

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Сборник научных трудов

Минск, 23 мая 2023 г.

Минск
БНТУ
2023

УДК 69.624(06)
ББК 38я43
П78

Редакционная коллегия:

зав. кафедрой «Строительные конструкции им. д-ра техн. наук, профессора Т. М. Пецольда»,
канд. техн. наук, доцент *В. В. Бондарь*;
профессор кафедры «Строительные конструкции им. д-ра техн. наук,
профессора Т. М. Пецольда»,
канд. техн. наук *В. Ф. Зверев*;
ст. преподаватель кафедры «Строительные конструкции им. д-ра техн. наук,
профессора Т. М. Пецольда»,
Е. А. Козловский

Рецензенты:

ведущий специалист по научному обеспечению пожарной безопасности ООО «Альпата»,
канд. техн. наук, доцент *С. М. Жамойдик*;
профессор кафедры «Строительные конструкции им. д-ра техн. наук,
профессора Т. М. Пецольда»,
д-р техн. наук, профессор *Э. И. Батяновский*

В сборник научных трудов включены избранные статьи по материалам Международной научно-технической конференции

Издание содержит материалы, раскрывающие проблемы и способы повышения качества подготовки кадров, результаты научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, а также результаты о приведении в соответствие с европейскими нормами и стандартами национальных правовых актов в области строительства.

Предназначено для научно-педагогических работников, проектировщиков, студентов, магистров и аспирантов.

Требования к системе: IBM PC-совместимый ПК стандартной конфигурации, дисковод CD-ROM. Программа работает в среде Windows.

Открытие электронного издания проводится посредством запуска файла ПСС_2023.pdf. Возможен просмотр электронного издания непосредственно с компакт-диска без предварительного копирования на жесткий диск компьютера.

Дата доступа в сети: 15.11.2023. Объем издания: 7,18 Мб. Заказ 939

Белорусский национальный технический университет

Ул. Ф. Скорины, 25, г. Минск, Республика Беларусь

Тел.: (017) 373-95-77, E-mail: RCS@bntu.by

СОДЕРЖАНИЕ

Раздел I. Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций	
<i>Л. И. Богущ, В. В. Бондарь</i>	
Актуальные вопросы ответственности за невыполнение или ненадлежащее выполнение требований типа при проектировании и возведении элементов зданий и сооружений	5
<i>Е. Ю. Послед (Андропова), В. Ф. Зверев</i>	
Постнапряжение в построечных условиях	13
<i>А. Н. Ловыгин, А. Е. Шилов</i>	
К вопросу об особенностях обустройства деформационных швов зданий и сооружений	20
<i>В. В. Тур, Н. А. Рак</i>	
Строительные правила СП 5.03.01.2020 в свете требований fib model code 2020 и prEN1992 второго поколения.....	25
<i>А. А. Хотько, И. В. Даниленко</i>	
Применение композитной арматуры при усилении изгибаемых железобетонных элементов	34
<i>Н. Н. Шалобыта, Е. С. Матвеевко, Н. В. Матвеевко</i>	
Численное исследование поведения железобетонного балочного элемента в условиях приложения местного действия растягивающих усилий	40
<i>А. А. Яковлев</i>	
Расчет и испытания ортотропной плиты большой грузоподъемности	45
<i>И. А. Ладных</i>	
Применение алгоритмов машинного обучения для предсказания коэффициентов податливости для связей из композитных материалов, применяемых для деревянных составных элементов.....	59
<i>А. И. Гиль</i>	
Анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований сопротивления изгибу неразрезных железобетонных балок, армированных композитной и стальной арматурой в растянутой зоне над промежуточной опорой	66
<i>В. В. Надольский</i>	
Погрешность конечно-элементных моделей несущей способности наилучшим образом соответствующих экспериментальным результатам	72
<i>К. А. Сирош, О. В. Козунова</i>	
Нелинейный статический анализ системы ортотропных плит на упругом изотропном основании	80
<i>А. М. Хаткевич</i>	
Расчетные значения сопротивления сжатию армокаменных элементов с учетом физической нелинейности их материалов	89
<i>В. В. Коньков, Е. Ю. Зорина</i>	
Цифровизация строительной отрасли Беларуси	97
Раздел II. Экономика и организация строительства	
<i>В. Н. Деркач</i>	
Пути повышения экономической эффективности каркасных зданий с каменным заполнением.....	102
Раздел III. Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций	
<i>Е. А. Садовская, С. Н. Леонович, А. А. Коледа</i>	
Оценка трещиностойкости наномодифицированного фибробетона.....	111
<i>В. А. Ржевуцкая, Ю. Г. Москалькова</i>	
Масштабный фактор при экспериментальном определении кубиковой прочности керамзитового фибробетона	115
<i>А. А. Чуйко, С. Н. Ковшар</i>	
Влияние циклического насыщения и высушивания в растворах солей на прочность бетона	122

<i>А. А. Васильев, Ю. К. Кабышева</i> Расчетно-экспериментальная зависимость прогнозирования карбонизации бетона класса по прочности на сжатие с18/22,5	129
<i>В. Г. Повидайко</i> Устойчивые вяжущие системы на основе фосфогипса-дигидрата.....	135
<i>В. Е. Румянцева, В. С. Коновалова</i> Влияние вида подготовки поверхности стекловолоконной арматуры на ее технические характеристики и сцепление с бетоном	136
Раздел IV. Механика грунтов, основания и фундаменты	
<i>Н. А. Будревич</i> Исследование буронабивных свай на сплошность и однородность ультразвуковым межскважинным методом.....	145
<i>Д. Ю. Снежков</i> О диагностике сплошности ствола буронабивных свай методом межскважинного ультразвукового мониторинга	150
<i>О. В. Козунова, А. Г. Пусенков</i> Учет влияния сил сцепления в контактной зоне балочных плит на упругом основании при анализе НДС плиты	157
Раздел V. Реконструкция зданий и сооружений	
<i>И. И. Неверович, В. В. Бондарь</i> Совершенствование нормативной базы – важнейшее звено системы повышения квалификации специалистов по обследованию конструкций зданий и сооружений на современном этапе	163
<i>Д. Н. Лазовский, В. В. Тур</i> Оценка технического состояния и усиление существующих конструкций путем устройства дополнительных опор по требованиям СП «обследование и усиление бетонных и железобетонных конструкций».....	169
<i>А. В. Стрелюхин, Ю. А. Ерохина</i> Расчет магнитного состояния сплошного ферромагнитного стержня в неоднородном поле проходного преобразователя.....	178

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

(г. Минск, БНТУ – 23.05.2023)

**РАЗДЕЛ I. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

УДК 692

ББК 38.5

**АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ОТВЕТСТВЕННОСТИ ЗА НЕВЫПОЛНЕНИЕ ИЛИ
НЕНАДЛЕЖАЩЕЕ ВЫПОЛНЕНИЕ ТРЕБОВАНИЙ ТНПА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ
И ВОЗВЕДЕНИИ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Л. И. БОГУШ¹, В. В. БОНДАРЬ²

¹старший преподаватель кафедры «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений» филиала БНТУ «Межотраслевой институт повышения квалификации и переподготовки кадров по менеджменту и развитию персонала»,

²к.т.н., доцент, заведующий кафедрой «Строительные конструкции имени доктора технических наук, профессора Т. М. Пецольда»
Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В статье кратко представлено актуальное состояние системы ТНПА и стандартов в области проектирования и строительства в Республике Беларусь. Изложены основные различия между понятиями обязательного и добровольного применения тех или иных новых ТНПА и действующих стандартов с технической и юридической позиций действующего законодательства.

В публикации приведены примеры противоречивости с точки зрения юридической значимости одних ТНПА и стандартов относительно других. Обозначены возможные проблемы привлечения к административной и уголовной ответственности за невыполнение или ненадлежащее выполнение (нарушение) обязательных для соблюдения требований технических нормативных правовых актов в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности при проектировании, проведении инженерных изысканий, строительстве или эксплуатации зданий и объектов инженерной инфраструктуры.

Ключевые слова: ТНПА, новые стандарты, трансформация технических регламентов, обязательные и добровольные для применения ТНПА, правовая неопределенность, Госстройнадзор, технический надзор, авторский надзор, деформация сооружений.

**CURRENT ISSUES OF RESPONSIBILITY FOR NON-FULFILLMENT OR IMPROPER
FULFILLMENT OF REQUIREMENTS OF TECHNICAL REGULATORY LEGAL ACTS IN
DESIGN AND CONSTRUCTION OF BUILDING AND STRUCTURES ELEMENTS**

L. I. BOGUSH¹, V. V. BONDAR²

¹ Senior Lecturer, Department «Construction and operation of buildings and structures» BNTU branch «Intersectoral Institute of professional development and personnel retraining on management and personnel development»,

² PhD in engineering, associate professor, Head of the Department «Building structures named after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petzold»
Belarusian National Technical University
Minsk, Republic of Belarus

Abstract. The article briefly presents the current state of the TRLA system and standards in the field of design and construction in the Republic of Belarus. The main differences between the concepts of mandatory and voluntary application of certain new TRLAs and current standards from the technical and legal positions of the current legislation are outlined.

The publication provides examples of inconsistency in terms of the legal significance of some TRLAs and standards relative to others. Possible problems of bringing to administrative and criminal liability for non-fulfillment or improper fulfillment (violation) of mandatory requirements of technical regulatory legal acts in the field of architectural, urban planning and construction activities during design, engineering surveys, construction or operation of buildings and engineering infrastructure are identified.

Keywords: TRLA, new standards, transformation of technical regulations, mandatory and voluntary for the application of TRLA, legal uncertainty, State technical supervision, technical supervision, author's supervision, deformation of structures.

Введение.

Технические нормативные правовые акты в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Беларусь могут быть как обязательными для соблюдения, так и добровольными для применения.

Согласно Указу Президента Республики Беларусь № 217 [1] в настоящее время ведется работа по реформированию ТНПА в строительстве с целью их упорядочения, разрабатываются и вводятся в действие новые ТНПА – строительные нормы (далее по тексту – СН) и строительные правила (далее по тексту – СП) взамен технических документов, потерявших свою актуальность (ТКП, СНБ, СНиП и др.). Ожидается и трансформация ТР 2009/013ВУ [2]. Документ [2], являющийся по сути основополагающим нормативным правовым документом системы технического регулирования в строительстве, в то же время служит и своеобразным индикатором инноваций.

На этом этапе важно определиться, требования каких ТНПА будут обязательными для того, чтобы обеспечить надежность и долговечность зданий и сооружений, а какие ТНПА – рекомендательные, добровольные для применения. Определиться с этим необходимо, так как на соблюдение ТНПА направлен надзор и контроль в строительстве, а также установлена ответственность за невыполнение или ненадлежащее выполнение (нарушение) ТНПА.

Действующее законодательство в области архитектурной, градостроительной, строительной деятельности в Республике Беларусь. Вопросы обязательного и добровольного применения ТНПА и стандартов.

Согласно ст. 36 Закона № 300-З Республики Беларусь [3], органы Департамента контроля и надзора за строительством (далее по тексту – Госстройнадзор) осуществляют контроль и надзор за соблюдением требований ТНПА при строительстве. Кроме того, в Постановлении Совета Министров Республики Беларусь от 29.11.1999 № 1860 [4] определено, что контроль и надзор за соблюдением законодательства участниками строительной деятельности возложен на органы Госстройнадзора.

Согласно ст. 26 Закона № 130-З [5] к ТНПА в области технического нормирования и стандартизации относятся: технические регламенты (далее по тексту – ТР), ТКП, государственные стандарты; общегосударственные классификаторы; технические условия; стандарты организаций.

Проектом Кодекса об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности определены виды ТНПА, которые разрабатываются в составе национального комплекса, и это: ТР; СН; СП; государственные стандарты; межгосударственные стандарты; методические документы в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности.

Если обратиться к конкретной терминологии, то согласно Закона № 262-З [6]:

- государственный стандарт – стандарт, являющийся ТНПА и утвержденный Госстандартом;
- межгосударственный стандарт – региональный стандарт, принятый Межгосударственным советом по стандартизации, метрологии и сертификации СНГ;
- международный стандарт – стандарт, принятый международной организацией по стандартизации;
- региональный стандарт – стандарт, принятый региональной организацией по стандартизации;

– стандарт – документ, разработанный в процессе стандартизации на основе согласия большинства заинтересованных субъектов технического нормирования и стандартизации и содержащий технические требования к объектам стандартизации;

– стандарт организации – стандарт, являющийся ТНПА, утвержденный юридическим лицом Республики Беларусь или ИП, зарегистрированным в Республике Беларусь и содержащий технические требования к объектам стандартизации, действие которых распространяется только на юридическое лицо Республики Беларусь или ИП, утвердивших этот стандарт.

Согласно Указу № 217 [1] обязательные для соблюдения требования в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности при градостроительном планировании, размещении объектов строительства и застройке территорий, проектировании и строительстве зданий и сооружений устанавливаются в строительных нормах, а добровольные для применения правила в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности устанавливаются в строительных правилах.

С недавнего времени и МЧС вправе направлять в Минстройархитектуры предложения о прекращении действия аттестатов соответствия, если их обладатели неоднократно в течение календарного года, привлекались к административной ответственности за нарушение требований при строительстве, в т. ч. при проектировании (абзац двенадцатый подп. 1.4 постановления № 493 [7]).

Скорректировано одно из оснований прекращения квалификационного аттестата. Такое основание, как «неоднократное в течение календарного года нарушение обладателем квалификационного аттестата требований ТНПА в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности (ТНПА) и (или) требований проектной документации (далее по тексту – ПД) при проведении строительно-монтажных работ (далее по тексту – СМР) заменено на «неоднократное в течение календарного года нарушение обладателем квалификационного аттестата *обязательных для соблюдения* требований ТНПА и (или) требований ПД». Данное основание дополнено также «невыполнением или ненадлежащим выполнением обязанностей при осуществлении технического надзора». Соответствующие изменения внесены и в нормы, позволяющие органам Госстройнадзора и госэкспертизы направлять в Минстройархитектуры Республики Беларусь предложения о прекращении действий квалификационных аттестатов (абз. 7–10, 13 подп. 1.4 п. 1 постановления [7]; абз. 3 п. 27, 28, 29 Положения об аттестации руководителей, специалистов, ИП [8]). Вместе с тем, такие изменения соответствующих норм исключает случаи прекращения квалификационных аттестатов в связи с неисполнением *добровольных к применению* ТНПА.

Возникает правовая неопределенность привлечения к административной (статья 22.3) и уголовной (статья 305) ответственности за невыполнение или ненадлежащее выполнение (нарушение, соблюдение) требований ТНПА в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности при проектировании, проведении инженерных изысканий, строительстве или эксплуатации зданий и объектов инженерной инфраструктуры (например, при устройстве, реконструкции и т. п. оснований и фундаментов).

В соответствии со статьей 2, п. 14 Закона № 130-3 [5], «правовая неопределенность – отсутствие ясности, точности и логической согласованности норм права, в том числе вызванное наличием пробелов в законодательстве (правовом регулировании) и коллизий нормативных правовых актов, что порождает возможность неоднозначного понимания норм права и их не единообразного применения».

В первую очередь это касается ТНПА по проектированию и устройству оснований и фундаментов. Так, вместо действовавшего и обязательного к применению (согласно ТР [2]) ТКП 45-5.01-254-2012 [9], который был направлен на обеспечение механической прочности и устойчивости зданий и сооружений, разработано, утверждено и введено в действие добровольное для применения СП 5.01.01-2023 [10].

Вместе с тем уже действуют строительные нормы СН 5.09.01 «Полы» [11] (обязательные требования). Безусловно, качественное устройство полов важно, но возникает вопрос, соизмеримы ли последствия и цена ошибок при проектировании и строительстве полов и цена ошибок при проектировании и строительстве оснований, фундаментов зданий, сооружений, в т. ч. земляных сооружений, дамб, насыпей и др. Правильно ли это, что действовавшие *обязательные* строительные нормы ТКП 45-5.01-254-2012* [9] переименовали в *добровольные*?

А ведь основными причинами (в 90 % и более случаях) деформаций сооружений (появления трещин и др.) являются проблемы грунтов и фундаментов, их неравномерные вертикальные и горизонтальные перемещения.

Появляется вопрос, кому это надо, чтобы не было административной и уголовной ответственности за нарушение *обязательных* для соблюдения требований технических нормативных правовых актов – ТНПА при проектировании и строительстве оснований, фундаментов (ведь СП – добровольные нормы). Не будет ли это нарушением п. 1.1 Указа № 217 [1]?

Обратим внимание, что невыполнение или ненадлежащее выполнение *обязательных* для соблюдения требований ТНПА в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности при проектировании, проведении инженерных изысканий, строительстве или эксплуатации зданий и объектов инженерной инфраструктуры – влекут наложение штрафа (статья 22.3 Административного кодекса Республики Беларусь [12]).

Нарушение проектов, *обязательных* для соблюдения требований ТНПА при производстве строительно-монтажных работ лицом, ответственным за их соблюдение, повлекшее по неосторожности причинение тяжкого или менее тяжкого телесного повреждения либо ущерба в крупном размере, наказывается штрафом, или исправительными работами, или ограничением свободы, или лишением свободы, с лишением права занимать определенные должности или заниматься определенной деятельностью или без лишения (статья 305 Уголовного кодекса Республики Беларусь [13]).

Представители технического надзора осуществляют надзор за соответствием применяемых материалов, изделий, конструкций требованиям *обязательных* для соблюдения ТНПА, контроль за выполнением подрядчиком указаний разработчика проектной документации при осуществлении авторского надзора, устранение нарушений, указанных в журналах производства работ и авторского надзора (п.1 Постановления Минстройархитектуры № 40 [14]).

Заказчик, застройщик при осуществлении технического надзора имеют право приостанавливать производство строительно-монтажных, пусконаладочных работ, выполняемых с нарушением требований ТНПА, а также вносить предложения подрядчику о привлечении к ответственности должностных лиц подрядчика, систематически нарушающих *обязательные* для соблюдения требования ТНПА (ст. 37 Закона № 300-3 [3]).

Вместе с тем, органы Госстройнадзора не ограничены лишь возможностью составления протокола об административном правонарушении, они могут еще и направить в Минстройархитектуры предложения о прекращении действия квалификационных аттестатов в случае, если их обладатели неоднократно в течение календарного года привлекались к административной ответственности за нарушение *обязательных* для соблюдения требований ТНПА в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности и (или) нарушение требований проектной документации при выполнении СМР, невыполнение или ненадлежащее выполнение обязанностей при осуществлении технического надзора.

Представители авторского надзора выявляют отступления от проектной документации, нарушения требований ТНПА (п. 13 Инструкции № 39 [15]) с уведомлением об этом генерального подрядчика (подрядчика), технического надзора, заказчика, застройщика и органов Госстройнадзора.

Декретом № 7 [16] установлено, что ТР должны содержать только основополагающие технические требования, предъявляемые к продукции либо к продукции и процессам, связанным с жизненным циклом продукции. Иные технические требования к продукции, процессам, связанным с жизненным циклом продукции, включая технические описания процессов ее производства, технические требования к методикам (методам) контроля, проведению испытаний и исследований, выполнению измерений, могут включаться в государственные стандарты Республики Беларусь или ТКП (п. 3.8 [16]).

Пунктом 3.9 Декрета № 7 [16] установлены случаи обязательности применения государственных стандартов. Так, государственные стандарты будут являться обязательными при ссылке на них в ТР (планируется оставить только для стройматериалов), а также если сами субъекты хозяйствования в добровольном порядке заявили об обязательности их соблюдения.

Пункт 1 статьи 21 Закона № 262 [6], в качестве общего правила закрепляет добровольность для применения ТКП. Добровольность для применения предполагает, что субъект правоприменения самостоятельно с учетом специфики своей деятельности и иных обстоятельств решает руководствоваться или нет определенным ТКП. Фактически в ситуации с ТКП можно говорить

о рекомендованных государством технических требованиях. В то же время Закон № 130-З [5] при определении нормативного правового акта исходит из наличия в нем общеобязательных правил поведения. Однако, учитывая, что Закон [5] применяется к ТКП в части, не урегулированной Законом № 262 [6] (пункт 2 статьи 1 Закона № 130-З [5]), коллизия в части юридической силы («добровольности») данного вида нормативных правовых актов, как представляется, формально отсутствует.

Пункт 1 статьи 21, подпункт 2.6 пункта 2 статьи 4 Закона № 262 [6] и второе предложение подпункта 3.9 пункта 3 Декрета [16] допускают исключения из правила о добровольности для применения ТКП путем придания в определенных случаях ТКП статуса актов, обязательных для соблюдения. Обязательность для соблюдения ТКП предполагает, что субъект правоприменения, на которого распространяется действие такого акта, независимо от его усмотрения должен в своей деятельности применять положения соответствующего ТКП.

Случаи, когда ТКП становятся обязательными для соблюдения, можно, исходя из критерия воли субъекта правоприменения, условно разделить на два вида:

а) ссылка на ТКП в законодательном акте (то есть, в законах Республики Беларусь (включая кодексы), декретах и указах Президента Республики Беларусь), техническом регламенте Республики Беларусь или ином нормативном правовом акте Совета Министров Республики Беларусь (часть первая пункта 4 статьи 21 Закона № 262 [6], второе предложение подпункта 3.9 пункта 3 Декрета [16]). При этом подразумевается ссылка в самом тексте названных видов нормативных правовых актов, а не в иных нормативных правовых актах, в том числе «взаимосвязанных». Кроме того, ссылка на ТКП должна в любом случае содержать как минимум указание на «обозначение» ТКП, позволяющее его идентифицировать;

б) случай добровольного волеизъявления (самообязывания) (пункт 5 статьи 21 Закона № 262 [6], второе предложение подпункта 3.9 пункта 3 Декрета [16]). В Законе № 262 [6] указывается способ самообязывания: заявление о соблюдении ТКП (его отдельных требований), в том числе о соответствии процессов «жизненного цикла» продукции, выполнения работ, оказания услуг ТКП (его отдельным требованиям). Полагаем, что соответствующее заявление может быть сделано субъектом правоприменения любым способом (в том числе, путем указания обозначения ТКП (его отдельных требований) в маркировке, эксплуатационной или иной документации, рекламе и т. п.) и в любой форме (устной, письменной, электронной) при условии, что возможно однозначно определить содержание такого заявления, и оно является либо публичным, адресованным индивидуально неопределенному кругу лиц, либо непосредственно адресовано конкретным лицам (органам), отличным от субъекта правоотношений, сделавшего такого заявление.

Указанный случай влечет установление обязательности для соблюдения ТКП тех субъектов, на которых распространяется действие соответствующего ТКП и которые сделали соответствующее заявление.

