dlinnomernyh konstrukcij [Optimal schemes of transportation and installation of long–length structures]. *Concrete and reinforced concrete*. 1988. No. 1. Pp. 20-22. (rus)

14. Bondarenko V.M., Fedorov V.S. Modeli v teoriyah deformacii i razrusheniya stroitel'nyh materialov [Models in theories of deformation and destruction of building materials] // Academia. Architecture and construction. 2013. No. 2. Pp. 103-105. (rus)

15. Valinejadshoubi M., Bagchi A., Moselhi O. Damage detection for prefabricated building modules during transportation. Automation in Construction. Vol. 142. 2022. URL:sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0926580522003399?via%3Dihub

16. STO NOSTROI 2.7.55-2011 Plity pokrytij i perekrytij sbornye zhelezobetonnye s predvaritel'no napryazhennoj armaturoj dlya proletov do 7,2 m. Tekhnicheskie trebovaniya k montazhu i kontrolyu ih vypolneniya [Prefabricated reinforced concrete slabs with prestressed reinforcement for spans up to 7.2 m. Technical requirements for installation and control of their implementation]. Moscow: Publishing house "BST", 2008. 58 p. (rus)

17. Al'bom-spravochnik poluvagonov [Album-guide of gondola cars] [Online]. / Intex Logistics, 2018. 119 p. URL: http://intecs-log.ru/wp-content/uploads/2018/05/Poluvagony.pdf. (rus)

18. Al'bom-spravochnik universal'nyh platform [Album-reference of universal platforms] [Online]. / Intex Logistics, 2018. 111 p. URL: http://intecs-log.ru/wp-content/uploads/2018/05/Universalnye-platformy.pdf. (rus)

19. Fedorov V.S., Trekin N.N., Kodysh E.N., Terekhov I.A. Kriterii dlya ocenki kategorii tekhnicheskogo sostoyaniya zhelezobetonnyh kolonn, rigelej, balok i ferm [Criteria for assessing the category of technical condition of reinforced concrete columns, crossbars, beams and trusses] *Building and reconstruction*. 2023. No. 3(107). Pp. 58-69. (rus)

20. Kelasyev N.G., Kodysh E.N., Trekin N.N., Terekhov I.A., Shmakov S.D., Khayutin Yu.G. Sovershenstvovanie normativnoj sistemy v stroitel'stve na vsekh etapah zhiznennogo cikla ob"ekt [Improving the regulatory system in construction at all stages of the life cycle of an object]. *Industrial and civil engineering*. 2019. No. 4. pp. 10-15. (rus)

21. Terekhov I.A., Taktashkina O.L. Likvidaciya defektov rebristyh plit perekrytij i pokrytij [Liquidation of defects in ribbed floor slabs and coverings]. *International Journal of Humanities and Natural Sciences*. 2022. No. 11-2 (74). Pp. 167-172. (rus)

Информация об авторах:

Федоров Виктор Сергеевич
ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор, академик РААСН, заведующий кафедрой Строительных конструкций, зданий и сооружений.
E-mail: fvs_skzs@mail.ru

Терехов Иван Александрович
ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры Строительных конструкций, зданий и сооружений.
E-mail: terekhov-i@mail.ru

Липатов Анатолий Михайлович
Коломенский институт (филиал) ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет», г. Коломна, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры Технологии машиностроения и систем автоматизированного проектирования.
E-mail: polytech-kolomna@mail.ru

Information about authors:

Fedorov Viktor S.
Russian University of Transport, Moscow, Russia,
doctor of technical sciences, professor, academician of the RAACS, head of the department of building constructures, buildings and structures.
E-mail: fvs_skzs@mail.ru

Terekhov Ivan A.
Russian University of Transport, Moscow, Russia,
candidate of technical science, associated professor, associated professor of the department of building constructures, buildings and structures.
E-mail: terekhov-i@mail.ru

Lipatov Anatoly M.
Kolomna Institute (branch) Moscow Polytechnic University, Kolomna, Russia,
candidate of technical science, associated professor, associated professor of the department of mechanical engineering technology and computer-aided design Systems.
E-mail: polytech-kolomna@mail.ru

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется числом знаков с учетом пробелов. Рекомендуемый объем статей**: от 15000 до 45000 знаков с пробелами**.
- Статья должна быть набрана на листах формата А4 шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и вверху – 2 см; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья предоставляется в электронном виде по электронной почте или через систему электронной редакции.
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна** статья **одного** автора, включая соавторство.
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:
- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:
- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** кратко описывает объект исследования, мотивацию к проведению исследования, результаты исследования (рекомендуется указывать конкретные результаты и зависимости, полученные в исследовании), выводы (кратко); рекомендуемый объем – от 200 до 250 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи; рекомендуемый объем списка литературы – не менее 20 источников.

В информации об авторах рекомендуется указывать ORCID, Scopus ID и SPIN-код, присвоенный в РИНЦ.

Редакция не взимает плату с авторов за подготовку, рецензирование и размещение в открытом доступе статей.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте https://construction.elpub.ru/jour/index

Адрес издателя:
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 75-13-18

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302030, Орловская область, г. Орел, ул. Московская, 77.
+79065704999
http://oreluniver.ru/science/journal/sir
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Материалы статей печатаются в авторской редакции.
Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор О.В. Юрова
Компьютерная верстка О.В. Юрова

Подписано в печать
Дата выхода в свет
Формат 70×108/16. Печ. л. 8,7
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.