В действующем ТР 2009/013ВУ в ст. 5 [2] указано, что сооружение должно быть запроектировано и построено так, чтобы в течение расчетного периода эксплуатации обеспечивалось соблюдение существенных требований безопасности, в т. ч. механической прочности и устойчивости. Также в п. 63 действующего Перечня ТНПА [17] был указан ТКП 45-5.01-254-2012*, в результате применения которого на обязательной основе обеспечивалось соблюдение требований ТР 2009/013ВУ. Указаны и государственные стандарты СТБ (п.п. 164–167 Перечня ТНПА [17]) по контролю качества работ по устройству оснований и фундаментов (применение – добровольное).

Одновременно с этим стоит обратить внимание, что в пункте 2.6 статьи 4 Закона № 262-З [6] установлен принцип *добровольности* применения государственных стандартов, за исключением случаев, предусмотренных Законом или правовыми актами Президента.

Государственные стандарты добровольные и могут применяться на стадиях проектирования, изысканий, строительства, эксплуатации, утилизации и при выполнении работ, оказании услуг, при испытаниях, исследованиях и измерениях, отборе образцов и др. (п.п. 1, 2 ст. 23 Закона [6]).

В случае, когда в ТР дана ссылка на государственный стандарт, требования этого государственного стандарта становятся обязательными для соблюдения, если добровольность его применения не установлена соответствующим ТР (п. 5 ст. 23 Закона № 262 [6]).

В то же время Минстройархитектуры планирует заменить взаимосвязанные с ТР 2009/013 ВУ действующие СТБ на СП. Согласно Указу № 217 [1] и опубликованному на сайте совмест-

ному разъяснению Минстройархитектуры и Госстандарта [18] обязательные для соблюдения требования и добровольные для применения правила в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности не могут устанавливаться в иных ТНПА, не относящихся к области технического нормирования и стандартизации, а также в ТР, ТКП, государственных стандартах, общегосударственных классификаторах Республики Беларусь.

Применение на добровольной основе государственных стандартов является достаточным условием соблюдения требований соответствующего ТР (презумпция соответствия техническому регламенту Республики Беларусь). Неприменение таких государственных стандартов субъектами технического нормирования и стандартизации не может рассматриваться как несоблюдение требований ТР Республики Беларусь (п. 2 ст. 24 Закона № 262 [6]).

За невыполнение или ненадлежащее выполнение только (исключительно) *обязательных* для соблюдения ТНПА, в т. ч. государственных стандартов (СТБ, ГОСТ) в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности при проектировании, проведении инженерных изысканий, строительстве или эксплуатации зданий и объектов инженерной инфраструктуры, могут прекратить действие квалификационного аттестата, и только за нарушения требований *обязательных* ТНПА установлена административная и уголовная ответственность (ст. 22.3 Ко-АП [12], ст. 305 УК [13]) в строительной сфере.

Выводы.

В заключение можно подытожить, что реформирование ТНПА в строительстве по вышеизложенному алгоритму может привести к тому, что при проектировании, строительстве (устройстве) оснований и фундаментов, а также других несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений, их эксплуатации будут применяться только (исключительно) *добровольные* ТНПА (СП, СТБ, ГОСТы). Как следствие, в процессе контроля и привлечения к административной и (или) уголовной ответственности за невыполнение или ненадлежащее выполнение (нарушение) ТНПА в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Беларусь, могут возникать серьезные проблемы.

Литература:

1. О строительных нормах и правилах: Указ Президента Респ. Беларусь, 05 июня 2019 г., № 217 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2019. – 1/18394.

2. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность: ТР 2009/013/ВУ*: принят 31.12.2009; вступ. в силу 01.08.2010 / Совет Министров Респ. Беларусь. – Минск: Госстандарт, 2015. – 27 с.

3. Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Беларусь: Закон Республики Беларусь от 5 июля 2004 г. № 300-3; с изм. и доп. от 21 июля 2022 г. № 201-3 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2004. – № 109. – 2/1049.

4. Об органах государственного строительного надзора Республики Беларусь: постановление Совета министров Респ. Беларусь, 29 ноября 1999 г., № 1860; с изм. и доп. от 29 января 2013 № 66 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 1999. – № 95. – 5/2148.

5. О нормативных правовых актах: Закон Республики Беларусь от 17 июля 2018 г. № 130-3; с изм. и доп. от 7 апреля 2023 г. № 261-3 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2018. – 2/2568

6. О техническом нормировании и стандартизации: Закон Республики Беларусь от 5 января 2004 г. № 262-3; с изм. и доп. от 5 января 2022 г. № 148-3 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2004. – 2/1011.

7. Об изменении постановлений Совета Министров Республики Беларусь: постановление Совета Министров Респ. Беларусь от 30 августа 2021 г., № 493 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь – 2021. – 5/49390.

8. О некоторых вопросах аттестации юридических лиц и индивидуальных предпринимателей, руководителей, специалистов организаций и индивидуальных предпринимателей, осуществляющих деятельность в области строительства: постановление Совета министров Респ. Беларусь, 21 марта 2014 г., № 252; с изм. и доп. от 16 февраля 2022 № 85 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2014. – 5/38601.

9. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.01-254-2012*. – Введ 01.07.2012. – Минск. Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2019. – 107 с.

10. Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений: СП 5.01.01-2023. – Введ. 15.05.2023. – Минск, Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2023. – 150 с.

Полы: СН 5.09.01-2020. – Введ. 21.10.2020. – Минск, Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 18 с.

11. Кодекс Республики Беларусь об административных правонарушениях: Закон Республики Беларусь от 6 января 2021 г. № 91-3: с изм. и доп. от 9 декабря 2022 г. № 144-3 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2021. – 2/2811.

12. Уголовный кодекс Республики Беларусь: Закон Республики Беларусь от 9 июля 1999 г. «275-3: с изм. и доп. от 9 марта 2023 г. № 256-3 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 1999. – № 76. – 2/50

13. Об утверждении Инструкции о порядке осуществления технического надзора за строительством: постановление Министерства архитектуры и строительства Респ. Беларусь от 4 августа 2020 г. № 40 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2020. – 8/35947.

14. Об утверждении Инструкции о порядке осуществления авторского надзора за строительством: постановление Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 4 августа 2020 г. № 39 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2020. – 8/35928.

15. О развитии предпринимательства: Декрет Президента Республики Беларусь от 23 ноября 2017 г. № 7 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2017. – 1/17364.

16. Об утверждении Перечня технических нормативных правовых актов, взаимосвязанных с техническим регламентом (ТР 2009/13/ВУ): постановление Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 4 марта 2016 г. № 7: с изм. и доп. от 4 ноября 2016 г. № 26 // Нац. Реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2016.

17. Разъяснение Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь и Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь о действии сертификатов соответствия в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в связи с введением в действие строительных норм и правил [Электронный ресурс]: Департамент контроля и надзора за строительством Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь. – Режим доступа: <https://dkns.by/novosti-i-publikatsii/109-razyasnenie-ministerstva-arkhitektury-i-stroitelstva-respubliki-belarus-i-gosudarstvennogo-komiteta-po-standartizatsii-respubliki-belarus-o-dejstvii-sertifikatov-sootvetstviya>.

References:

1. O stroitel'nyh normah i pravilah: Ukaz Prezidenta Resp. Belarus', 05 iyunya 2019 g., № 217 // Nac. reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2019. – 1/18394 (rus).

2. Zdaniya i sooruzheniya, stroitel'nye materialy i izdeliya. Bezopasnost': TR 2009/013/BY*: prinyat 31.12.2009: vstup. v silu 01.08.2010 / Sovet Ministrov Resp. Belarus'. – Minsk: Gosstandart, 2015 – 27 p. (rus).

3. Ob arhitekturnoj, gradostroitel'noj i stroitel'noj deyatel'nosti v Respublike Belarus': Zakon Respubliki Belarus' ot 5 iyulya 2004 g. № 300-Z: s izm. i dop. ot 21 iyulya 2022 g. № 201-Z // Nac. reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2004. – № 109. – 2/1049 (rus).

4. Ob organah gosudarstvennogo stroitel'nogo nadzora Respubliki Belarus': postanovlenie Soveta ministrov Resp. Belarus', 29 noyabrya 1999 g., № 1860: s izm. i dop. ot 29 yanvarya 2013 № 66 //Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 1999. – № 95. – 5/2148 (rus).

5. O normativnyh pravovyh aktah: Zakon Respubliki Belarus' ot 17 iyulya 2018 g. № 130-Z: s izm. i dop. ot 7 aprelya 2023 g. № 261-Z // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2018. – 2/2568 (rus).

6. O tekhnicheskome normirovanii i standartizacii: Zakon Respubliki Belarus' ot 5 yanvarya 2004 g. № 262-Z: s izm. i dop. ot 5 yanvarya 2022 g. № 148-Z // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2004. – 2/1011 (rus).

7. Ob izmenenii postanovlenij Soveta Ministrov Respubliki Belarus': postanovlenie Soveta Ministrov Resp. Belarus' ot 30 avgusta 2021 g., № 493 // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus' – 2021. – 5/49390 (rus).

8. O nekotoryh voprosah attestacii yuridicheskikh lic i individual'nyh predprinimatelej, rukovoditelej, specialistov organizacij i individual'nyh predprinimatelej, osushchestvlyayushchih deyatel'nost' v

oblasti stroitel'stva: postanovlenie Soveta ministrov Resp. Belarus', 21 marta 2014 g., № 252: s izm. i dop. ot 16 fevralya 2022 № 85 //Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2014. – 5/38601 (rus)

9. Osnovaniya i fundamenty zdaniy i sooruzhenij. Osnovnye polozheniya. Stroitel'nye normy proektirovaniya: TKP 45-5.01-254-2012*. – Vved 01.07.2012. – Minsk. Minstrojarhitektury Respubliki Belarus', 2019. – 107 p. (rus).

10. Obshchie polozheniya po proektirovaniyu osnovanij i fundamentov zdaniy i sooruzhenij: SP 5.01.01-2023. – Vved. 15.05.2023. – Minsk, Minstrojarhitektury Respubliki Belarus', 2023. – 150 p. (rus).

11. Poly: SN 5.09.01-2020. – Vved. 21.10.2020. – Minsk, Minstrojarhitektury Respubliki Belarus', 2020. – 18 s.

12. Kodeks Respubliki Belarus' ob administrativnyh pravonarusheniyah: Zakon Respubliki Belarus' ot 6 yanvarya 2021 g. № 91-Z: s izm. i dop. ot 9 dekabrya 2022 g. № 144-Z // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2021. – 2/2811 (rus)

13. Ugolovnyj kodeks Respubliki Belarus': Zakon Respubliki Belarus' ot 9 iyulya 1999 g. «275-Z: s izm. i dop. ot 9 marta 2023 g. № 256-Z // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 1999. – № 76. – 2/50.

14. Ob utverzhdenii Instrukcii o poryadke osushchestvleniya tekhnicheskogo nadzora za stroitel'stvom: postanovlenie Ministerstva arhitektury i stroitel'stva Resp. Belarus' ot 4 avgusta 2020 g. № 40 // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2020. – 8/35947 (rus).

15. Ob utverzhdenii Instrukcii o poryadke osushchestvleniya avtorskogo nadzora za stroitel'stvom: postanovlenie Ministerstva arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus' ot 4 avgusta 2020 g. № 39 // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2020. – 8/35928 (rus).

16. O razvitii predprinimatel'stva: Dekret Prezidenta Respubliki Belarus' ot 23 noyabrya 2017 g. № 7 // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2017. – 1/17364 (rus).

17. Ob utverzhdenii Perechnya tekhnicheskikh normativnyh pravovyh aktov, vzaimosvyazannyh s tekhnicheskim reglamentom (TR 2009/13/BY): postanovlenie Ministerstva arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus' ot 4 marta 2016 g. № 7: s izm. i dop. ot 4 noyabrya 2016 g. № 26 // Nac. Reestr pravovyh aktov Resp. Belarus'. – 2016. (rus).

18. Raz'yasnenie Ministerstva arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus' i Gosudarstvennogo komiteta po standartizacii Respubliki Belarus' o dejstvii sertifikatov sootvetstviya v oblasti arhitekturnoj, gradostroitel'noj i stroitel'noj deyatel'nosti v svyazi s vvedeniem v dejstvie stroitel'nyh norm i pravil [Elektronnyj resurs]: Departament kontrolya i nadzora za stroitel'stvom Gosudarstvennogo komiteta po standartizacii Respubliki Belarus'. – Rezhim dostupa: <https://dkns.by/novosti-i-publikatsii/109-razyasnenie-ministerstva-arkhitektury-i-stroitel-stva-respubliki-belarus-i-gosudarstvennogo-komiteta-po-standartizatsii-respubliki-belarus-o-dejstvii-sertifikatov-soo-tvetstviya> (rus).

ПОСТНАПРЯЖЕНИЕ В ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ

Е. Ю. ПОСЛЕД (АНДРОНОВА)¹, В. Ф. ЗВЕРЕВ²

¹магистрант кафедры «Строительные конструкции имени
доктора технических наук, профессора Т. М. Пецоляда»,

²к.т.н., профессор, профессор кафедры «Строительные конструкции имени
доктора технических наук, профессора Т. М. Пецоляда»
Белорусский Национальный Технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В последнее время в мировой практике строительства при возведении высотных зданий широко применяют постнапряженные перекрытия. Применение технологии постнапряжения в плоских плитах перекрытия наряду с простотой его выполнения и высокой надежностью позволяет снизить расход арматурной стали в 1,7 раза, а расход бетона – на 20–30 % по сравнению с перекрытиями, выполненными из обычного железобетона.

Постнапряжение позволило повысить трещиностойкость, жесткость и значительно снизить собственный вес конструкций, сделав их более экономичными в изготовлении и в эксплуатации. Не маловажным преимуществом данной технологии является полное использование высоких прочностных свойств напрягаемой арматуры. Многие из недостатков монолитного строительства позволяет решить за счет применения прогрессивных строительных технологий и современных конструктивных схем возведения зданий, элементов, постнапрягаемых в построечных условиях.

В Республике Беларусь метод предварительного напряжения бетона в построечных условиях применялся лишь при строительстве торгового центра «Galleria Minsk» (пр-т Победителей 9, Минск) и автовокзала «Центральный» в г. Минске.

Ключевые слова: технология постнапряжения, арматурные канаты, расчетные комплексы, монолитные железобетонные перекрытия.

POST-STRESS IN BUILDING CONDITIONS

E. Y. POSLED (ANDRONOVA)¹, V. F. ZVEREV²

¹Master student of the Department "Building Structures named
after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petzold",

²PhD in engineering, professor, professor of the Department "Building Structures named
after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petzold"
Belarusian National Technical University
Minsk, Republic of Belarus

Abstract. Recently, post-stressed overlap has been widely used in the construction of high-rise buildings in the world construction practice. The use of post-stressing technology in overlap, along with the simplicity of its implementation and high reliability, makes it possible to reduce the consumption of reinforcing steel by 1.7 times, and the consumption of concrete by 20–30 % compared with floors made of ordinary reinforced concrete.

Post-stressing made it possible to increase crack resistance, rigidity and significantly reduce the own weight of structures, making them more economical in production and operation. An important advantage of this technology is the full use of high strength properties of prestressing reinforcement. Many of the disadvantages of monolithic construction can be solved through the use of advanced construction technologies and modern structural schemes for the construction of buildings, elements that are post-stressed in construction conditions.

In the Republic of Belarus, the method of prestressing concrete under construction conditions was used only during the construction of the shopping center "Galleria Minsk" (Pobediteley Ave. 9, Minsk) and the bus station "Tsentralny" in Minsk.

Keywords: post-stress technology, reinforcing ropes, calculation complexes, monolithic reinforced concrete overlap.

Введение.

Постнапряжение (от англ. «post-tension» – буквально «последующее напряжение» или «post-tensioned concrete» – «бетон с последующим напряжением»). Англоязычный термин, вошедший в строительную практику относительно недавно, вместе с распространением технологии преднапряжения железобетонных конструкций в построечных условиях.

В общих чертах, термины «постнапряжение» и «преднапряжение» в Республике Беларусь имеют одинаковый смысл. За рубежом в проектной терминологии процесс, при котором по периметру происходит искусственный обжим строительной конструкции (например, перекрытия), называется постнапряжением.

Существенное отличие технологий заключается лишь, в какой момент происходит натяжение арматуры. В постнапряженном бетоне арматура натягиваются на площадке, во время строительства.

Бетон с постнапряжением – это тип бетона, к которому приложены внутренние сжимающие усилия, чтобы компенсировать и уменьшить внешние растягивающие напряжения, которым он подвергается. Эти сжимающие усилия прикладывают к железобетонным элементам с помощью арматуры, заключенной в пластиковые оболочки или со сцеплением с укладываемым бетоном. В зависимости от типа сооружения постнапряжение может осуществляться как без сцепления, так и со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном.

Технология постнапряжения.

Постнапряжение (обжатие) железобетона конструкции производится после заливки бетона и набора им определенной прочности. Предварительно уложенные в конструкции арматурные канаты натягиваются и закрепляются анкерами на торцах конструкции. В результате напрягаемая арматура воспринимает нагрузки, которые оказывают на нее внешние силы в течение всего срока службы сооружения.

При постнапряжении без сцепления с бетоном напрягаемая арматура может свободно перемещаться в нем. Усилия передаются на бетон при помощи специальных анкеров, которые устанавливаются на торцы железобетонного элемента. Чтобы предотвратить сцепления с бетоном и не допустить коррозии, напрягаемую арматуру помещают в пластиковую оболочку, покрытую специальным слоем полимера, который в свою очередь уменьшает трение, возникающее между арматурой и оболочкой.

При использовании метода постнапряжения со сцеплением с бетоном, сцепляясь с железобетоном, может выдержать усилия при обрыве по длине. Это играет важную роль в том случае, когда нужно вскрыть плиту или существует вероятность, что часть конструкции может быть повреждена при эксплуатации, террористических актов, огневых воздействий и т. п. Например, после пожара в Останкинской телевышке выполнялись работы по замене канатов. Система постнапряжения при налаженном мониторинге с помощью датчиков предотвращает вероятность случайных обрывов постнапряженных канатов.

Исходя из всего вышесказанного, можно отметить следующие преимущества постнапряжения:

- уменьшение размеров поперечного сечения элементов с последующей экономией материалов и затрат;
- требует небольшого обслуживания после завершения его строительства;
- снижение общего количества деформаций;
- уменьшение общего веса сооружений, что чрезвычайно важно для зон повышенной сейсмической активности;
- и, что более важно, увеличивает срок службы элементов. За счет уменьшения растрескивания, основной причиной которого являются именно силы растяжения, бетон становится менее чувствительным к внешним факторам.

Европейская и американская практика на протяжении 40 лет показывает, что в плитах перекрытий применение постнапряжения позволяет сократить толщину плиты с 1/30 пролета до 1/40–1/45 пролета. Сокращение армирования при этом достигается на кубический метр до 35 % ненапрягаемой арматуры и до 10–15 % напрягаемых канатов. Экономический эффект применения технологии пост-напряжения наглядно показан на диаграмме по данным ООО «Следящие ТестСистемы», РФ [11].

Среди наиболее распространенных областей применения подобных систем в западной практике являются конструкции фундаментных плит, монолитных перекрытий, а также конструк-

ции промышленных бетонных полов одноэтажных производственных зданий и торговых центров.

Ярким примером применения этого метода строительства в Беларуси является многоуровневая автостоянка в комплексе с автовокзалом «Центральный» в г. Минске, а также торгово-развлекательный центр «Galleria» в г. Минске. В них плиты перекрытий были выполнены с использованием постнатянутого железобетона.

Проект уникального здания автовокзала в г. Минске был разработан проектным институтом «Моноракурс» при научном сопровождении БНТУ под руководством доктора технических наук, профессора Пастушкова Г. П. После тщательного обследования, уточнения надежности и долговечности несущих элементов объекта, выполнен комплекс экспериментальных исследований при натяжении напрягаемой арматуры на бетон и объект введен в эксплуатацию. Это позволило увеличить шаг колонн, необходимый для разворота автобусов. Несущие конструкции монолитных железобетонных перекрытий выполнены с предварительно напряжением в построечных условиях. Данная технология при возведении монолитных железобетонных перекрытий применена в Республике Беларусь впервые [10].

С развитием современных компьютерных технологий происходят одновременно изменения и в проектно-строительной отрасли. В нынешних условиях при стремительном развитии информационных технологий проектировщикам стало необходимо обрабатывать огромный поток информации и искать новые способы компоновать ее в единое целое.

Поток обрабатываемой информации не прекращается даже после того, как здание уже спроектировано и построено, поскольку новый объект вступает в стадию эксплуатации, происходит его контакт с другими объектами и взаимодействие с окружающей средой.

Современное строительство ставит перед проектировщиками новые более сложные задачи при проектировании зданий и сооружений и предъявляет совсем иные требования, о которых раньше даже не задумывались.

Перечислим основные:

- 1) глобальная реконструкция и реставрация прежде возведенных зданий и сооружений;
- 2) необходимость проектирования объектов в кратчайшие сроки;
- 3) увеличение внешнего объема вновь проектируемых сооружений и степени их трудности;
- 4) загруженность новых объектов и окружающей их инфраструктуры инженерными коммуникациями и оборудованием;
- 5) потребность в экологичном и энергоэффективном проектировании ввиду растущего уровня загрязнения окружающей среды;
- 6) неременность расчета при проектировании нового сооружения его эксплуатационных показателей;
- 7) потребность обеспечить интернациональную и международную кооперацию в проектировании;
- 8) необходимость сделать проект наименее дорогостоящим и более рентабельным, более гибким, более стабильным в кризисной ситуации в экономике.

Все вышеуказанное ведет к тому, что в настоящее время будет наиболее востребован не столько бумажный проект проектируемых зданий и сооружений, сколько их информационная модель, которая будет актуальна во время всего жизненного цикла объекта. Такая модель представляет собой не только созданный с использованием программного обеспечения аналог обычного макета, отражающего лишь формы объекта, но и полную информационную копию здания со всей его «начинкой», с количественными геометрическими и технологическими характеристиками конструкций, материалов и оборудования. В соответствии с этим данные должны быть объединены в единое целое и комплексно изменяться с учетом внесенных в них дополнений, влияющих автоматически на изменение целой модели при корректировке мельчайшей детали.

Однако, несмотря на явное наличие объективных положительных факторов использования информационных технологий в проектировании и строительстве объекта, применение данных технологий не гарантирует быстрых результатов. С использованием информационных технологий невозможно оставаться в рамках классических подходов в управлении проектами, которые выработались за многие годы. Большое значение имеют качество, глубина и сроки внедрения данных технологий в отрасль.

Работа большинства программ основывается на методе конечных элементов, являющемся численным методом решения дифференциальных уравнений с частными производными, а также интегральных уравнений, возникающих при решении задач прикладной физики. Метод широко применяется для решения задач механики деформируемого твердого тела, гидродинамики, теплообмена и электродинамики и дает возможность решить большой круг инженерных задач. Все программы, основанные на конечно-элементном методе, можно условно разделить на две группы. К первой группе относятся сложные и дорогостоящие программные комплексы, обладающие большими возможностями. Такие программы зарекомендовали себя положительно за высокую точность производимых исследований в различных отраслях. Вторая группа программ разрабатывается как частные решения для специализированных задач в необходимой исследуемой области, это указывает на желание разработчиков создать более простой и компактный инструмент для работы.

Такие программы, как ANSYS, ABAQUS, COSMOS, являются тяжелыми зарубежными программными комплексами, которые широко применяются в машиностроении, аэрокосмической промышленности и энергетике. Для расчетов в гражданском, промышленном и транспортном строительстве в нашей стране распространены разрабатываемые в странах СНГ специализированные пакеты, такие как SCAD Office, «Лира», Robot и другие.

ПК ЛИРА-САПР, в настоящее время, является самым популярным расчетным комплексом в Республике Беларусь и странах СНГ. Популярность данного комплекса объясняется скоростью работы с расчетной схемой, недостижимую для других расчетных комплексов. Расчет выполняется на статические и динамические нагрузки. Статические нагрузки моделируют силовые воздействия от сосредоточенных или распределенных сил или моментов, перемещений отдельных областей конструкции. Динамические нагрузки моделируют воздействия от землетрясения, пульсирующего потока ветра, вибрационные воздействия от технологического оборудования, ударные воздействия. Исследуемые объекты могут иметь произвольные криволинейные очертания, локальные ослабления в виде различной формы отверстий и полостей, различные условия опирания. ПК ЛИРА реализует численный метод конечных элементов (МКЭ). В ПК ЛИРА автоматизированы все этапы решения задач по МКЭ.

Система «ЛИРА-САПР» широко используется для проектирования конструкций, а также отдельных его составных частей, к которым предъявляются повышенные эксплуатационные требования.

Описание методики моделирования пост-напряжения и расчет гражданских конструкций: «стены в грунте», железобетонные покрытия, а также при усилении конструкций зданий – представлены в работе Д. В. Портаева [9]. В его книге приведены примеры расчета, основные параметры оборудования и систем преднапряжения, а также примеры реализованных конструкций. Затронуты вопросы сравнения отечественных и зарубежных расчетных методик, анализа экономической целесообразности применения преднапряженных конструкций, производства работ по преднапряжению. Особое внимание автор уделил анализу распределения деформаций в конструкциях, преднапрягаемых канатной арматурой без сцепления с бетоном, так и со сцеплением с ним. В заключении Д. В. Портаев привел пример технико-экономического сравнения преднапряженного и непреднапряженного монолитного железобетонного перекрытия и наглядно показал эффективность и целесообразность использования методики пост-напряжения в монолитных железобетонных перекрытиях.

Выводы.

1. Плиты перекрытий, выполненные с натяжением напрягаемой арматуры на бетон или, так называемые, постнапряженные конструкции, обладают целым рядом преимуществ и благодаря чему составляют значительную долю в мировой практике проектирования зданий и сооружений.

2. Использование технологии постнапряжения позволит не только значительно сократить расход материалов, но и снизить собственную массу конструкций перекрытий, увеличивает жесткость конструкции, а также приводит к снижению экономических затрат на строительство

Литература:

1. Дзюба И. С., Ватин Н. И., Кузнецов В. Д., Усиление строительных конструкций с использованием постнапряженного железобетона [Электронный Ресурс] / Инженерно-строительный

журнал, № 3, 2009. – Режим доступа: [https://engstroy.spbstu.ru/userfiles/files/2008/1\(1\)/01.pdf](https://engstroy.spbstu.ru/userfiles/files/2008/1(1)/01.pdf), свободный.

2. Денисенко, И. В. Преимущества и особенности применения технологии постнапряжения железобетонных конструкций / И. В. Денисенко // Современные вопросы технологии строительного производства: материалы 74-й студенческой научно-технической конференции, 21 мая 2018 г. / Белорусский национальный технический университет; ред. колл.: С. Н. Леонович, А. И. Сидорова, Г. Т. Широкий. – Минск: БНТУ, 2018. – С. 25–32.

3. Леонович, С. Н. Новые технологии и материалы для строительной индустрии Леонович С. Н., Ольгомец А. И., Передков И. И., Карпович С. А./ Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства : сборник Международных научно-технических статей (материалы научно-методической конференции), 27–28 мая 2014 г. В 2 ч. Ч. 2 / ред. колл.: В. Ф. Зверев, С. М. Коледа, С. Н. Делендик. – Минск : БНТУ, 2015. – С. 54–57.

4. Леонович, С. Н. Технология предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях / С. Н. Леонович, И. И. Передков, А. И. Сидорова. – Минск: БНТУ, 2018. – 279 с. – ISBN 978-985-583-339-1.

5. Передков, И. И. Предложение по повышению надежности и снижению стоимости конструкций фундаментов здания паркинга / И. И. Передков, С. Н. Леонович // Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства : сборник Международных научно-технических статей (материалы научнометодической конференции), 27–28 мая 2014 г. В 2 ч. Ч. 1 / ред. колл.: В. Ф. Зверев, С. М. Коледа, С. Н. Делендик. – Минск : БНТУ, 2015. – С. 219–223.

6. Передков, И. И. Сравнительный анализ результатов армирования монолитной железобетонной плиты перекрытия плоскими арматурными сетками и стальными канатами с предварительным напряжением в построечных условиях / И. И. Передков // Современные методы расчетов и обследований железобетонных и каменных конструкций : материалы 68-й студенческой научнотехнической конференции, 15 мая 2012 г. / Белорусский национальный технический университет ; ред. В. Ф. Зверев [и др.] – Минск : БНТУ, 2012. – С. 139–143.

7. Передков, И. И. Классификация и сравнительный анализ систем предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях / И. И. Передков, С. Н. Леонович // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства : сборник научно-технических статей (материалы научно-методического семинара), 22–23 мая 2013 г. В 2 ч. Ч. 2 / ред. колл.: В. Ф. Зверев [и др.]. – Минск : БНТУ, 2013. – С. 123–130.

8. Передков, И. И. Технология устройства облегченных пустообразователями железобетонных плит перекрытия с предварительным напряжением арматуры в построечных условиях / Передков И. И., Леонович С. Н. // Санкт-Петербург: Мир дорог, специальный выпуск «Бетоны. Оборудование. Опалубка». – 2015. – С. 44–48.

9. Портаев, Д. В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. – М.: Издательство АСВЮ 2011. – 248 с.

10. Проектирование и строительство многоуровневой автостоянки в комплексе с автовокзалом «Центральный» в г. Минске [Электронный Ресурс] / <http://ais.by/article/proektirovanie-i-stroitelstvo-mnogourovnevoy-avtostoyanki-v-komplekse-s-avtovokzalom>

11. Следящие Тест-Системы [Электронный Ресурс] / ООО «Следящие Тест-Системы» – Москва, 2008 – Режим доступа: <http://www.stshydro.ru/technologies/posttensioning/>.

12. Постнапряженный бетон в архитектуре и строительстве [Электронный Ресурс] – Режим доступа: <https://amusementlogic.ru/2022/12/01/postnaprjzhenyj-beton-v-arhitekture-i-stroitelstve/> – Дата доступа: 21.04.2023.

13. Образцов О. Л., к.т.н., Дорогокопец Н. В. Опыт и перспективы выполнения предварительного напряжения конструкций в построечных условиях на примере устройства фундаментной плиты // ОДО «БРИГ». – Брест, 2017. – Режим доступа: <http://www.brig.by/node/10>. Дата обращения: 01.02.2017.

14. Технология преднапряжения канатной арматуры [Электронный Ресурс] – Режим доступа: <https://www.enerprom.ru/article/Tekhnologiya-prednapryazheniya-kanatnoj-armatury> – Дата доступа: 21.04.2023.

15. Лалин В. В., Перцева О. Н., Камалтдинов В. Р., Мартынов Г. В., Монастырева Д. Е., Тихонов Р. С. Расчет предварительно напряженных конструкций на ударную нагрузку // Вестник МГСУ. – 2020. – Т. 15. Вып. 4. – С. 482–495. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.4.482-495

16. Технология пост-напряженного армирования железобетонных конструкций. Современные тенденции в строительстве, градостроительстве и планировке территорий. // Борисов Д. И [и др.] 2023;2(1):12-21. <https://doi.org/10.23947/2949-1835-2023-2-1-12-21> – Дата доступа: 21.04.2023.

17. Расчет предварительно напряженных конструкций на ударную нагрузку / Лалин В.В [и др.] // Вестник МГСУ. – 2020. – Т. 15. Вып. 4. – С. 482–495. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.4.482-495 – Дата доступа: 21.04.2023.

18. Suncoast Post-Tension [Электронный Ресурс] / Suncoast Post-Tension, Хьюстон, Техас, США, 2017 – Режим доступа: <https://suncoastpt.com>, свободный. – Дата обращения: 19.04.2023.

References:

1. Dzyuba I. S., Vatin N. I., Kuznetsov V. D., Reinforcement of building structures using post-stressed reinforced concrete [Electronic Resource] / Civil Engineering Journal, No. 3, 2009. – Access mode: [https://engstroy.spbstu.ru/userfiles/files/2008/1\(1\)/01.pdf](https://engstroy.spbstu.ru/userfiles/files/2008/1(1)/01.pdf), free.

2. Denisenko, I. V. Advantages and features of the use of post-stress technology of reinforced concrete structures / I. V. Denisenko // Modern issues of construction production technology: materials of the 74th Student Scientific and Technical Conference, May 21, 2018 / Belarusian National Technical University; ed. call: S. N. Leonovich, A. I. Sidorova, G. T. Wide. – Minsk: BNTU, 2018. – Pp. 25–32.

3. Leonovich, S. N. New technologies and materials for the construction industry Leonovich S. N., Olgomets A. I., Peredkov I. I., Karpovich S. A./ Modern problems of the introduction of European standards in the field of construction : collection of International scientific and technical articles (materials of the scientific and methodological conference), May 27–28, 2014. At 2 h. Ch. 2 / ed. coll.: V. F. Zverev, S. M. Koleda, S. N. Delendik. – Minsk : BNTU, 2015. – Pp. 54–57.

4. Leonovich, S. N. Technology of prestressing reinforced concrete structures in building conditions / S. N. Leonovich, I. I. Peredkov, A. I. Sidorova. – Minsk: BNTU, 2018. – 279 p. – ISBN 978-985-583-339-1.

5. Peredkov, I. I. A proposal to improve the reliability and reduce the cost of the foundations of the parking building / I. I. Peredkov, S. N. Leonovich // Modern problems of implementing European standards in the field of construction : a collection of International scientific and technical articles (materials of the scientific and methodological conference), May 27–28, 2014. At 2 h. Ch. 1 / ed. coll.: V. F. Zverev, S. M. Koleda, S. N. Delendik. – Minsk : BNTU, 2015. – Pp. 219–223.

6. Peredkov, I. I. Comparative analysis of the results of reinforcement of a monolithic reinforced concrete floor slab with flat reinforcing grids and steel ropes with prestressed under construction conditions / I. I. Peredkov // Modern methods of calculations and surveys of reinforced concrete and stone structures : materials of the 68th Student Scientific and Technical Conference, May 15, 2012 / Belarusian National Technical University; edited by V. F. Zverev [et al.] – Minsk : BNTU, 2012. – Pp. 139–143.

7. Peredkov, I. I. Classification and comparative analysis of prestressing systems of reinforced concrete structures in building conditions / I. I. Peredkov, S. N. Leonovich // Issues of implementation of design norms and standards of the European Union in the field of construction : collection of scientific and technical articles (materials of the scientific and methodological seminar), May 22–23, 2013 G. At 2 h. Ch. 2 / ed. coll.: V. F. Zverev [et al.]. – Minsk: BNTU, 2013. – Pp. 123–130.

8. Peredkov, I. I. Technology of the device of reinforced concrete floor slabs with a pre-punitive reinforcement stress in construction conditions / Peredkov I. I., Leonovich S.N. // St. Petersburg: World of roads, special issue "Concretes. Equipment. The formwork". – 2015. – Pp. 44–48.

9. Portaev, D. V. Calculation and design of monolithic prestressed structures of civil buildings: Scientific edition. – M.: ASV Publishing House 2011. – 248 p.

10. Design and construction of a multi-level parking lot in a complex with the Central bus station in Minsk [Electronic Resource] / <http://ais.by/article/proektirovanie-i-stroitelstvo-mnogourovnevoy-avtostoyanki-v-komplekse-s-avtovokzalom>

11. Tracking Test Systems [Electronic Resource] / LLC "Tracking Test Systems" – Moscow, 2008 – Access mode: <http://www.stshydro.ru/technologies/posttensioning/>.

12. Post-stressed concrete in architecture and construction [Electronic Resource] – Access mode: <https://amusementlogic.ru/2022/12/01/postnaprjazhennyj-beton-v-arhitekture-i-stroitelstve/> – Access date: 21.04.2023.

13. Obratsov O. L., Candidate of Technical Sciences, Dorogokupets N. V. Experience and prospects of performing prestressing structures in building conditions on the example of a foundation plate device // ODO "BrIG". – Brest, 2017. – Access mode: <http://www.brig.by/node/10>. – Accessed date: 01.02.2017.

14. Technology of post-stressed reinforcement of reinforced concrete structures. Modern trends in construction, urban planning and territorial planning. // Borisov D. And [et al.] 2023;2(1):12-21. <https://doi.org/10.23947/2949-1835-2023-2-1-12-21> – Access date: 21.04.2023.

15. Calculation of prestressed structures for shock load / Lalin V. V. [et al.] // Vestnik MGSU. 2020. Vol. 15. Issue 4. pp. 482–495. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.4.482-495 – Access date: 21.04.2023.

16. Suncoast Post-Tension [Electronic Resource] / Suncoast Post-Tension, Houston, Texas, USA, 2017 – Access mode: <https://suncoastpt.com>, free. – Accessed: 04/19/2023.

К ВОПРОСУ ОБ ОСОБЕННОСТЯХ ОБУСТРОЙСТВА ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

А. Н. ЛОВЫГИН¹, А. Е. ШИЛОВ²

¹к.т.н., доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции имени доктора технических наук, профессора Т. М. Пецольда»,

²к.т.н., доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции имени доктора технических наук, профессора Т. М. Пецольда»

Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В статье представлен обобщающий информационный материал по вопросу обустройства сопряжения строительных конструкций в зонах деформационных швов. Швы между конструкциями должны обеспечивать надежность и долговечность как строительных конструкций, так и самих зданий и сооружений в целом. Практический опыт показывает, что с течением времени, гораздо ранее установленного по регламенту срока эксплуатации зданий, происходит разгерметизация швов в результате потери физических свойств материалов уплотнения. Это приводит к замочанию, увлажнению, образованию грибковых отложений, особенно опасных внутри помещений зданий.

Причиной этого являются, кроме силовых деформаций самих конструкций в процессе эксплуатации, атмосферно-температурные воздействия на материалы уплотнителей швов. Это обусловлено тем, что материалы конструкций и уплотнителей имеют различные прочностные и деформативные характеристики при одинаковых воздействиях, что приводит к нарушению контакта между ними, а также разрушению уплотнительных и гидроизоляционных материалов.

К сожалению, в научно-технической литературе этот вопрос отражается недостаточно широко, а применяемые виды и типы уплотнительных материалов весьма ограничены.

В связи с этим целесообразно на основании экспериментальных исследований устанавливать срок службы уплотнительных материалов в процессе эксплуатации при различных воздействиях и назначать плановые сроки обследования состояния деформационных швов и их ремонта.

Ключевые слова: силовые и атмосферные воздействия, прочностные и деформативные характеристики материалов, физико-механические свойства уплотнителей, дефекты в узлах сопряжения конструкций, зоны деформационных швов.

ON THE QUESTION OF THE FEATURES OF THE ARRANGEMENT OF DEFORMATION JOINTS OF BUILDINGS AND STRUCTURES

A. N. LOVYGIN¹, A. E. SHILOV²

¹PhD in engineering, associate professor, Department «Building structures named after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petsold»,

²PhD in engineering, associate professor, Department «Building structures named after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petsold»

Belarusian National Technical University
Minsk, Republic of Belarus

Abstract. The article presents a generalizing information material on the issue of the arrangement of the interface of building structures in the zones of deformation seams. Seams between structures should ensure the reliability and durability of both building structures and the buildings themselves as a whole. Practical experience shows that over time, much earlier than the period of operation of buildings established by the regulations, joints are depressurized as a result of loss of physical properties of sealing materials. This leads to soaking, moistening, and the formation of fungal deposits, especially dangerous inside buildings.

The reason for this is, in addition to the force deformations of the structures themselves during operation, atmospheric and temperature effects on the materials of the joint seals. This is due to the fact that the materials of structures and seals have different strength and deformation characteristics under the same influences, which leads to a violation of the contact between them, as well as the destruction of sealing and waterproofing materials.

Unfortunately, this issue is not reflected widely enough in the scientific and technical literature, and the types and types of sealing materials used are very limited.

In this regard, it would obviously be advisable, on the basis of experimental studies, to establish the service life of sealing materials during operation under various influences and to assign planned terms for examining the condition of deformation joints and their repair.

Keywords: force and atmospheric effects, strength and deformation characteristics of materials, physical and mechanical properties of seals, defects in the junctions of structures, zones of deformation seams.

Введение.

Настоящая статья имеет информационный характер и основана на обобщении материалов из открытых источников, а также на практическом опыте обследования строительных конструкций зданий и сооружений, в которых деформационные и температурные швы находились в неудовлетворительном техническом состоянии вследствие их разгерметизации. Это обстоятельство приводит к увлажнению, замоканию, возникновению грибковых образований внутри помещений вредных для здоровья.

Решение этой проблемы, в первую очередь относится к выбору материалов, которые должны предотвращать возможность влияния атмосферно-температурных воздействий, как на сопряжения конструкций и их элементов, так и на климат внутри помещений зданий с учетом своих физико-механических характеристик.

Основные результаты практического опыта по обследованию зданий и сооружений и выявлению причин дефектов строительных конструкций в зонах деформационных и температурных швов.

Ранее при проектировании зданий и сооружений было принято понятие Т. Д. Ш. – температурно-деформационных швов. В настоящее время это понятие трансформировано по отношению к промышленным и гражданским (в том числе КЖД) зданиям.

Тем не менее проблемы, связанные с состоянием конструкций и узлами их сопряжения в процессе длительной эксплуатации возникают и, соответственно, определяют вопросы о надежности и долговечности как отдельных конструкций, так и самих зданий в целом.

Основными компонентами деформационных, так и температурных швов, являются гидроизоляционные уплотнительные материалы, которым по физико-механическим признакам и посвящена наша публикация. Особенно заметно, что дефекты в швах сопряжения конструкций наблюдаются в зданиях жилого назначения – крупнопанельных, в которых в результате разгерметизации швов наблюдаются замокания, увлажнение, образование плесени на внутренних поверхностях стен. Последние приводят к образованию вредных грибковых отложений, влияющих на самочувствие и здоровье проживающих, что было отмечено при многочисленных обследованиях.

В техническом отношении любые здания и сооружения являются весьма сложными объектами по многим аспектам. На всех стадиях их существования, начиная от возведения и заканчивая утилизацией, существует определенное взаимодействие между их отдельными частями. Внешне здания и сооружения кажутся стабильными и неподвижными. В действительности, как в целом, так и отдельные элементы зданий находятся в более или менее постоянном движении, обусловленном изменением объема, статическими воздействиями строительных конструкций, динамическими воздействиями от внешних периодических нагрузок, деформациями оснований фундаментов, температурных воздействий и т. д. Действия усилий от этих воздействий концентрируются в наиболее слабых местах. Указанные воздействия являются основными причинами образования дефектов, отмечаемых при обследовании строительных конструкций в зданиях и сооружениях, а также в узлах их сопряжений от возникающих напряжений и деформаций.

Качество возведения и долговечность сооружений, особенно из сборных элементов, непосредственно связаны с решением вопросов по обустройству необходимых стыков и швов для

всех конструкций и элементов, из которых оно состоит. Любой стык в сборном сооружении следует рассматривать с учетом статических, динамических и атмосферных (температурно-влажностных) воздействий, влияния условий эксплуатации, что часто приводит к необходимости устройства деформационных швов.

Все виды воздействий, обуславливающих деформации сооружений, можно подразделить на две условные группы – однократного действия и многократного, циклического действия.

К однократным воздействиям, вызывающим однократные деформации, следует отнести:

- равномерную осадку сооружения в целом;
- неравномерную осадку элементов или отдельных частей сооружения;
- усадку, вызванную процессами схватывания, твердения и вызревания бетона;
- пластические деформации (например прогибы), вызванные статическими воздействиями;
- ползучесть в элементах сооружений, как следствие длительных статических воздействий.

К многократным воздействиям, которые приводят к возникновению циклических деформаций, можно отнести:

- динамические воздействия;
- набухание или высыхание материалов при изменении их влажности;
- химические взаимодействия материала конструкций и агрессивных сред, которые также можно отнести к однократным причинам.

– изменение объема конструкций от колебаний температуры окружающей среды;

При эксплуатации можно выделить следующие группы бетонных и железобетонных сооружений, в которых формируют различные типы деформационных швов:

- сооружения, не подвергающиеся давлению жидкостей (большинство наземных зданий);
- сооружения, испытывающие на себе давление жидкостей (платины, каналы, трубопроводы);
- плиты из бетона и железобетона (автодороги, аэродромы, автостоянки).

В каждой из этих групп сооружений имеются деформационные швы, которые не имеют принципиальных конструктивных отличий, и такие швы, которые существенно отличаются друг от друга.

Основная функция рассматриваемых швов состоит в том, что они должны воспринимать все возможные деформации конструкций, в том числе температурные, осадочные и прочие.

Конструктивно в деформационном шве различают:

- зазор шва соответствующей величины;
- заполнитель полости шва;
- противофильтрационные или гидроизоляционные уплотнители.

По конфигурации зазоры деформационного шва могут быть плоскими, штрабовидными, уступчатыми, а так же возможно сочетание этих конфигураций.

По заполнению зазора деформационные швы различают:

- полые швы;
- частично заполненные швы;
- заполненные швы.

Если к заполнителю полости шва не предъявляют требований по водонепроницаемости, то материалом заполнителя в основном служит листовая пенополистерол, который вкладывают в шов при его формировании. Такое заполнение допускает свободное сжатие или раскрытие шва практически без напряжений сопрягаемых элементов.

По величине зазора деформационные швы подразделяют на:

- узкие, до 30 мм;
- средние, до 60 мм;
- широкие, более 60 мм.

Уплотнения деформационных швов выполняют и для придания им свойств водонепроницаемости. В зависимости от места расположения в плоскости шва уплотнения подразделяют на контурные (внутренние и наружные) и мидельные – расположенные в средней части шва по толщине конструкции [1].

Основными материалами уплотнения деформационных швов малых перемещений – до 25 % величины зазора шва (контурное уплотнение) – служат герметики.

В деформационных швах больших перемещений (более 25 %) в качестве контурных и мидельных уплотнений используют специальные профили, шпонки, компрессионные уплотните-

ли. Материалами таких уплотнителей являются синтетические каучуки (резины), пластифицированный поливинилхлорид, полиэтилен высокой или низкой плотности.

Существенное влияние на физико-механические характеристики эластомерных материалов-уплотнителей деформационных швов оказывает температура окружающей среды. По мере снижения температуры зазор деформационного шва увеличивается и в материале-уплотнителе возникают растягивающие напряжения. При этом возрастает жесткость материала и значительно уменьшается возможность его удлинения. В зависимости от вида эластомерные материалы имеют различную температуру, при которой они теряют свои эластичные свойства и переходят в стеклообразное состояние. Кроме того, расширение и сжатие шва при понижении или повышении температуры происходит скачкообразно после преодоления сил трения по основанию конструкции.

В этой связи, при выборе материала уплотнителя и конструкции деформационного шва должны учитываться такие особенности, как динамика изменения зазора и эластичных свойств материала уплотнителя.

Основными деформационными характеристиками уплотнителя зазора деформационного шва являются модуль упругости материала, из которого он выполнен, величина напряжений и разрушающих удлинений. Для эластомерных материалов в зависимости от их состояния, различают следующие виды модулей:

- равновесный модуль высокоэластичности – для высокоэластичного состояния, который подразделяют на «начальный модуль», соответствующий начальному, прямолинейному участку кривой зависимости σ – ϵ , «секущий модуль», соответствующий любой точке на кривой и определяемый как отношение σ/ϵ в этой точке. Значение начального модуля определяется порядком 10^{-1} МПа, а величину секущего модуля часто приводят при $\epsilon = 100$ или 300 %;

- мгновенный модуль упругости – для стеклообразного состояния, когда релаксация практически исключена. Значения мгновенного модуля определяются порядком – 10^3 МПа.

Учитывая особенности динамики работы деформационного шва, в первую очередь следует учитывать значение величины начального модуля высокоэластичности и мгновенного модуля упругости эластомерных материалов и их изменения в зависимости от температуры (особенно в области отрицательных температур) [2].

В научно-технической литературе весьма ограничено отражены исследования поведения материалов для уплотнения швов в указанной области. Имеются лишь отдельные публикации, посвященные исследованиям анализируемых характеристик материалов.

Для примера приведем результаты определения упругодеформационных и прочностных свойств материалов: битум БН-ГУ и пластифицированный битум – «пластбит» в интервале температур $+20...-30$ °С. Зависимость σ – ϵ определялась в равновесных условиях при постоянном напряжении растяжения: для битума – 0,08 МПа, для пластбита – 0,007 МПа [3]. Прочностные характеристики материалов определялись при постоянной скорости растяжения 60 мм/мин. Результаты исследований [3] приведены ниже в табл. 1 и табл. 2.

Таблица 1 – Влияние температуры на изменение начального модуля эластичности

t^0, C	Начальный модуль высокопластичности, E (МПа)	
	Битум БН-ГУ	Пластбит
+20	40	5
+10	400	–
0	700	52
–10	1500	–
–20	2000	128
–30	2400	250

Как видно из таблиц, при снижении температуры имеет место существенное увеличение модуля и снижение разрушающего удлинения, при этом хрупкое разрушение наступает при температуре стеклования.

Приведенные данные показывают, что влияние температуры при работе материала уплотнителя деформационного шва, даже при отсутствии полной информации по эластомерным характеристикам уплотнителя, можно оценить, и следовательно, учесть при проектировании конструкции шва.

Таблица 2 – Влияние температуры на характеристики материалов

t°, С	Битум БН-ІУ		Пластбит	
	Разрушающие напряжения σ , МПа	Разрушающие удлинения, %	Разрушающие напряжения σ , МПа	Разрушающие удлинения, %
+20	0,5	150	0,03	110
+10	0,8	52	0,06	80
0	1,3	38	0,12	30
-10	–	Хрупкое разрушение	–	–
-20	–	–	0,27	10
-30	–	–	–	Хрупкое разрушение

Вместе с тем, на основании данного исследования видно, что если температура окружающей среды может опуститься до -30° то начальный модуль высокоэластичности материала-уплотнителя шва повысится примерно в 50–60 раз, и очевидно, деформативные свойства этого материала уменьшатся во столько же раз. Однако, следует отметить, что указанное отношение для деформаций по большей части справедливо для материалов, которые еще не пришли в стеклообразное состояние.

В заключении следует отметить, что кроме выбора конструктивного решения и других факторов по обустройству деформационных швов, принципиально важно правильно определить характеристики материала уплотнителя, его гидроизоляционные физико-механические характеристики, особенно при проектировании зданий крупнопанельного домостроения.

Выводы.

1. К вопросу обустройства деформационных швов при проектировании и строительстве следует относиться в высшей степени внимательно, особенно при сложных гидрогеологических и климатических условиях.

2. При проектировании деформационных швов в жилых (особенно КПД) и гражданских зданий кроме однократных воздействий следует учитывать влияние и многократных, к которым, в первую очередь, можно отнести температурно-атмосферные, возникающие по поверхностям наружных стен зданий. Например: в зимний период ночью стены замерзают \sim до $t^{\circ} = -15^{\circ}\text{C}$, а утром и днем от солнечного излучения нагреваются \sim до $t^{\circ} = +10^{\circ}\text{C}$, при этом $\Delta t^{\circ} = 25^{\circ}\text{C}$, что влияет на состояние узлов сопряжения конструкций и элементов уплотнителя.

3. При проектировании конструкций деформационного, так и температурного швов, материалы уплотнения следует, по возможности, гармонизировать по физико-механическим характеристикам с элементами основных несущих и ограждающих конструкций.

4. Целесообразно на основании экспериментальных исследований назначать сроки службы уплотнительных элементов в зависимости от их типов, а также периодичность технического обследования состояния деформационных швов, по результатам которых принимать меры по их ремонту и восстановлению.

Литература:

1. Волдржих Ф. Деформационные швы в конструкциях наземных зданий. Пер. с чешск. / М., Стройиздат, 1978.
2. Шилин А. А., Зайцев М. В. и др. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте / Изд-во. «Русская торговая марка» – Тверь, 2003.
3. Зиневич А. М., Козловская А. А. «Антикоррозионные покрытия». / М., Стройиздат, 1978.

References:

1. Voldrzyh F. Deformation seams in structures of ground buildings. Trans. from Czech. – М., Stroyizdat, 1978.
2. Shilin A. A., Zaitsev M. V. et al. Waterproofing of underground and buried structures during construction and repair. / Ed. "Russian trademark". – Tver, 2003.
3. Zinevich A. M., Kozlovskaya A. A. Anticorrosive coatings. – М., Stroyizdat, 1978.

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА СП 5.03.01.2020
В СВЕТЕ ТРЕБОВАНИЙ FIB MODEL CODE 2020 И PREN1992 ВТОРОГО ПОКОЛЕНИЯ**

В. В. ТУР¹, Н. А. РАК²

¹ д.т.н., профессор, заведующий кафедрой «Строительные материалы и технология бетона»
УО «Брестский государственный технический университет»

г. Брест, Республика Беларусь,

² к.т.н., доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции имени
доктора технических наук, профессора Т. М. Пецольда»

Белорусский национальный технический университет»

г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В статье представлен краткий анализ опыта разработки норм проектирования железобетонных конструкций в Республике Беларусь. Выполнен анализ направлений разработки международных норм по проектированию железобетонных конструкций. Рассмотрены преимущества и недостатки разрабатываемых Еврокодов второго поколения и FIB Model Code 2020.

Ключевые слова: бетонные и железобетонные конструкции, нормы проектирования, предельное состояние несущей способности, предельное состояние эксплуатационной пригодности.

**CONSTRUCTION RULES СП 5.03.01-2020 OF THE REPUBLIC OF BELARUS
IN THE LIGHT OF THE REQUIREMENTS OF THE DEVELOPING INTERNATIONAL
CODES FOR THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**

V. V. TUR¹, M. A. RAK²

¹ Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department

«Building Material and Technology of Concrete»,

Brest State Technical University (BrGTU),

Brest, Republic Belarus,

² PhD in engineering, associate professor, associate professor of Department

«Building structures named after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petzold»

Belarusian National Technical University

Minsk, Republic of Belarus

Abstract. The article presents a brief analysis of the experience of developing codes for the design of reinforced concrete structures in the Republic of Belarus. An analysis of directions in the development of international standards for the design of reinforced concrete structures has been completed. The advantages and disadvantages of the second generation Eurocodes and FIB Model Code 2020 are considered.

Keywords: concrete and reinforced concrete structures, design standards, ultimate limit states (ULS), serviceability limit states (SLS).

После ввода в действие в 2003 году первых национальных норм СНБ 5.03.01-02 [1], проектирование железобетонных конструкций из бетона нормального веса в Республике Беларусь в течении более 20 лет выполняли в полном соответствии с концепцией надежности, принятой в EN 1990 [2], гармонизированного с требованиями ISO 2394 [3]. Наряду с методами проверок предельных состояний, регламентированных EN 1990 [2] и EN 1992-1-1:2004 [4], в [1] были включены альтернативные методы расчета железобетонных конструкций, применение которых позволило обеспечить уровень надежности элементов конструкций, установленный EN 1990:2002 [2] для класса надежности не ниже RC2.

Среди введенных с января 2010 года в действие в Республике Беларусь европейских норм по проектированию особое положение занимал ТКП EN 1992-1-1-2009 [5; 6].

Процесс внедрения Еврокодов в практику проектирования строительных конструкций происходил в непростых экономических условиях и был сопряжен с наличием ряда усложняющих факторов – как внешних, так и внутренних. Достаточно подробный анализ перечисленных вы-

ше и некоторых других факторов был представлен в более ранних публикациях, относящихся к этому вопросу [7; 8].

Следует отметить, что по своему содержанию EN 1992-1-1:2004 [4] не является документом прямого действия, а устанавливает только основные требования к проектированию. В связи с этим в ряде европейских стран разработаны или разрабатываются дополнительные документы (пособия, руководства, рекомендации, учебники, программное обеспечение и т. п.), в которых содержатся, в том числе, и альтернативные расчетные модели, применение которых обеспечивает установленный в EN 1990:2002 [2] уровень надежности железобетонных конструкций, но учитывает сформировавшиеся национальные инженерные традиции.

В качестве такого документа в национальной практике нормирования и стандартизации в 2018 году было разработано и с 2019 года введено в действие Национальное дополнение к ТКП EN 1992-1-1-2009 [9], в котором, как дополнение к основному тексту нормы, были приведены практические сведения в виде схем усилий и распределения относительных деформаций, уравнений равновесия, относительных параметров напряженного состояния, алгоритмов решения прямой и обратной задач расчета, а также вспомогательных таблиц, значительно облегчающих проектировщику выполнение расчетов сопротивления железобетонных и предварительно напряженных элементов конструкций. Но главное заключается в том, что в разработанном Национальном дополнении были представлены также методы расчета, альтернативные приведенным в [4], но обеспечивающие уровень надежности конструкций не ниже того, что был принят при калибровке системы частных коэффициентов расчетных моделей [2].

Вместе с тем разработанное Национальное дополнение не позволяло внести все изменения, которые были накоплены за время действия [1], в частности связанные как с применением новых материалов, так и разработкой новых методов расчета сопротивлений.

Результатом поиска рационального направления реформирования системы ТНПА в строительстве явился Указ Президента Республики Беларусь 5 июня 2019 г. № 217 «О строительных нормах и правилах», в котором ТНПА, касающиеся проектирования строительных конструкций, разделены на два вида:

строительные нормы (СН), устанавливаются обязательные для соблюдения требования при проектировании и строительстве зданий и сооружений в целях обеспечения механической прочности и устойчивости зданий и сооружений;

строительные правила (СП), в которых установлены добровольные для применения правила в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, выполнение которых обеспечивает механическую прочность и устойчивость зданий и сооружений.

В рамках этой новой отечественной системы ТНПА в области строительства были разработаны строительные правила СП 5.03.01-2020 [10], которые были введены взамен СНБ 5.03.01 [1].

Со времени введения СП 5.03.01-2020 [10] в действие прошло пока менее 2 лет. Введение его в действие сопровождалось проведением семинаров с участием широкого круга работников проектных организаций, органов государственной экспертизы и госстройнадзора, преподавателей вузов и др. Во время этих семинаров разработчикам задавались вопросы, касающиеся расчета и конструирования железобетонных конструкций широкого применения, отмечалась необходимость уточнения отдельных положений и исправления обнаруженных опечаток. В целом внедрение [10] не вызвало серьезных проблем поскольку в его основе лежат те же положения, что и в ТНПА, используемых до этого в практике проектирования железобетонных конструкций в Республике Беларусь.

Однако работа над развитием системы отечественных ТНПА по проектированию железобетонных конструкций должна продолжаться, находиться в центре внимания широкого круга проектировщиков, научных работников, научно-педагогических кадров и других специалистов в области строительства.

Выбору направлений развития системы отечественных ТНПА по проектированию железобетонных конструкций должен предшествовать анализ опыта разработки новых международных норм, в первую очередь еврокодов второго поколения и *fib Model Code 2020*.

Анализ направлений разработки международных норм по проектированию железобетонных конструкций.

Результатом многолетней работы подкомитета SC2 комитета CEN TC 250 «Строительные Еврокоды» явился окончательный вариант проекта европейского стандарта второго поколения по проектированию железобетонных конструкций [11].

Область применения нового нормативного акта существенно расширена по сравнению с [4]. Он вводится взамен сразу нескольких существующих нормативных документов [4; 12; 13]. Структура разделов значительно изменена, большинство разделов подверглось существенной переработке, направленной, в том числе, на уменьшение количества пунктов, в которых предусмотрены национально устанавливаемым параметры (NDP). Добавлено большое количество приложений, обусловленных значительным расширением области применения.

Сопоставление структуры и содержания СП 5.03.01-2020 [10] и престоандарта prEN 1992-1-1:2021 [11] было представлено в статье [14].

В настоящее время в развитие кодекса-образца *fib Model Code 2010* [15], параллельно с разработкой нового поколения Еврокодов, завершены работы над новым кодексом-образцом *fib Model Code 2020*, на основе которого строят как единые европейские документы (Еврокоды), так и национальные документы, не входящие в общеевропейскую систему нормирования. Кодекс-образец в течении длительного времени было принято рассматривать как наиболее передовые комплексные нормы проектирования. Как утверждают разработчики *fib Model Code 2020* [16; 17; 18], его применение позволяет выработать общее понимание проблемы проектирования и обеспечивает, с одной стороны, разработку гармонизированных проектных стратегий для целого ряда стран Европы и Азии, а с другой – открывает широкие возможности не только для международного сотрудничества в области технического нормирования, но и свободного перемещения продуктов строительной отрасли. Необходимо иметь ввиду, что реальное отношение как к МС2020, так и собственно к разрабатываемым на его основе Еврокодам, самое разное в странах-членах Европейского Комитета нормирования (CEN). Несмотря на взятые обязательства, касающиеся отмены с марта 2010 года национальных стандартов, входящие в противоречие с Еврокодами, большинство стран, а в первую очередь Германия (DIN) и Великобритания (BS), инициировавшие применение Евростандартов, не только сохранили национальные нормы, но и продолжают их активно развивать и настойчиво предлагать в качестве международных (!) не обращая должного внимания на декларированный тезис о «*международном сотрудничестве в области технического нормирования*». Это состояние, возможно несознательно, было описано еще в 2017 году в статье С. Н. Goodchild (*MPA Concrete Centre*) [18] следующим образом: «*Хотя их (Еврокодов) применение, по-прежнему, не является обязательным в Великобритании, Еврокоды находят все более широкое применение как наиболее подходящие стандарты для конструкционного проектирования...*» (англ. «*Although their use is still not obligatory in the UK, the Eurocodes are increasing being accepted as the most appropriate structural design standards...*»). Таким образом, в национальной трактовке единые Европейские нормы имеют статус *документа добровольного применения* и его следует рассматривать как некий кодекс-образец локального уровня, не отменяющий национальных документов, созданных на общей платформе надежности.

С притоком нового поколения инженеров в странах Европы и с учетом того, что в ряде стран Восточной Европы национальные стандарты не получают дальнейшего развития, а в некоторых из них, попросту, прекращено финансирование разработок нормативных документов национального уровня, в проектной практике Европы для Еврокодов практически не остается альтернативы.

Таким образом, при всех декларированных ранее преимуществах интернационализации, выделяется группа т. н. «*ведущих*» стран, имеющих возможности выполнения исследований, и возлагающих на себя право внесения изменений в нормы. В свое время, это стало предметом беспокойства специалистов Технического комитета ТКС 8, действия которых были направлены на сохранение национальной системы нормирования в строительстве, опирающейся на передовой мировой опыт, общую концепцию надежности с учетом национальных особенностей строительной отрасли.

В настоящее время проходит пересмотр и корректировка действующих Еврокодов с целью их совершенствования и улучшения на основе *fib Model Code 2020*. Одновременно, Национальные комитеты должны пересмотреть содержание Национальных приложений в условиях дальнейшей гармонизации документов. Очевидно, разрабатывая новую версию СП 5.03.01 следовало ориентироваться на передовые не только национальные, но и международные достижения в области проектирования конструкций из бетона, содержащиеся традиционно в разрабатываемых в разное время кодексах-образцах. В настоящем времени речь идет о *fib МС 2020*, который должен был появиться в 2020 году, но в окончательной редакции появился только в августе

этого года. Базовые положения данного кодекса-образца сформулированы и довольно детально обсуждены на научных мероприятиях различного уровня. При разработке кодекса-образца, а далее и национальных норм, стремились к достижению основной цели: разработать единый (объединенный) конструкционный кодекс-образец, основанный на надежных, последовательных и не противоречивых базовых принципах проектирования, включающий и рационально представляющий современные мировые знания в области материаловедения и поведения конструкций из бетона при различных видах воздействий, ориентированный на практическое применение при составлении национальных норм с учетом признания потребностей инженерных сообществ в различных регионах мира.

Какие же наиболее существенные изменения предполагает *fib* MC 2020 и связанные с ним национальные нормы в части проектирования конструкций из бетона? К таким изменениям можно отнести следующие базовые требования (принципы):

1. Разрабатываемые нормы должны быть применимы для проверок предельных состояний, в основном, как при проектировании новых, так и оценивании существующих (эксплуатируемых) конструкций.

2. Проектирование новых и оценивание существующих конструкций следует выполнять с учетом срока (остаточного) службы конструкций.

3. При калибровке системы частных коэффициентов, применяемых в расчетных моделях сопротивлений и воздействий следует применять усовершенствованные форматы безопасности для новых и существующих конструкций; внедрение фундаментальных принципов и философии безопасности, основанной на принятой единой концепции надежности. Концепция надежности расширена и обновлена для охвата новых и существующих конструкций с учетом дифференциации рисков и уровней надежности. Установлены различия в показателях надежности между новыми и существующими конструкциями, для которых приняты разные уровни надежности по экономическим соображениям, но с минимальными уровнями (ограничения целевой функции) из-за требований безопасности жизнедеятельности, специфичных для страны/региона (целевые значения индексов надежности (β) могут быть снижены в существующих конструкциях по сравнению с новыми).

4. Следует применять усовершенствованные конститутивные зависимости (диаграммы деформирования, связывающие напряжения и относительные деформации, в том числе, при сложных нагружениях), применяемые для старых и новых бетонов с должным вниманием к аспектам долговечности.

5. Допускать устранение ограничений для применения новых материалов, например, стальную фибру и неметаллическую арматуру (FRP) – как новые альтернативы традиционному армированию бетонных конструкций.

6. Должны содержать модели сопротивлений элементов конструкций для широкого спектра типов (видов) воздействий (статические, усталостные, ударные, взрывные, сейсмические, пожарные, криогенные).

7. Сочетать сложные научно обоснованные модели, описывающие, по возможности, наиболее полно физический феномен сопротивления железобетона и неопределенности различного происхождения с упрощенными версиями (аппроксимации более низкого уровня), применяемыми в повседневной проектной практике на этапе предварительного проектирования.

8. Введение концепции надежности в численный (конечно-элементный) анализ, главным образом, при выполнении нелинейного статического и/или динамического анализа.

9. Реализация концепции устойчивого развития при проектировании конструкций из бетона.

10. Внедрение подхода, основанного на «концептуальном проектировании» или «проектировании, основанного на поведении конструкции, связанном с ее использованием» (т. н. *performance-based design*) для стимулирования творчества. Новая парадигма проектирования основана не на «входных» параметрах, как этого требуют предписывающие современные нормы (для которых результат проектирования имеет, например, неизвестный уровень надежности), а на требуемых «выходных» параметрах отклика, например, допустимой величине риска.

11. Внедрение стратегии непрерывного мониторинга и технического обслуживания на протяжении всего проектного срока эксплуатации строительного сооружения.

Рассмотрим в краткой форме как данные положения *fib* MC 2020 реализуются при разработке Еврокодов второго поколения и в какой мере они учтены при разработке СП 5.03.01 [10].

Работы по корректировке конструктивных Еврокодов выполняет Технический комитет ТС 250 в соответствии с Мандатом М/515 EN, выданным для «внесения поправок в существующие Еврокоды и расширения области применения Еврокодов». Программа включает как разработку новых конструктивных Еврокодов (например, конструкции из стекла), так и пересмотра существующих норм с дополнением разделов, относящихся к проверкам живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях и оценкам существующих конструкций.

Концепция совершенствования Еврокодов второго поколения (G-2), была сформулирована ТС 250, опираясь на два основанных концептуальных подхода:

1) дальнейшая гармонизация норм проектирования через уменьшение количества NDPs (Национально-устанавливаемых параметров);

2) реализация принципа «*Easy-for-Use*».

В рамках подхода «дальнейшей гармонизации» требований EN 1992-1-1 предполагалось сокращение, главным образом, количества NDPs (Национально-устанавливаемых параметров) без существенных изменений основной структуры и содержания нормативного документа. Вместе с тем, приступая к работам не был определен механизм проведения такой гармонизации. Как было отмечено выше, после введения Еврокодов, ряд Европейских стран заморозили собственные программы разработки национальных документов, а, соответственно, и исследования для целей стандартизации. Вместе с тем, например, Германия довольно интенсивно проводила исследования в рамках различных программ, в силу чего следовало ожидать, что большинство из сокращаемых NDPs будут опираться на результаты немецких исследований. Учитывая то обстоятельство, что рабочие группы по отдельным разделам Еврокодов представляют собой некоторые довольно закрытые сообщества, маловероятно, что ими будут услышаны, а тем более приняты предложения других стран, даже если вносимые изменения являются более рациональными, чем немецкие, швейцарские или британские предложения.

Таким образом, совершенно ясно, что полная гармонизация Еврокодов (при полном исключении NDPs) является в настоящее время практически невозможной, но станет возможной тогда, когда отдельным странам, по-просту, будет нечего сказать в дискуссии при голосовании очередного проекта EC2. При этом, если некоторые из NDPs могут быть просто исключены либо гармонизированы, то основная их часть потребует дальнейшего обсуждения, проведения дополнительных национальных исследований для их обоснования (например, как в случае со сталефибробетоном или FRP арматурой), а затем сравнительного анализа.

Отдельно следует остановиться на реализации подхода «простота применения» («*Easy-for-Use*»).

Как показывает опыт внедрения, практически всегда при введении новой версии норм возникает серьезное сопротивление со стороны, главным образом, практикующих инженеров, которые должны, как минимум, совершенствовать свои знания. Они утверждают, и не только в национальной практике, что теряют контроль над увеличивающимся количеством норм, которые становятся все более насыщенными информацией и предлагают все более сложные расчетные модели. Кроме того, практикующие инженеры (и, не только они) обвиняют Технические комитеты, разрабатывающие нормы в том, что нормативные документы становятся все более «обнаученными» и теряют связь с инженерной практикой. Например, при разработке национальных строительных правил СП «Обследование и усиление железобетонных конструкций» специалисты, согласовывающие документ основным и единственным замечанием необоснованно объявили его сложность, «обнаученность» и непригодность к практическому применению рядовым инженером.

Следует отметить, что усложнение расчетных моделей, вносимых в нормы при, общем-то, благородных попытках проникнуть все более глубоко в физические, (а порой и физико-химические аспекты сопротивления армированного бетонного композита, может привести к простому непониманию, и, как следствие, к большим ошибкам при проектировании, повышает риски отказа конструкций. Кроме того, усложнение без необходимости моделей ведет к увеличению неопределенностей (ошибок моделирования).

В качестве примера образцовых норм по проектированию железобетонных конструкций часто приводят швейцарские нормы Swiss Code SIA 262: 2003 [19], которые состоят всего лишь из 90 (!) страниц, включая правила сейсмического проектирования и огнестойкости. В этом документе принципы и правила проектирования являются простыми и ясными, а формулировки – короткими и сжатыми.

По этой причине кодекс-образец *fib* MC 2020 рекомендует при составлении норм использовать принцип LOA (сокр. от англ. Level of Approximation – «Уровень аппроксимации»). В соответствии с данным принципом любая расчетная модель сопротивления, вносимая в нормы (если это возможно), может быть представлена на нескольких расчетных уровнях аппроксимации по мере возрастания сложности. Как следует из [1] наиболее низкий уровень I (LOA I), являясь наиболее простым, характеризуется наименьшей трудоемкостью, но дает наиболее консервативный результат. Наиболее высокий уровень (например, LOA IV для местного среза) требует значительных затрат труда и времени выполнения расчетов, высокой квалификации расчетчика, специальных компьютерных программ и т. д., но дает при этом более объективный результат оценивания сопротивления и является менее консервативным. По замыслу разработчиков норм [16; 17; 18], как подчеркивалось ранее, это дает возможность совмещать в одних нормах как простых, так и довольно сложных методов проверок предельных состояний.

Следует отметить, что данный концептуальный подход был применен еще в начале 2000 годов при разработке первых национальных норм по проектированию железобетонных конструкций СНБ 5.03.01 [1]. Нормы СНБ 5.03.01 [1] совмещали как новые к тому времени деформационные методы расчетов, включая модель сопротивления срезу при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, основанную на положениях модифицированной теории полей сжатия (МСФТ), так и традиционные модели метода предельных усилий, содержащиеся в СНиП 2.03.01-84*. Уже тогда был реализован провозглашенный в настоящее время ТС 250 принцип разработки норм нового поколения «Эволюция, а не революция!» («*Evolution, not the Revolution!*»). Необходимо отметить, что данный подход был сохранен и при разработке СП 5.03.01 [10].

Согласно общей концепции *fib* Model Code 2020, эффективные нормы должны объединять как простые, так и довольно сложные модели сопротивлений, применяемые как при проектировании новых, так и при проверках предельных состояний существующих конструкций.

Наиболее простые (упрощенные) расчетные модели LOA I могут применяться на стадии предварительного проектирования (англ., *predesign of a structure*), тогда как более сложные LOA IV и нелинейные модели – в случае проектирования или оценивания ответственных или существующих конструкций, особенно, когда встает вопрос о необходимости выполнения усиления.

Следует отметить, что термин «простота» определяется не только уровнем сложности принятых моделей, включающих наборы расчетных формул, как расшифровку, сформулированной в принципах проектирования философии, но и так же согласованность как собственно положений нормы, так и различных взаимосвязанных норм.

Таким образом, реализация принципа «*Easy-of-Use*» в концепции *fib* Model Code предполагает:

- простоту и ясность изложения основных требований (принципов); короткие сжатые формулировки;
- взаимосвязь как отдельных положений нормы, так и норм и стандартов между собой, в частности, со стандартами на материалы и изделия, а так же нормами на возведение;
- ограничение, где это возможно, альтернативных правил и расчетных моделей, применяемых для одной расчетной ситуации;
- исключение правил, имеющих очень редкое практическое применение;
- обеспечение преемственности нормативных документов (*Evolution, not Revolution*). При разработке нового поколения норм следует избегать внесения фундаментальных изменений в методы проектирования;
- поощрение инновационных подходов;
- учет новых социальных потребностей общества;
- содействие гармонизации национальных технических инициатив по новым тематикам, представляющим интерес для строительной отрасли различных стран;
- включение в нормы только таких материалов, которые получены на основе общепризнанных результатов исследований и подтверждены опытом практического применения.

Несомненно, что данные положения следует принимать во внимание при разработке не только международных, но и, главным образом, национальных норм любого уровня, что и было выполнено при разработке новой редакции СП 5.03.01.

После длительного перерыва основной итог современного состояния разработки второго поколения единых европейских норм подвели участники (в основном руководители целевых групп CEN 250) на конференции, которая прошла 25.05.2023 в Берлине. Применительно к ЕС 2 были сформулированы следующие основные изменения и достигнутые эффекты:

1. Внесенные положения основаны на физических моделях, максимально сокращено число эмпирических моделей; расчетные модели не зависят от вида конструктивного элемента, носят наиболее общий характер, включая детализацию для существующих конструкций; упрощены подходы к проектированию новых конструкций.

2. Общие, регулярно применяемые положения приведены в основной части нормы, а положения, касающиеся специальных элементов, материалов и методов – в Приложениях. Например, упрощенные проверки усталости приведены в основной части документа, а детальная верификация – в Приложении.

3. Включены разделы, относящиеся к проектированию мостов, которые ранее были приведены в отдельной части нормы. Теперь специфические требования включены в Приложение.

4. Включены разделы, относящиеся к проверкам трещиностойкости емкостных сооружений от вынужденных деформаций в раннем возрасте, ранее изложенные в отдельной части нормы.

5. Предложена новая концепция обеспечения долговечности (*Exposure Resistance Concept*) с учетом положений стратегии устойчивого развития («*Green Concrete*»)

Следует отметить, что при ближайшем рассмотрении полученный результат в виде нового поколения нормы, в основном, *не соответствует* поставленным целям и ожиданиям. Объединение различных частей в один документ не только не улучшило ситуацию с проектированием, но создало дополнительные неопределенности. Особенно это касается нормирования свойств «зеленого бетона» (для которого предлагается контролировать соответствие в возрасте 91 суток!); новой и совершенно запутанной концепции долговечности (учитывая то, что и предыдущая не была понята до конца...); моделей сопротивления срезу и местному срезу, базирующихся на положениях Теории критической трещины А.Мuttoni и имеющих довольно узкие места, особенно в случае проектирования предварительно напряженных элементов (модель стала сложной в применении, требовать вычисления ряда дополнительных, слабо обоснованных параметров, что уже есть отступлением от принципа «*Easy to Use!*»).

Следует отметить, что после выхода окончательной редакции *fib* MC 2020 стало очевидно, что данный документ, позиционирующийся как кодекс-образец для подготовки норм, вошел в серьезное противоречие с prEN 1992-1-1 как по содержанию, так и по основным подходам к проектированию. В рамках кодекса-образца основное внимание уделяется философии проектирования, опирающейся на поведение (отклик) конструкции, связанное с ее использованием (т. н. «*Performance-based design*») взамен предписывающего проектирования согласно ЕС2. Безусловно, такой подход не соответствует принципу «*evolution not revolution*», поскольку предполагает полное изменение парадигмы проектирования. В рамках представленных изменений подходы, принятые при разработке национальных правил проектирования железобетонных конструкций, выглядят вполне оправданными и рациональными. Складывающаяся ситуация убеждает нас в том, что правильным направлением в нормотворчестве является развитие национальной системы стандартизации и нормирования в строительстве.

Выводы.

Современное состояние разработки базовых международных нормативных документов, связанных с проектированием железобетонных конструкций (Кодекс-образец *fib* MC2020, prEN1992) характеризуется незавершенностью и наличием достаточно серьезных противоречий даже среди участников рабочей группы. Поступающие замечания ставят под сомнение возможность принятия, главным образом ЕС2, даже, как декларировано TC250, к 2028 году. Учитывая данное, и ряд других обстоятельств, принятое решение о разработке национальной системы нормирования в строительстве, является верным и актуальным. При разработке национальных норм следует учитывать, при соответствующем анализе, передовой международный опыт, сконцентрированный в Кодексе-образце MC2020.

Разработанные СП 5.03.01 [10] в значительно большей мере соответствуют декларированным принципам *fib* Model Code 2020 и на современном этапе реализуют, в основном, большинство базовых положений кодекса-образца, учитывая, при этом, национальные инженерные традиции.

Литература:

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск, МАиС РБ, 2003. – 139 с.
2. EN 1990:2002. Basis of Structural Design. – CEN, Brussels, 2002. – 87 p.
3. ISO 2394: General Principles on Reliability for Structures – 1998. – 73 p.
4. EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – CEN, Brussels, 2004. – 225 p.
5. ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ, 2010. – 191 с.
6. ТКП EN 1992-1-1-2009* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ, 2015. – 207 с.
7. Пецольд, Т. М. Опыт внедрения в Республике Беларусь европейских нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций / Т. М. Пецольд, Н. А. Рак, В. В. Тур // Строительная наука и техника. – 2012. – № 2 – С. 94–96.
8. Рак, Н. А. Проектирование конструкций из бетона: Еврокоды и национальные нормы / Н. А. Рак, Т. М. Пецольд, В. В. Тур // Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям Сборник докладов Международной научно-практической конференции (г. Москва, 30 ноября 2018 г.) / МГСУ. – Москва: МГСУ, 2018. – С. 367–376
9. Изменение № 2 к ТКП EN 1992-1-1-2009* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ, 2019. – 90 с.
10. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 236 с.
11. prEN 1992-1-1:2021 Eurocode 2: Design of concrete structures –Part 1-1: General rules –Rules for buildings, bridges and civil engineering structures. – CEN, Brussels, 2021. – 383 p.
12. EN 1992-2:2005 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules. – CEN, Brussels, 2005. – 95 p.
13. EN 1992-3:2006 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures. – CEN, Brussels, 2006. – 23 p.
14. Рак, Н. А. Опыт создания отечественной нормативной базы по проектированию железобетонных и задачи по ее дальнейшему совершенствованию / Н. А. Рак, В. В. Тур // Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции, (Минск, 24 мая 2022 г.) – Минск, БНТУ, 2022. – С. 91–99.
15. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Berlin, Ernst&Sohn, 2013. – 434 p.
16. Walraven J. Codes of Practice: Burden or Inspiration? – “High Tech concrete : Where technology and Engineering meet”, fib Symposium in Maastricht, June 2017, p. XIII – XXIV.
17. Ignatiadis A., Fingerloos F., Hegger J., Teworte F. Eurocode 2 – analysis of National Annex – Structural Concrete, № 1, 2015, DOI: 10.1002/suco.201400060
18. Goodchild Ch. Eurocodes revision – an update / Concrete, April 2016. – P.p. 53–54.
19. SIA 262:2003, Swiss Standard: Concrete Structures – SIA, Zurich, 2004. – 90 p.

References:

1. SNB 5.03.01-02 s izmeneniyami № 1–5. *Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii*. – Vved.01.07.03. – Minsk: Minskstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2003. – 132 s. (rus).
2. EN 1990:2002. Basis of Structural Design. – CEN, Brussels, 2002. – 87 p.
3. ISO 2394: General Principles on Reliability for Structures – 1998. – 73 p.
4. EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – CEN, Brussels, 2004. – 225 p.
5. ТКП EN 1992-1-1-2009 *Evrokod 2. Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij. Chast 1–1. Obshie pravila i pravila dlya zdaniy*. – Minsk, Minskstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2010. – 191 s. (rus).
6. ТКП EN 1992-1-1-2009* *Evrokod 2. Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij. Chast 1–1. Obshie pravila i pravila dlya zdaniy*. – Minsk, Minskstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2015. – 207 s. (rus).

7. Pecold, T. M. *Opyt vnedreniya v Respublike Belarus evropejskih normativnyh dokumentov po proektirovaniyu zhelezobetonnyh konstrukcij* [Experience in implementing European normative documents on the design of reinforced concrete structures in the Republic of Belarus] / T. M. Pecold, M. A. Rak, V. V. Tur // *Stroitel'naya nauka i tehnika*. – 2012. – № 2. – S. 94–96. (rus).
8. Rak, N. A. *Proektirovanie konstrukcij iz betona: Evrokody i nacionalnye normy* [Design of concrete structures: Eurocodes and national standards] / N. A. Rak, T. M. Pecold, V. V. Tur // *Sovremennye metody rascheta zhelezobetonnyh i kamennyh konstrukcij po predelnym sostoyaniyam. Sbornik dokladov Mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii (g. Moskva, 30 noyabrya 2018 g.)* / MGSU; – Moskva: MGSU, 2018. – S. 367-376/ (rus).
9. *Izmenenie № 2 k TKP EN 1992-1-1-2009* Evrokod 2. Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij. Chast 1–1. Obshhie pravila i pravila dlya zdaniy*. – Minsk, Minskstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2019. – 90 s. (rus).
10. SP 5.03.01-2020. *Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii* – Minsk, Minskstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2020. – 236 s. (rus).
11. prEN 1992-1-1:2021 Eurocode 2: Design of concrete structures –Part 1-1: General rules – Rules for buildings, bridges and civil engineering structures – CEN, Brussels, 2021. – 383 p.
12. EN 1992-2:2005 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules – CEN, Brussels, 2005. – 95 p.
13. EN 1992-3:2006 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures– CEN, Brussels, 2006. – 23 p.
14. Rak, N. A. *Opyt sozdaniya otechestvennoj normativnoj bazy po proektirovaniyu zhelezobetonnyh i zadachi po ee dalnejshemu sovershenstvovaniyu* [Experience in creating a domestic regulatory framework for the design of reinforced concrete and tasks for its further improvement] / N. A. Rak, V. V. Tur // *Problemy sovremennogo stroitelstva: materialy Mezhdunarodnoj nauchno-tehnicheskoy konferencii*, (Minsk, 24 maya 2022 g.). – Minsk, BNTU, 2022. – S. 91–99. (rus).
15. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Berlin, Ernst&Sohn, 2013. – 434 p.
16. Walraven J. Codes of Practice: Burden or Inspiration? – “High Tech concrete : Where technology and Engineering meet”, fib Symposium in Maastricht, June 2017, p. XIII – XXIV.
17. Ignatiadis A., Fingerloos F., Hegger J., Teworte F. Eurocode 2 – analysis of National Annex – Structural Concrete, № 1, 2015, DOI: 10.1002/suco.201400060
18. Goodchild Ch. Eurocodes revision – an update / *Concrete*, April 2016. – P.p. 53–54.
19. SIA 262:2003, Swiss Standard: Concrete Structures – SIA, Zurich, 2004. – 90 p.

ПРИМЕНЕНИЕ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ ПРИ УСИЛЕНИИ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

А. А. ХОТЬКО¹, И. В. ДАНИЛЕНКО²

¹ к.т.н., доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции имени доктора технических наук, профессора Т. М. Пецоляда»

² старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции имени доктора технических наук, профессора Т. М. Пецоляда»

Белорусский национальный технический университет г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В статье описаны сложности освоения композитной арматуры в Республике Беларусь, представлены приоритетные области ее применения, предложен метод усиления изгибаемых железобетонных плит перекрытия добавлением композитной арматуры. Представлены результаты численного эксперимента, который показывает эффективность применения стеклопластиковой арматуры при усилении многопустотных железобетонных плит.

Ключевые слова: композитная арматура, стеклопластиковая арматура, усиление железобетонных конструкций, комбинированное армирование, многопустотные железобетонные плиты, несущая способность, трещиностойкость.

APPLICATION OF COMPOSITE REINFORCEMENTS WHEN REINFORCING BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

A. A. KHOTSKO¹, I. V. DANILENKO²

¹PhD in engineering, associate professor, Department

«Building structures named after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petzold»

²Senior lecturer, Department

«Building structures named after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petzold»

Belarusian National Technical University

Minsk, Republic of Belarus

Abstract. The article describes the difficulties of mastering composite reinforcement in the Republic of Belarus, presents the priority areas of its application, proposes a method for reinforcing bent reinforced concrete floor slabs by adding composite reinforcement. The results of a numerical experiment are presented, which show the effectiveness of the use of fiberglass reinforcement in strengthening multi-hollow reinforced concrete slabs.

Keywords: composite reinforcement, fiberglass reinforcement, reinforcement of reinforced concrete structures, combined reinforcement, multi-hollow reinforced concrete slabs, load bearing capacity, crack resistance.

В связи с низким модулем упругости, низкой огнестойкостью и щелочестойкостью композитной арматуры, а также сложностью изготовления из нее каркасов, применение такой арматуры при изготовлении бетонных конструкций неэффективно и весьма ограничено. Многочисленные исследования показали, что это является одной из основных причин отсутствия нормативных документов РБ по проектированию бетонных конструкций, армированных композитной арматурой.

Пожалуй, самым очевидным недостатком стеклопластиковой арматуры, не позволяющим массово использовать ее при армировании бетонных конструкций, является низкий модуль упругости. По этой причине изгибаемые элементы с такой арматурой без ее предварительного напряжения имеют низкую жесткость и трещиностойкость. Решить данную проблему можно было бы путем создания предварительного напряжения арматуры. Однако, в связи со спецификой структуры такой арматуры, сделать это достаточно сложно. Стандартные анкеры, с использованием которых производится натяжение арматуры, оказывают, кроме всех прочих, поперечное усилие на арматурный стержень, которое разрушает структуру полимерного связующего, превращая стержень в пучок отдельных стеклянных нитей. Именно с этим и связаны сложности при испытании композитной арматуры, особенно больших диаметров, на растяжение.

Наличие описанных недостатков композитной арматуры вовсе не определяет невозможность или неэффективность ее использования в строительстве. А известные преимущества композитной арматуры по сравнению со стальной арматурой (высокая прочность, легкость, низкая теплопроводность, немагнитность), предопределяют те области, в которых использование композитной арматуры может стать рациональным и эффективным. Эти области определены, известны и описаны во многих научных статьях, а также нормативных документах:

- при строительстве сооружений дорожно-транспортной инфраструктуры;
- при строительстве зданий и сооружений химических производств;
- при строительстве сооружений, которые эксплуатируются в условиях высоких электромагнитных полей;
- при реконструкции зданий и сооружений, в частности при усилении конструкций;
- для армирования фундаментов, ограждающих конструкций, трубопроводов, опор линий электропередач, емкостных сооружений и других конструкций, эксплуатируемых в условиях воздействия агрессивных сред.

В агрессивной среде сложно защитить стальную арматуру от коррозии и минимизировать теплопотери. Поэтому применение композитной арматуры открывает большие возможности ее использования в сооружениях, которые эксплуатируются в агрессивных средах, а также в фундаментах, в малоэтажном строительстве, при использовании в виде связей в различных конструкциях.

Не смотря на наличие большого объема исследований свойств композитной арматурой и конструкций из нее, проводимых учеными РУП «Институт жилища НИПТИС им. Атаева С. С.» (под руководством Пецольда Т. М.), БрГТУ г. Брест (под руководством Тура В. В.), ГрГУ г. Гродно (под руководством Волик А. Р.), УО «ПГУ» г. Новополоцк (под руководством Лазовского Д. Н.), БНТУ (под руководством Хотько А. А.), до настоящего момента отсутствует утвержденный нормативный документ, позволяющий проектировать конструкции с такой арматурой. Исключение составляет утвержденные Рекомендации по проектированию, изготовлению и устройству несущих и ограждающих конструкций мостовых сооружений, армированных композитной арматурой: ДМД 33200.2.083-2017: [утверждено Белорусским дорожным научно-исследовательским институтом 02.03.17: срок действия с 01.06.17 до 01.06.22].

На отсутствие стандартов на проектирование строительных конструкций с использованием композитной арматуры обратили внимание специалисты Инспекции Госстандарта, встревоженные результатами надзорных мероприятий, проведенных в 2017 году.

Тем не менее европейские, японские, канадские и американские ученые, а также коллеги из РФ значительно преуспели в этом направлении, разработав следующие нормативные документы:

- CAN/CSA-S806-02 A National Standard of Canada (approved May 2004) Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers (Канада);
- ACI 440.1R-06. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (США);
- ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (США);
- FRP reinforcement in RC structures. Technical report prepared by a working party of Task Group 9.3 (EC);
- FRP (Fibre Reinforced Polymer) reinforcement for concrete structures (EC);
- Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. CNR – Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction (EC);
- СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования» (РФ).

Таким образом, нормативные документы других стран, в том числе и РФ, позволяют использовать композитную арматуру не только при изготовлении новых конструкций, но и усилении существующих.

Одним из недостатков, препятствующих эффективному применению композитной арматуры является зачастую ее невысокое качество, характеризующееся большим разбросом физико-механических характеристик, наличие большого объема кустарного ее производства. Это в свою очередь отражается на методике расчета важнейших механических характеристик.

Согласно методике СП 295.1325800.2017 расчетное сопротивление композитной арматуры определяется по формуле:

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \cdot R_{\text{пр}}}{\gamma_f} \quad (1)$$

где: γ_f – коэффициент надежности по композитному материалу, принимаемый при расчете по предельным состояниям второй группы равным 1,0, а при расчете по предельным состояниям первой группы в зависимости от значения коэффициента вариации равным 1,2 при коэффициенте вариации не выше 0,1, и равным 1,5 при коэффициенте вариации, находящемся в диапазоне от 0,1 до 0,15.

γ_{f1} – коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции;

Для стеклопластиковой арматуры значение коэффициента γ_{f1} при эксплуатации конструкций на открытом воздухе и в грунте составляет 0,7, а при эксплуатации конструкций во внутренних помещениях – 0,8, соответственно.

Как показали результаты исследований, при имеющемся уровне производства, значения коэффициента вариации составляют в основном выше 0,1. Поэтому, при расчете конструкций по несущей способности значение расчетного сопротивления стеклопластиковой арматуры при эксплуатации конструкций на открытом воздухе и в грунте составляют 46,7 % от характеристического предела прочности при растяжении такой арматуры, а при расчете только на действие постоянных и длительных нагрузок – 30 % от характеристического предела прочности при растяжении. Причем, СП 295.1325800.2017 четко регламентирует значение характеристического (нормативного) предела прочности при растяжении стеклопластиковой арматуры, который принимается равным 800МПа. То есть, не смотря на отличительное преимущество стеклопластиковой арматуры, касающееся ее высокой прочности по сравнению со стальной арматурой, расчетное сопротивление такой арматуры согласно СП 295.1325800.2017 близко к расчетному сопротивлению стальной арматуры класса S400. Такие низкие значения расчетных характеристик сводят на «нет» высокие прочностные свойства стеклопластиковой арматуры. Изменить ситуацию может повышение качества производства, разработка и внедрение нормативных документов (стандартов), регламентирующих производство композитной арматуры и определение ее характеристик.

Из всех возможных областей использования композитной арматуры, наиболее перспективным на наш взгляд, является ее использование при усилении железобетонных конструкций. В частности, на наш взгляд, заслуживает внимания усиление железобетонных многопустотных плит методом приклеивания дополнительной композитной арматуры в растянутой зоне пустот через предварительно устроенные прорези.

Возможность использования предварительно напряженной композитной арматуры при усилении железобетонных многопустотных плит изложена в методике, предложенной в работах Д. Н. Лазовского [3].

На рис. 1 показана суть этой методики, которая заключается в фиксации концов стержней усиления обетонированием и дальнейшим их притягиванием к нижней грани пустот плиты с помощью струбцин или натяжных болтов, что и создает преднапряжение. Затем пустота с натянутой арматурой бетонируется.

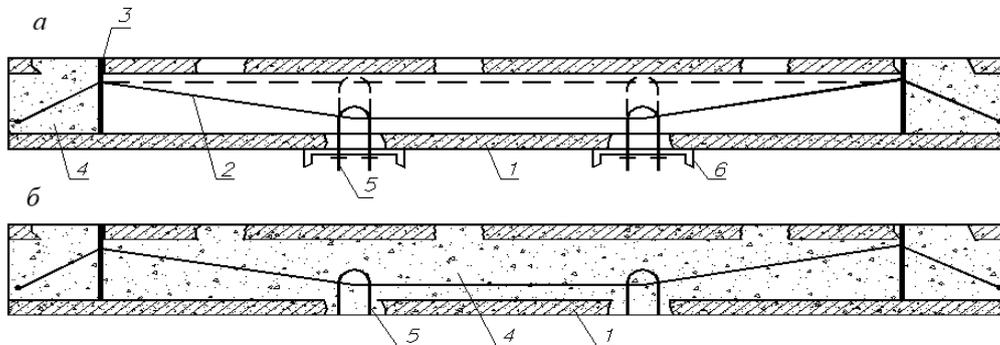


Рисунок 1 – Усиление сборных многопустотных плит предварительно напряженной арматурой:
a – плиты в момент предварительного напряжения арматуры; *б* – усиленная плита; 1 – усиливаемая плита; 2 – дополнительная арматура; 3 – временная ограничительная пластина; 4 – бетона;
 5 – натяжной болт; 6 – опалубка

Такой метод предварительного натяжения арматуры связан с некоторым перегибом стержня. Известно, что стеклопластиковую арматуру невозможно изгибать на значительные углы без ее повреждения. Натяжение арматуры в пустотах плит указанным методом приведет к изгибам стержней на угол, не превышающий $2...3^\circ$ (для плит пролетом 6,0 м). Тем не менее, требуются дополнительные исследования свойств композитной арматуры после механических изгибов на такие углы.

Простейшие расчеты для плит длиной 6000 мм с диаметром пустот 159 мм показывают, что натяжение композитной арматуры указанным способом приведет к относительному удлинению стержней, равному 0,07 %, что будет соответствовать напряжению всего ≈ 40 МПа или 5 % от нормативного предела прочности при растяжении. Поэтому, такой уровень натяжения с учетом потерь незначительно скажется на деформативности и трещиностойкости изгибаемых усиливаемых элементов. Тем не менее, это натяжение важно с точки зрения включения композитной арматуры в работу усиливаемой конструкции.

Следует учитывать, что усиленная конструкция имеет комбинированное армирование. Исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями проводились под руководством профессора Тура В. В. Однако, напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов, усиленных композитной арматурой, имеет свои особенности. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием зависит от совместной работы трех компонентов: бетона, стальной арматуры и композитной арматуры. Композитная арматура в усиленных железобетонных элементах включается в работу на этапе, когда бетон и стальная арматура уже находятся в напряженном состоянии. Уровень этого напряжения зависит от того, при какой внешней нагрузке выполнено усиление. Усиление изгибаемых железобетонных элементов рекомендуется выполнять, предварительно, по возможности, разгрузив усиливаемую конструкцию. Не в каждом практическом случае такое возможно. И в момент усиления конструкция будет подвергаться нагрузке от ее собственного веса.

Для оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных многпустотных плит, усиленных стеклопластиковой арматурой, устанавливаемой в пустоты конструкций, нами выполнен численный эксперимент с использованием программного комплекса «Beta» (УО «ПГУ»), позволяющий выполнять расчет усиленных железобетонных элементов с учетом предварительного их нагружения (до момента усиления), а также задавать произвольные диаграммы деформирования материалов, что позволяет задать характеристики стеклопластиковой арматуры.

В качестве расчетного образца принята многпустотная железобетонная плита шириной 1200 мм, армированная в растянутой зоне стальной арматурой $7\varnothing 12$ мм S500. Бетон образца принят класса С30/37 (рис. 2).

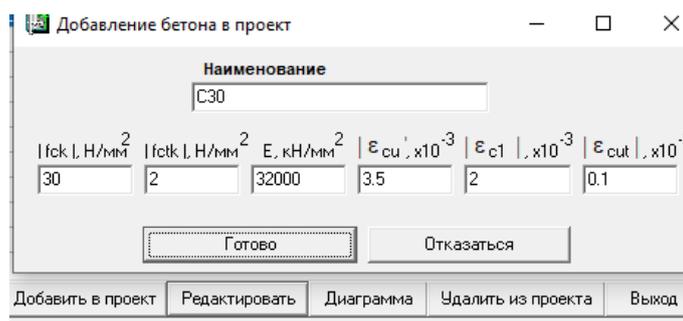


Рисунок 2 – Скриншот программного комплекса с данными по бетону конструкции

Исследования выполняли с заданием произвольных диаграмм деформирования материалов. Расчеты сечения выполняли как до усиления, так и после усиления. Причем, усилия, при которых производится усиление многпустотной плиты, в численном эксперименте принимали равными ≈ 30 % от предельных усилий, воспринимаемых железобетонной конструкцией до ее усиления. Усиление выполняли путем установки четырех стержней стеклопластиковой арматуры

ры $\varnothing 10$ мм с характеристическим пределом прочности при растяжении равным 800 МПа и модулем упругости 50000 Н/мм² (рис. 3).

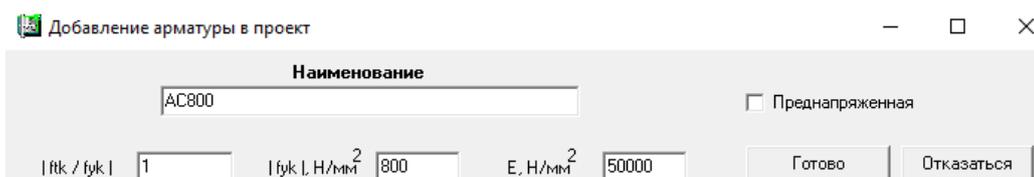


Рисунок 3 – Скриншот программного комплекса с данными по стеклопластиковой арматуре, используемой для усиления многпустотных плит

Стеклопластиковую арматуру размещали в четырех пустотах плиты с заполнением пустот бетоном того же класса, что и бетон усиливаемой конструкции (рис. 4).

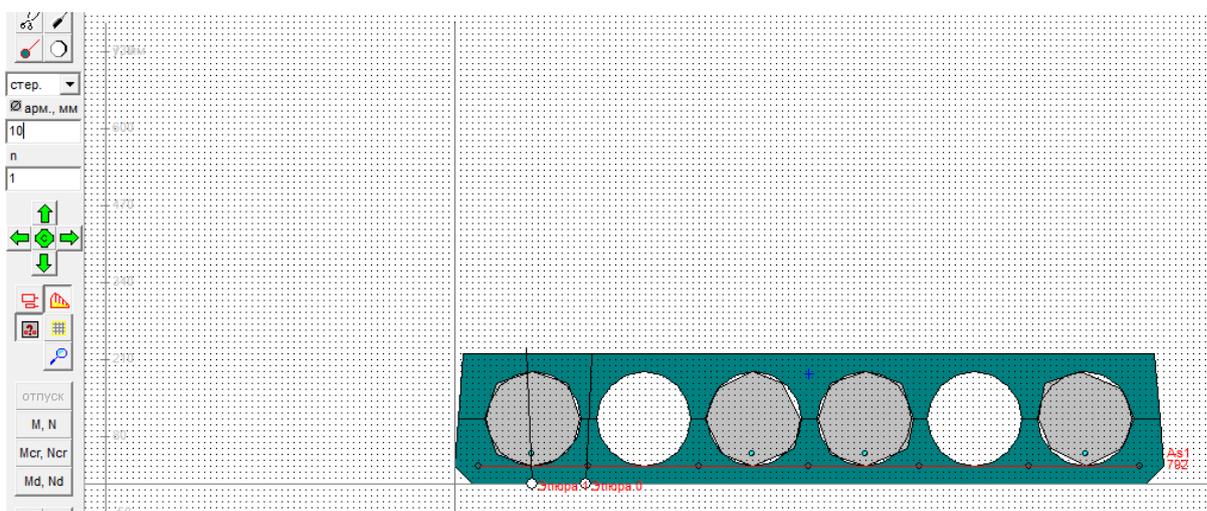


Рисунок 4 – Скриншот программного комплекса с данными по стеклопластиковой арматуре, используемой для усиления многпустотных плит

Результаты расчетов железобетонного сечения плиты до усиления показали, что предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением плиты составляет $M_{Rd} = 76,1$ кНм. Момент трещинообразования $M_{cr} = 17,9$ кНм. Усиление производили при значении изгибающего момента $M_{Ed} = 23,0$ кНм.

Усилия приводятся с учетом собственного веса

$M_x = 0.0$ $M_y = 23.0$ $N = 0.0$
 $k_x = 0.000e+00$ $k_y = 5.274e-06$

Критерий для РСУ = 0.297301

$M_{xcr} = 0.0$ $M_{ycr} = 17.9$ $N_{cr} = 0.0$
 $k_{xcr} = 0.000e+00$ $k_{ycr} = 8.107e-07$

$M_{xd} = 0.0$ $M_{yd} = 76.1$ $N_d = 0.0$
 $k_{xd} = 0.000e+00$ $k_{yd} = 2.848e-05$

Рисунок 5 – Скриншот программного комплекса с результатами расчета конструкции до усиления

В результате расчетов сечения конструкции с комбинированным армированием установлено, что усиление железобетонной плиты установкой стеклопластиковой арматуры, не смотря на

низкое значение ее модуля упругости, привело не только к увеличению предельного изгибающего момента, который для усиленной конструкции составил $M_{Rd} = 83,2$ кНм, но и к значительному увеличению момента трещинообразования $M_{cr} = 43,4$ кНм (рис. 6).

Усилия приводятся с учетом собственного веса

$M_x=0.0$ $M_y=23.0$ $N=0.0$
 $k_x=0.000e+00$ $k_y=2.203e-08$

Критерий для РСУ = 0.297759

$M_{xcr}=0.0$ $M_{ycr}=43.4$ $N_{cr}=0.0$
 $k_{xcr}=0.000e+00$ $k_{ycr}=8.688e-07$

$M_{xd}=0.0$ $M_{yd}=83.2$ $N_d=0.0$
 $k_{xd}=0.000e+00$ $k_{yd}=2.287e-05$

Рисунок 6 – Скриншот программного комплекса с результатами расчета конструкции после усиления

Напряжения в стеклопластиковой арматуре в момент достижения предельных усилий в стальной арматуре достигали значений ≈ 157 МПа.

Литература:

1. EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 – Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules. – CEN, 2004.
2. СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования».
3. Проектирование реконструкции зданий и сооружений: учеб.-метод. комплекс. В 3 ч. Ч. 2. Оценка состояния и усиление строительных конструкций / Д. Н. Лазовский. – Новополоцк : ПГУ, 2010. – 340 с
4. Почебыт А. А. Железобетонные балки с комбинированным армированием / А. А. Почебыт // Наука – 2017 : сборник научных статей. В 2 ч. Ч. 1/ Учреждение образования «Гродненский государственный университет им. Я.Купалы». – Гродно: ГрГУ им. Я. Купалы, 2017. – С.328 –330.
5. Тур В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В.Тур, В. В. Малыха // Вестник ПГУ, Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С. 58–65.
6. Фролов Н. П., Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. – Москва: Стройиздат, 1980.

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО БАЛОЧНОГО ЭЛЕМЕНТА В УСЛОВИЯХ ПРИЛОЖЕНИЯ МЕСТНОГО ДЕЙСТВИЯ РАСТЯГИВАЮЩИХ УСИЛИЙ

Н. Н. ШАЛОБЫТА¹, Е. С. МАТВЕЕНКО², Н. В. МАТВЕЕНКО³

¹ к.т.н., доцент, проректор по научной работе,

² м.т.н., аспирант кафедры строительных конструкций,

³ м.т.н., научный сотрудник отраслевой лаборатории

«Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве»

Учреждение образования «Брестский государственный технический университет»

г. Брест, Республика Беларусь

Аннотация. В области научных исследований строительных конструкций на этапе постановки натурных испытаний все чаще прибегают к численному моделированию. Применительно к железобетонным конструкциям, программные комплексы, реализующие метод конечных элементов, позволяют оценить напряженно-деформированное состояние опытных образцов даже в тех случаях, когда физический эксперимент сложно осуществить или его реализация сопряжена с большими финансовыми вложениями. Вычислительный эксперимент получил широкое распространение благодаря возможности изучения влияния различных факторов на предмет исследования с минимальными затратами труда и времени.

По этой причине для оценки напряженно-деформированного состояния элементов железобетонной конструкции, подверженных местному действию растягивающих усилий, выполнено численное моделирование при помощи конечно-элементного анализа в одном из наиболее используемых в настоящее время комплексов конечно-элементного моделирования «Abaqus/CAE». Получены данные о характере образования и развития трещин отрыва, зоны отрыва бетона, в зависимости от точки приложения отрывающего усилия.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, растягивающее усилие, напряженно-деформированное состояние, моделирование, метод конечных элементов, программный комплекс, главная балка, второстепенная балка, зона отрыва, наклонные трещины.

NUMERICAL STUDY OF THE BEHAVIOR OF A REINFORCED CONCRETE BEAM ELEMENT IN CONDITIONS OF APPLICATION OF LOCAL ACTION OF TENSILE FORCES

N. N. SHALOBYTA¹, E. S. MATVEENKO², N. V. MATVEENKO³

¹ PhD in engineering, associate professor, Vice-rector for scientific work,

² M.T.n., postgraduate student of the Department of Building Structures,

³ M.T.n., researcher at the industry laboratory "Research Center for Innovations in Construction"
Educational institution "Brest State Technical University"

Brest, Republic of Belarus

Abstract. In the field of scientific research of building structures at the stage of setting full-scale tests, numerical modeling is increasingly resorted to. With regard to reinforced concrete structures, software packages implementing the finite element method allow us to assess the stress-strain state of prototypes even in cases when a physical experiment is difficult to implement or its implementation involves large financial investments. The computational experiment has become widespread due to the possibility of studying the influence of various factors on the subject of research with minimal labor and time.

For this reason, numerical simulation using finite element analysis in one of the most currently used finite element modeling complexes "Abaqus/CAE" was performed to assess the stress-strain state of reinforced concrete structural elements exposed to local tensile forces. Data were obtained on the nature of the formation and development of separation cracks, the separation zone of concrete, depending on the point of application of the tearing force.

Keywords: reinforced concrete structures, tensile force, stress-strain state, modeling, finite element method, software package, main beam, secondary beam, separation zone, inclined cracks.

Введение.

В современной теории железобетона вопрос сопротивления местному действию растягивающих усилий до сих пор является одним из наиболее дискуссионных. В научном сообществе нет единого мнения о параметрах, влияющих на сопротивление местному действию растягивающих усилий, модели сопротивления отрыву, а так же методике расчета. Все известные методики расчета железобетонных конструкций на отрыв содержат в основном эмпирические зависимости для расчетных моделей, основанных на теориях сопротивления упругих материалов.

В настоящее время для оценки напряженно-деформированного состояния наиболее целесообразно моделирование железобетонных конструкций конечными элементами (КЭ), что позволяет выполнять оценку опираясь на отдельные КЭ, находящихся под воздействием полного комплекса силовых факторов. Решить данную задачу позволяют программные комплексы, реализующие метод конечных элементов (МКЭ) хорошо известные в нашей стране, такие как NASTRAN, ANSYS, ABAQUS, COSMOS (США), DIANA (Голландия), ROBOT (Франция) и т. д. Численное моделирование становится неотъемлемой частью при разработке, совершенствовании и исследовании строительных конструкций [1]. Достигнутый на данный момент уровень развития вычислительной техники, как по быстродействию, так и по объему оперативной памяти, и одновременно с этим широкое внедрение многопроцессорных систем позволяют реализовывать более сложные нелинейные математические модели строительных конструкций из различных материалов. Решение подобных задач в нелинейной постановке позволит в конечном итоге реализовать идею сокращения экспериментальных исследований математическим моделированием на ЭВМ. Наряду с этим, в настоящее время изменились приоритеты исследования – главной задачей исследователя становится не получение любой ценой решения в виде аналитического выражения, а преобразование исходных уравнений (в том числе аналитическими методами) к виду, удобному для ЭВМ, и последующий машинный анализ моделируемой системы.

Вычислительный эксперимент во многом аналогичен натурному. Он также состоит из последовательного проведения этапов, таких как планирование экспериментов, создание экспериментальной установки, проведение испытаний, обработка экспериментальных данных, их интерпретация и т. д. Однако, вычислительный эксперимент проводится не над реальным объектом, а над его математической моделью, и роль экспериментальной установки играет оснащенная специально разработанной программой ЭВМ.

Сравнивая численный и физический эксперименты, приходим к выводу, что физический значительно дороже. Численный эксперимент обладает типичной для теории степенью гибкости, которая состоит в способности оценить влияние различных факторов, не прибегая к существенным изменениям в вычислительной модели. В тех случаях, когда физическое явление недостаточно изучено или реальный эксперимент трудно осуществить, математическое моделирование остается практически единственным средством. Математические модели, алгоритмы и программы легко копируются, распространяются и воспроизводятся. Однако, при проведении исследований важно помнить, что численный эксперимент имеет свои ограничения, которые могут привести к неэффективным затратам времени и ресурсов, или даже к получению ошибочных результатов. Применимость результатов вычислительного эксперимента ограничена рамками принятой математической модели. Результаты натурного опыта являются фундаментом для построения теории, на основе которой создается математическая модель. Поэтому к результатам численного эксперимента необходимо подходить с известной осторожностью, особенно если в его основе лежит новая теория либо используемые параметры модели находятся на границе области ее применимости.

Численное исследование.

Для анализа НДС железобетонных элементов при местном действии растягивающих усилий, получения сведений о величине зоны отрыва железобетонных элементов в местах приложения отрывающего усилия, а так же данных об особенностях образования и развития трещин, выполнено численное моделирование при помощи конечно-элементного анализа в программном комплексе «Abaqus/CAE» [2].

Выбор данного программного комплекса обусловлен следующим его преимуществами [1]:

1. Наличие прямого доступа к САД-моделям.
2. Расширенные возможности по построению сетки конечных элементов.
3. Способность учитывать особенности бетона такие как различия в работе на сжатие и растяжение, дилатация и трещинообразование.
4. Широкий выбор моделей деформирования и прочности бетона
5. Возможность обеспечения совместной работы бетона и арматуры.
6. Расширенные возможности по построению сетки конечных элементов.
7. Возможность проведения расчетов неявных и явных систем численного моделирования (система «*ABAQUS Standard*» и явных «*ABAQUS Explicit*»).

Конечно-элементный анализ проводится на узле фрагмента пересечения балок (главной и второстепенной). Железобетонная главная балка запроектирована из условия обеспечения сопротивления изгибу и срезу в соответствии с СП 5.03.01-2020 [3]. Пролет главной балки принят 3000 мм, размеры сечения $b \times h = 220 \times 500$ мм. Принятый класс бетона $C^{20}/_{25}$. В качестве рабочего продольного армирования растянутой зоны используется два стержня диаметрами 14 мм класса S500, в сжатой зоне установлены два стержня диаметрам 8 мм класса S500. Поперечное армирование приопорной зоны балок выполнено из хомутов диаметрами 5 мм класса S500, установленных с шагом 100 мм.

Дополнительное поперечное армирование в месте передачи отрывающего усилия не предусмотрено с целью анализа размеров зоны отрыва в главной балке (отрывающая нагрузка воспринимается только бетоном).

Для определения напряженно-деформированного состояния зоны отрыва в рамках общего нелинейного динамического анализа использовался метод «*Quasi-static*» (квазистатический). Для моделирования искусственного каменного материала (бетона) была использована модель с разрушением (*concrete damage plasticity model*). В программном комплексе *Abaqus/CAE* для моделирования арматуры в теле бетона предусмотрен специальный инструмент *Wire*, который представляет арматурные элементы в виде линейных элементов, соединенных с окружающим бетоном в узлах конечных элементов.

Приложение отрывающего усилия осуществлялось через участок второстепенной железобетонной балки сечением 120x300 мм, расположенной в центре пролета главной балки.

Смоделированы следующие три схемы сопряжения балок (т. е. схемы приложения отрывающего усилия):

- I вариант – верхние грани главной и второстепенной балок совпадают (рис. 1, а);
- II вариант – второстепенная балка располагается в пределах высоты сечения главной балки (рис. 1, б);
- III вариант – нижние грани главной и второстепенной балок совпадают (рис. 1, в).

По результатам численных экспериментов получена картина распределения трещин отрыва по высоте сечения главной балки, установлена длина зоны отрыва для каждого из вариантов сопряжения, а так же угол наклона трещин отрыва (рис. 2).

Анализ результатов численных исследований показал, что для первых двух вариантов сопряжения при приложении отрывающей нагрузки в пределах 2/3 высоты сечения главной балки имеет место возникновение вертикальных трещин строго под действующей нагрузкой. При увеличении нагрузки возникают нормальные трещины ближе к опорам, которые, впоследствии, отклонятся в направлении точки приложения нагрузки (центра тяжести второстепенной балки). В третьем варианте нормальные трещины возникают по граням второстепенной балки и далее развиваются по контуру ее поперечного сечения, что и приводит в конечном счете к отрыву.

Установлено, что угол наклона трещин отрыва составил 36° к вертикали для I варианта сопряжения (рис. 2, а), для II – 31° (рис. 2, б), для III – 0° (рис. 2, в). Размер зоны распространения наклонных трещин для рассмотренных вариантов получился равным 660 мм, 510 мм и 150 мм соответственно.

Следует отдельно отметить, что разрушение образцов происходило при образовании горизонтальных трещин вдоль продольной рабочей арматуры главной балки.

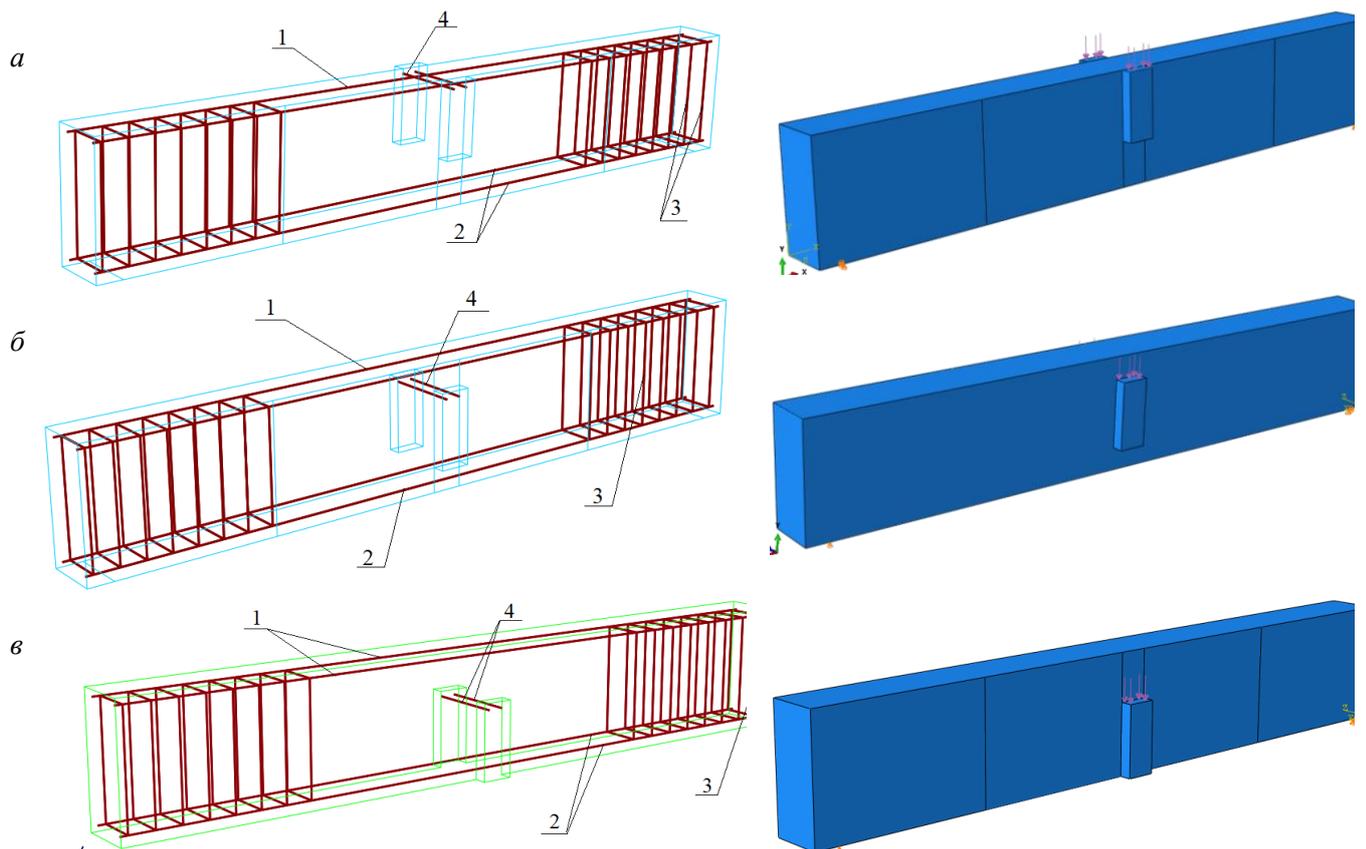


Рисунок 1 – Общий вид исследуемых балок: 1 – стержневая арматура $\varnothing 8$ S500; 2 – стержневая арматура $\varnothing 14$ S500; 3 – хомуты $\varnothing 5$ мм S500; 4 – стержневая арматура второстепенной балки $\varnothing 14$ S500

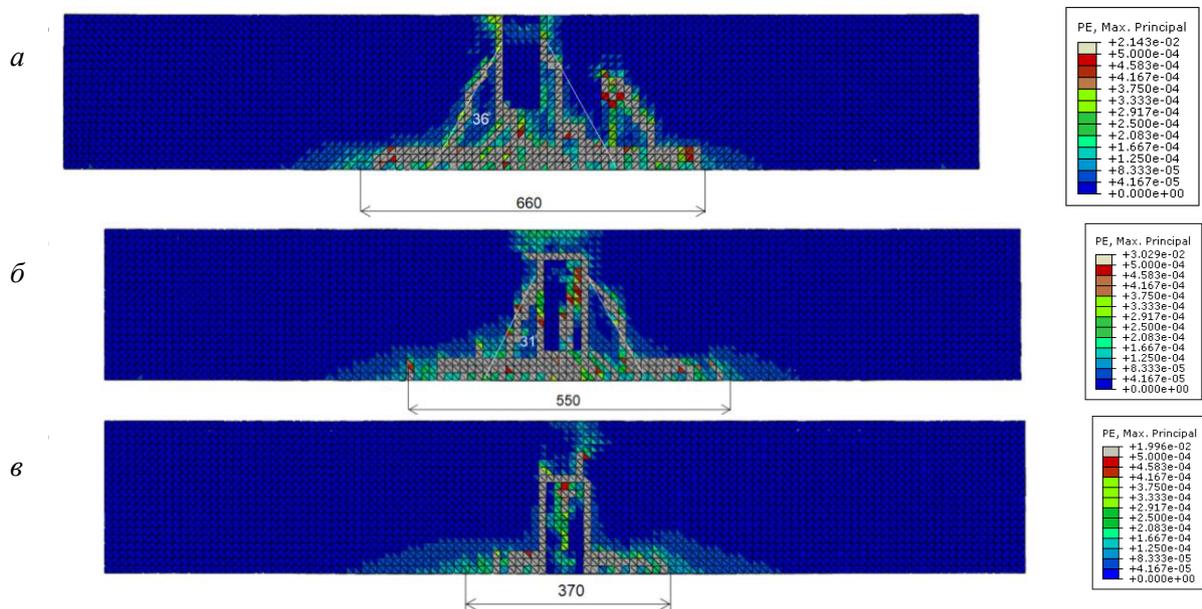


Рисунок 2 – Распределение трещин в зоне отрыва моделируемых балках

Выводы.

По результатам численного моделирования установлено изменение характера разрушения железобетонного элемента при местном действии растягивающих усилий, в том числе угла наклона трещин отрыва, при смещении точки приложения отрывающего усилия к нижней грани элемента.

Литература:

1. Лукин, А. В. Конечно-элементное моделирование и исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций и элементов АЭС / А. В. Лукин, А. М. Лобачев, В. С. Модестов, А. И. Боровков, И. А. Попов // Обеспечение безопасности АЭС с ВВЭР : 8-ая междунар. науч.-тех. конф., Подольск, 28–31 мая 2013 г. : сборник трудов / ОКБ «ГИДРОПРЕСС». – Подольск, 2013.

2. Abaqus 6.13. Analysis User's Guide. Volume III : Materials. – Dassault Systemes Simulia Corp., Providence : RI, 2013. – 699 p.

3. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.09.2020. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 244 с.

References:

1. Lukin, A. V. Konechno-jelementnoe modelirovanie i issledovanie naprjazhenno-deformirovannogo sostojanija zhelezobetonnyh konstrukcij i jelementov AJeS [Finite element modeling and investigation of the stress-strain state of reinforced concrete structures and elements of nuclear power plants] / A. V. Lukin, A. M. Lobachev, V. S. Modestov, A. I. Borovkov, I. A. Popov // Obespechenie bezopasnosti AJeS s VVJeR : 8-aja mezhdunar. nauch.-tehlich. konf., Podol'sk, 28–31 maja 2013 g. : sbornik trudov / OKB "GIDROPRESS". – Podol'sk, 2013. (ru).

2. Abaqus 6.13. Analysis User's Guide. Volume III : Materials. – Dassault Systemes Simulia Corp., Providence : RI, 2013. – 699 p.

3. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii : SP 5.03.01-2020. – Vved. 16.09.2020. – Minsk : Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus, 2020. – 244 p. (ru).

РАСЧЕТ И ИСПЫТАНИЯ ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ БОЛЬШОЙ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ

А. А. ЯКОВЛЕВ

Белорусский национальный технический университет

Введение.

Трехслойные плитные конструкции впервые были использованы в судостроении. Английский инженер Р. Стефенсон применил их в пролетном строении моста «Британия» [1]. Впоследствии трехслойные облегченные конструкции широко использовались в разнообразных строительных, транспортных, авиационных, космических и других объектах [116]. Конструкции находят применение и в виде плит, опирающихся на упругое основание и нагруженных большими распределенными и сосредоточенными силами. Для таких инженерных систем плиты должны иметь небольшую толщину при больших нагрузках и разнообразных опираниях.

Надежность и работоспособность новых конструктивных решений несущих систем в условиях эксплуатации зависят от ряда факторов, определяющих параметры их работы. К таким факторам относят [2; 3] климатические условия (температура, влажность окружающего воздуха, скорость ветра), мощность предприятия, расстояние транспортирования, рельеф и состояние дорог, тип машины, характеристики груза, техническое обслуживание и ремонт, культура эксплуатации (мониторинг скоростных режимов, грузоподъемности, системный контроль структурных и диагностических параметров узлов и конструкций, тип и возраст машины и др.). Учесть все указанные факторы при конечно-элементном анализе расчетной модели конструкции, объекта достаточно сложно. Поэтому расчетную модель наделяют основными, наиболее существенными признаками проектируемого физического изделия. Результаты численного анализа моделей конструктивных элементов, представленные выше и содержащие различные концентраторы, необходимо сверить с данными экспериментального исследования физических изделий (стальных образцов, конструкций).

Цель настоящей статьи – разработка конструкции, выявление элементов с возможными технологическими дефектами, экспериментальное испытание конструктивных элементов с основными дефектами и ортотропной плиты при статическом и переменном нагружении.

Конструктивно-технологические особенности плиты.

Схема такой плиты показана на рис. 1. Трехслойная плита представляет собой систему, состоящую из двух внешних листов и среднего слоя. Внешние слои также как в балках в основном воспринимают изгибающие, а средний слой – поперечные усилия. Средний слой разрабатываемой плиты выполним в форме конструкции, соединенной сварными швами с внешними покрывочными листами и состоящей из периодических замкнутых ячеек (рис. 2). Средний слой наряду с восприятием усилий обеспечивает устойчивость внешних листов в зонах их сжатия.

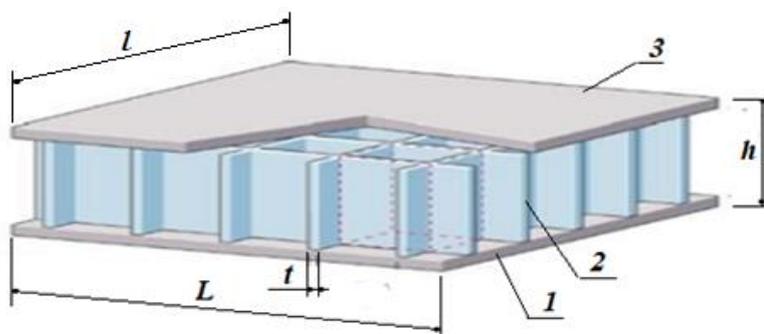


Рисунок 1 – Схема стальной трехслойной ортотропной плиты с прямоугольными ячейками в среднем слое:

1 – нижний слой; 2 – средний слой; 3 – верхний слой (покрывочный)

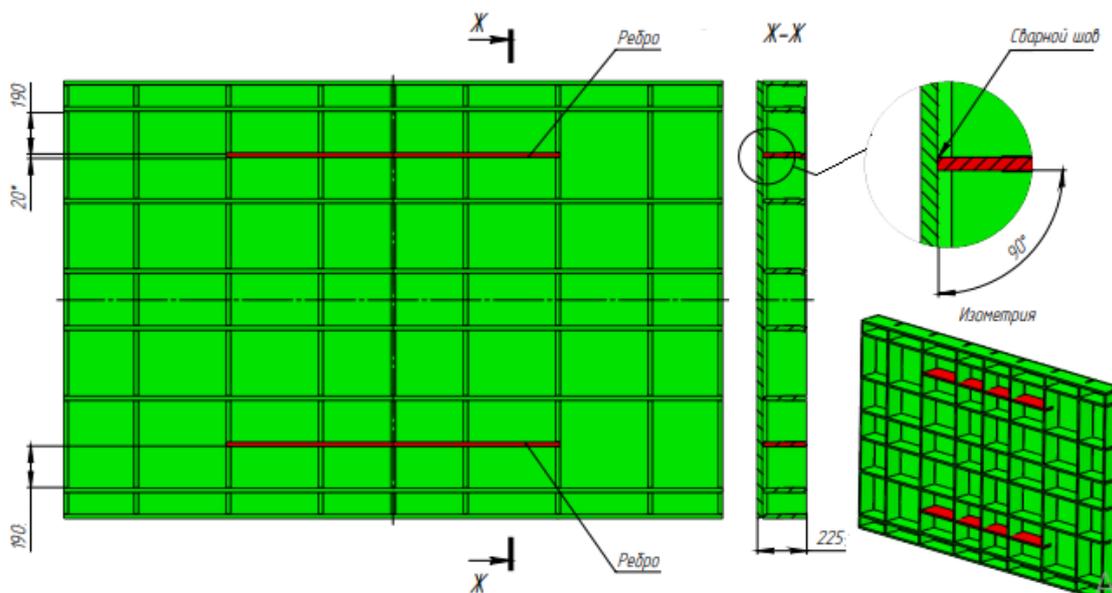


Рисунок 2 – Конструктивные особенности и геометрические размеры ячеек разрабатываемой плиты (нижний покрывочный лист не показан)

В качестве физического прототипа моделируемой плиты рассмотрим ортотропную плиту из стали марки 09Г2С размерами в плане 3000x2000 миллиметров с соединениями на сварке. Механические характеристики стали приведены в табл. 1.

Таблица 1 – Расчетные механические характеристики стали

Марка стали	Механические свойства				
	Модуль Юнга, МПа	Предел текучести, МПа	Предел прочности, МПа	Коэффициент Пуассона	Плотность, кг/м ³
Лист, 09Г2С	214000	305	460	0,3	7850

Толщина плиты 250 мм, толщина верхнего и нижнего слоев – 20 мм. Средний слой набран из листовых элементов толщиной 18 и 20 мм. Опирания плиты шарнирные, в углублениях со стороны нижней плиты (рис. 3). Распределенная внешняя нагрузка к такой плите прикладывается в средней части верхней плиты (рис. 4).

При изготовлении 3-хслойной плиты соединение элементов выполнено полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа с формированием прорезных швов полного заполнения [4] и обварки угловыми швами по периметру покрывочных листов. При этом оси прорезных швов совмещались с осями продольных или поперечных ребер среднего слоя, а прорезы под швы выполнялись не больше толщины ребер. При сварке в зонах швов вероятно появление сварочных дефектов, непроваров, которые могут инициировать зарождение трещин в натуральных плитах при низких температурах, переменных нагрузках. Это требует выявления трещиноопасных зон в плите с использованием методов диагностики, неразрушающего контроля и экспериментального исследования прочности конструктивных форм, содержащих конструктивные и сварочные концентраторы напряжений [5].

Прочность и жесткость трехслойной плиты, напряженно-деформированное состояние ее элементов можно исследовать расчетным анализом ее модели с использованием программы ANSYS.

Конечно-элементная (КЭ) модель такой плиты представлена на рис. 5. Модель выполнена с использованием КЭ Solid-186, Shell-181. Размер ячейки КЭ 10 мм.

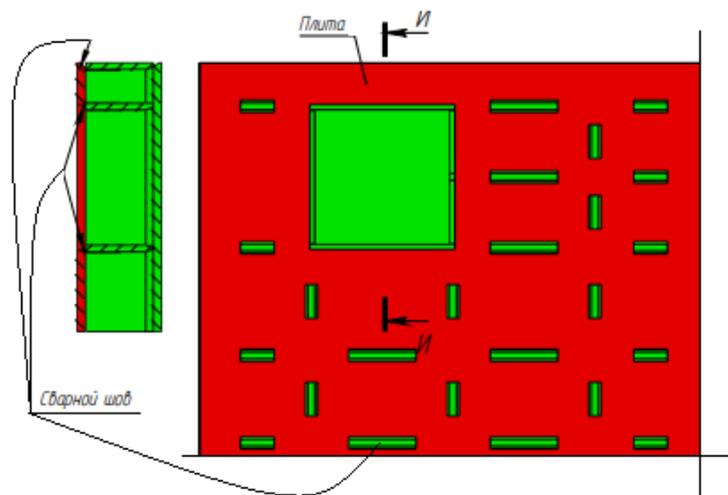


Рисунок 3 – Расположение сварных швов и опорной зоны (вид на ¼ нижней покрывочной плиты)

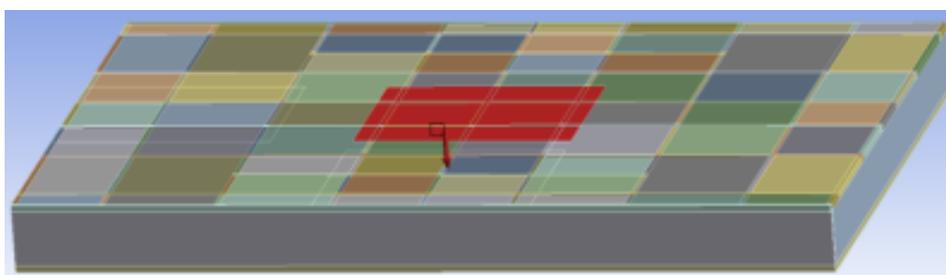


Рисунок 4 – Зона приложения распределенной внешней нагрузки (красный цвет), равнодействующая которой равна 1000 кН



Рисунок 5 – Конечно-элементная модель плиты

Полученные расчетом поля перемещений и эквивалентных напряжений приведены на рис. 6 и в табл. 2. Максимальное расчетное перемещение в центре плиты составляет 8,6 мм.

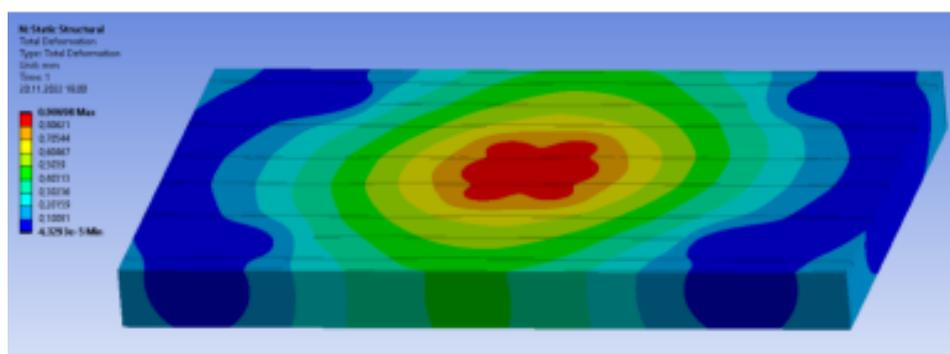
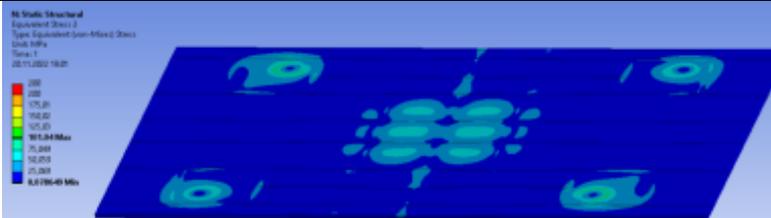
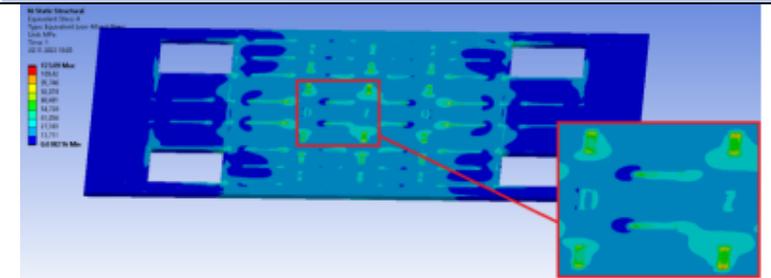
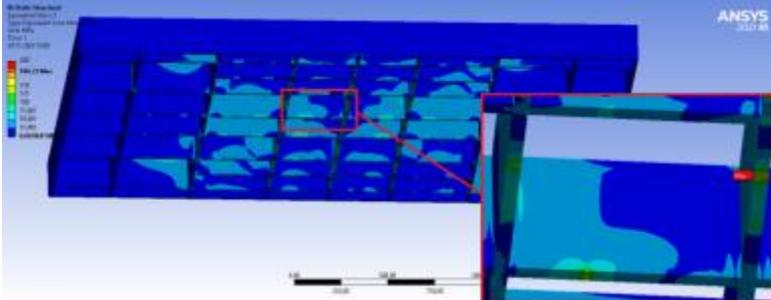
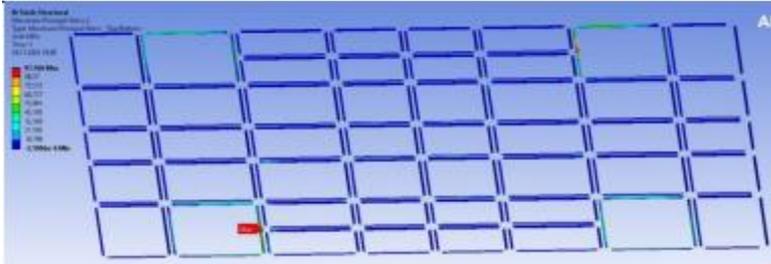


Рисунок 6 – Поле вертикальных перемещений точек плиты при максимальной нагрузке

Таблица 2 – Поля напряжений в элементах плиты при максимальной нагрузке

Характеристика напряженного состояния	Поле напряжений в элементе плиты	Максимальное значение, МПа
$\sigma_{\text{экв}}$ (верхний лист)		101
$\sigma_{\text{экв}}$ (нижний лист)		123
$\sigma_{\text{экв}}$ (средний слой)		191
σ (в швах)		97

Конструктивно-технологические дефекты в плите и испытания образцов. Причины появления технологических дефектов – электродуговая сварка в стесненных условиях, отклонения от требований проектной документации. В эксперименте изучим поведение образцов (рис. 7). Вид образцов после испытаний показан на рис. 8.

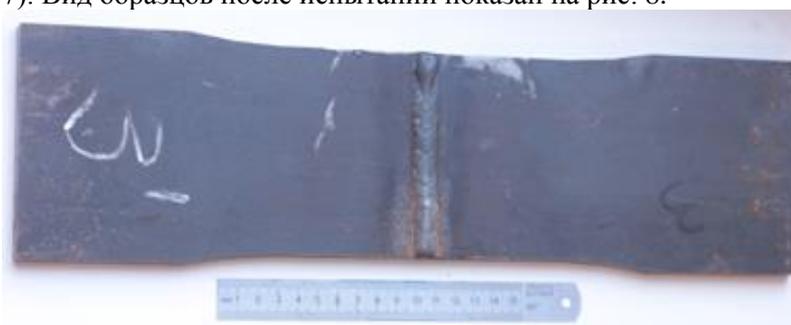


Рисунок 7 – Общий вид образца до испытаний



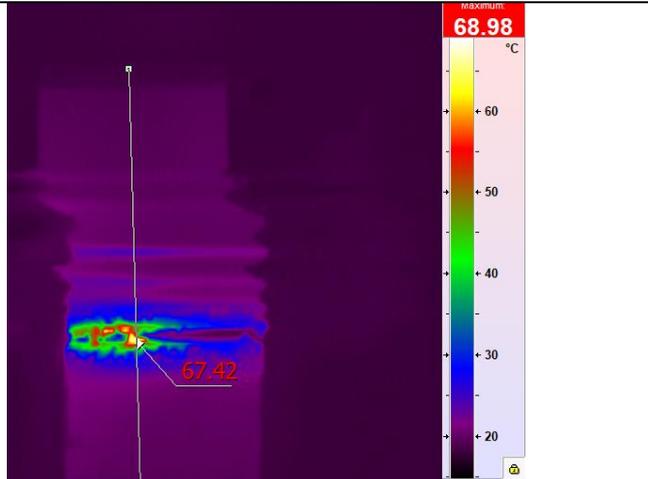
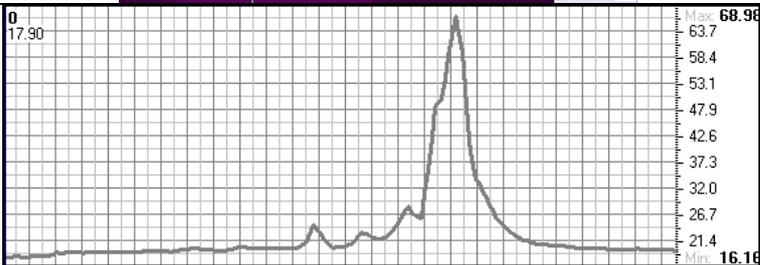
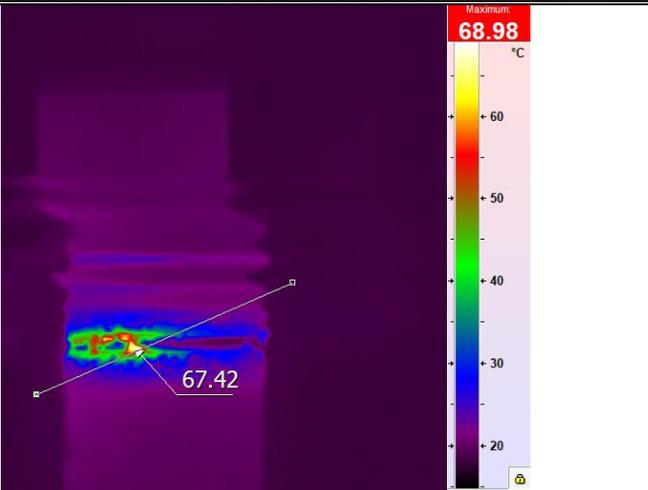
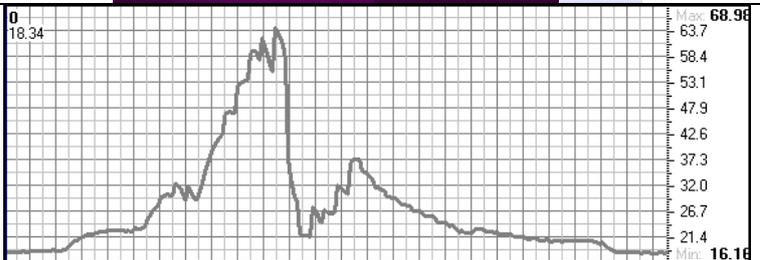
Рисунок 8 – Общий вид образца после испытаний

Процесс испытаний фиксировался с помощью инфракрасного компьютерного термографа «ИРТИС-2000 АН». Кадры термофильма представлены в табл. 2.

Таблица 2 – Кадры термофильма № 1

<p>Кадр 190: $T_b = 15,12 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 18,88 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 14,92 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с}$.</p>		
<p>Кадр 236: $T_b = 15,12 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 27,18 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 14,86 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 150,00 \text{ с}$.</p>		

<p>Кадр 237: $T_B = 15,12 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 69,31 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 15,07 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$</p>	
<p>Кадр 237: $T_B = 15,12 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 69,31 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 15,07 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$ (объемная модель)</p>	
<p>Кадр 238: $T_B = 15,21 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 39,14 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 17,91 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$</p>	
<p>Кадр 241: $T_B = 15,22 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 28,05 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 17,54 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$</p>	

<p>Указание направления и точки измерения, образец 3, кадр 237</p>	
<p>Температурное поле поверхности для кадра № 237 образец 3 (момент разрушения)</p>	
<p>Указание направления и точки измерения, образец 3, кадр 237</p>	
<p>Температурное поле поверхности для кадра № 237 образец 3 (момент разрушения)</p>	

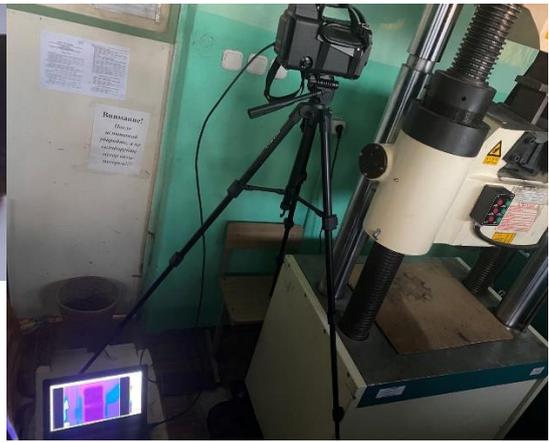


Рисунок 9 – Общий вид образца до испытаний

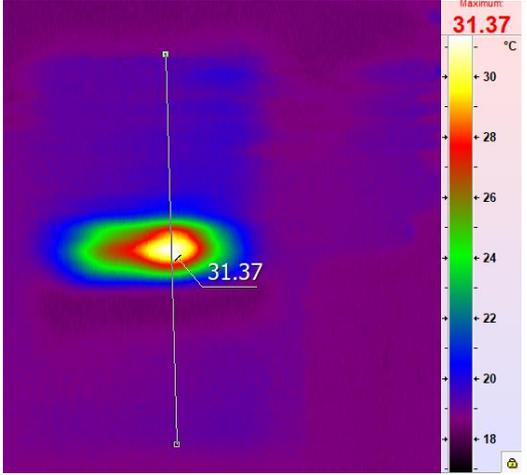
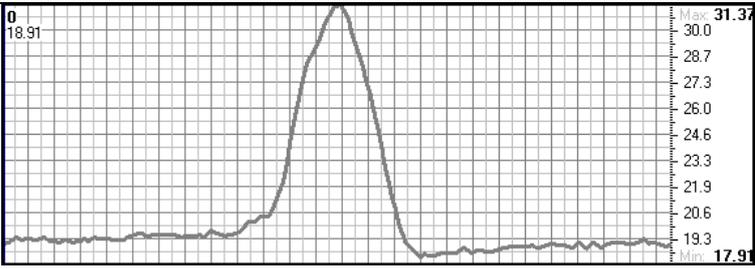
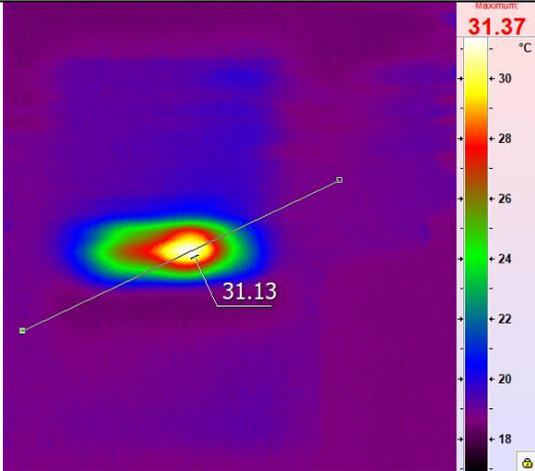
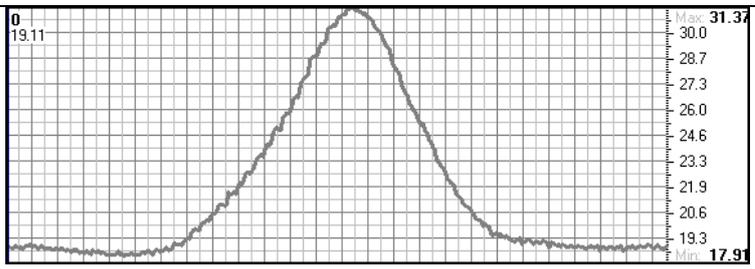


Рисунок 10 – Общий вид образца после испытаний

Таблица 3 – Кадры термофильма № 2

<p>Кадр 50: $T_B = 18,64 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 17,94 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 17,62 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$</p>	
<p>Кадр 160: $T_B = 18,66 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 19,81 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 18,58 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 150,00 \text{ с.}$</p>	<p>18.9 ↗ 18.89 ↗ 18.88 ↗ 18.81 ↗ 18.91 ↗ 19.48 ↗ 18.75 ↗ 18.4 ↗ 18.47 ↗ 18.51 ↗</p>

<p>Кадр 161: $T_B = 18,73 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 31,58 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 18,67 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$</p>	
<p>Кадр 161: $T_B = 18,73 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 31,58 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 18,67 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$ (объемная модель)</p>	
<p>Кадр 162: $T_B = 18,89 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 24,21 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 18,82 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$</p>	
<p>Кадр 163: $T_B = 18,85 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 23,45 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\min} = 18,61 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с.}$</p>	

<p>Указание направления и точки измерения, образец 12, кадр 237</p>	
<p>Температурное поле поверхности для кадра № 237 образец 3 (момент разрушения)</p>	
<p>Указание направления и точки измерения, образец 12, кадр 237</p>	
<p>Температурное поле поверхности для кадра № 237 образец 3 (момент разрушения)</p>	

Аномалии температурных полей элементов поверхности ортотропной плиты.

Виды плиты показаны на рис. 11. Температурное поле поверхности показано на рис. 15, 16. Максимальные перемещения плиты изображены на графике рис. 17. В процессе нагружения плита работала в упругой стадии.

Изменение поля температур поверхности торца плиты с $9,4\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $10,89\text{ }^{\circ}\text{C}$ зафиксировано на рис. 15, 17. Заметна разница деформационных температур сжатого (верхнего) и растянутого (нижнего) листов плиты.

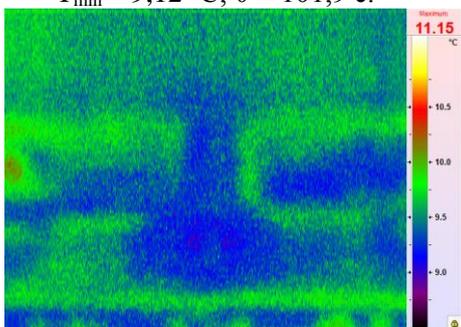


Рисунок 11 – Общий вид образца до испытаний

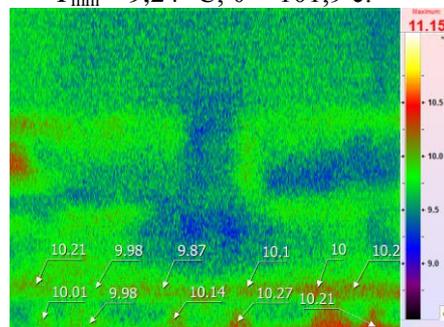


Рисунок 12 – Общий вид образца после испытаний

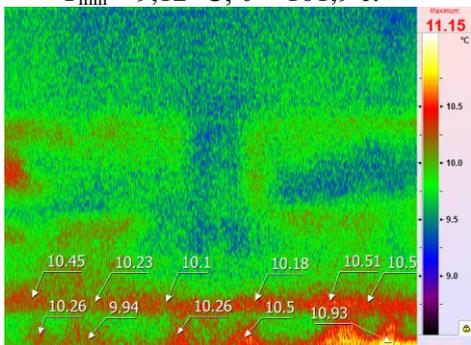
Кадр 58: $T_B = 9,45 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 9,66 \text{ }^\circ\text{C}$;
 $T_{\min} = 9,12 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с}$.



Кадр 72: $T_B = 9,45 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 10,38 \text{ }^\circ\text{C}$;
 $T_{\min} = 9,24 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с}$.



Кадр 58: $T_B = 9,45 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 9,66 \text{ }^\circ\text{C}$;
 $T_{\min} = 9,12 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с}$.



Кадр 58: $T_B = 9,45 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 9,66 \text{ }^\circ\text{C}$;
 $T_{\min} = 9,12 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с}$. (объемная модель)

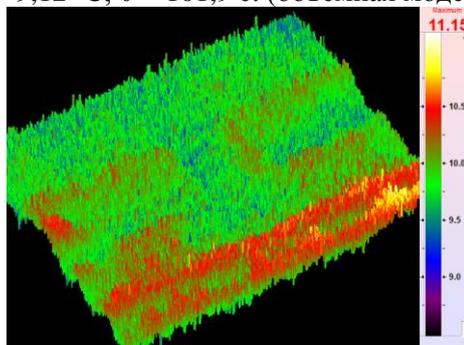
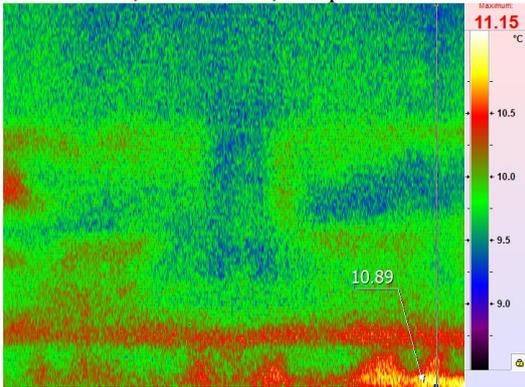
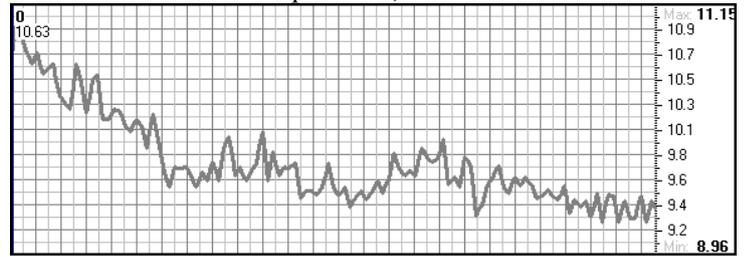


Рисунок 13 – Изменение температурного поля поверхности плиты при ее нагружении в стенде возрастающей нагрузкой от нуля до 200 тонн

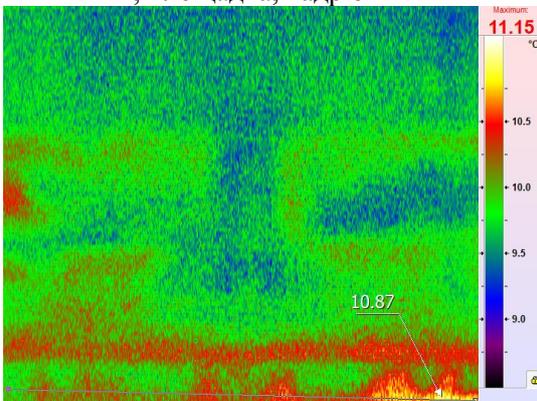
Указание направления и точки измерения, площадка, кадр 82



Температурное поле поверхности для кадра № 82, площадка



Указание направления и точки измерения, площадка, кадр 82



Температурное поле поверхности для кадра № 82, площадка

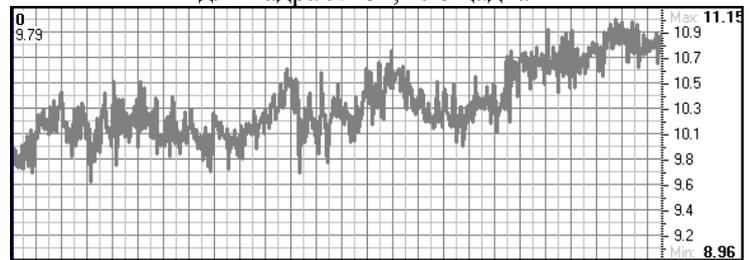


Рисунок 14 – Изменение температурного поля в фиксированных точках поверхности плиты при ее нагружении в стенде возрастающей нагрузкой от нуля до 200 тонн



Рисунок 15 – Общий вид образца во время испытаний

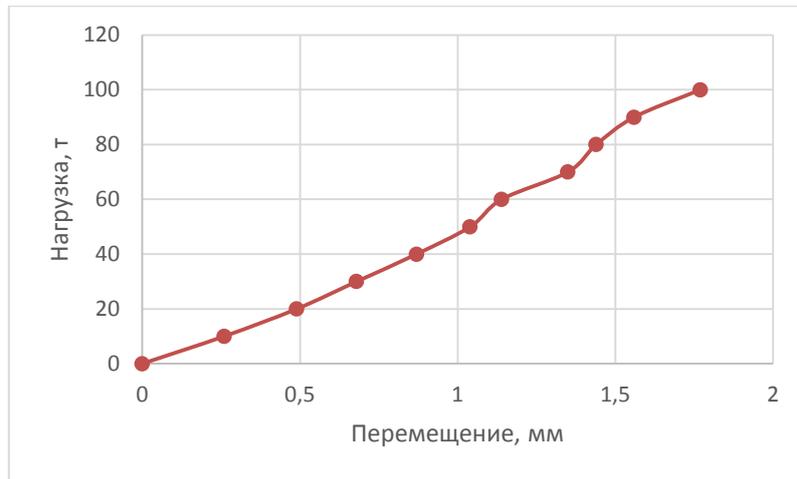


Рисунок 16 – График зависимости перемещения внутренней части образца

Кадр 2: $T_b = 15,15 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 15,86 \text{ }^\circ\text{C}$;
 $T_{\min} = 14,58 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с}$.

Кадр 1194: $T_b = 15,18 \text{ }^\circ\text{C}$; $T_{\max} = 15,92 \text{ }^\circ\text{C}$;
 $T_{\min} = 14,66 \text{ }^\circ\text{C}$; $\theta = 101,9 \text{ с}$.

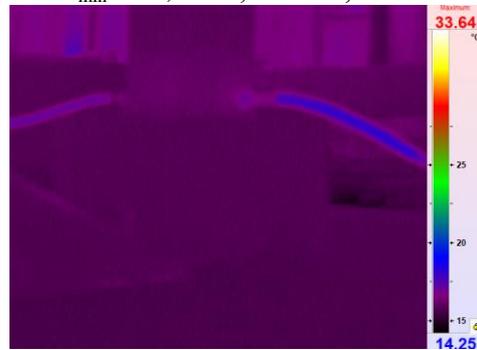
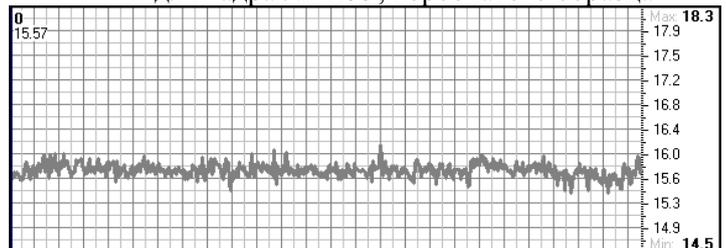


Рисунок 17 – Изменение температурного поля поверхности образца при его нагружении в стенде возрастающей нагрузкой от нуля до 100 тонн

Указание направления и точки измерения, коробчатого образца, кадр 1199



Температурное поле поверхности для кадра № 1199, коробчатого образца



Указание направления и точки измерения, коробчатого образца, кадр 1199



Температурное поле поверхности для кадра № 1199, коробчатого образца

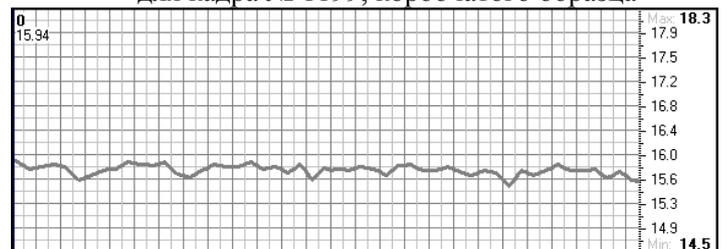


Рисунок 18 – Изменение температурного поля в фиксированных точках поверхности образца при его нагружении в стенде возрастающей нагрузкой от нуля до 100 тонн

Выводы.

Анализ термофильмов температурных аномалий в зонах локализации пластической деформации позволяет с высокой вероятностью определять зоны предельных состояний, зарождение и развитие разрушения в них, выявлять возможные траектории развития разрушения на основе деформационного теплообразования и с использованием компьютерной термографии.

Термография полей деформационных температур комбинированных образцов возможна только в стадии их загрузки или разгрузки. При статическом нагружении исследование дефектов возможно с использованием активных тепловых методов. При тепловом исследовании конструкций и их элементов необходимо строго соблюдать требования к расположению термографа.

Литература:

1. Clark, E. Britannia and Conway Tabular Bridges / Edwin Clark. – London, 1849. – 55 p. – http://books.google.com/books?id=_GsOAAAAYAAJ&oe=UTF-8.
2. Хьюз, О. Ф. Проектирование судовых корпусных конструкций. – Л.: Судостроение, 1988. – 360 с.
3. Мариев, П. Л. Карьерный автотранспорт стран СНГ в XXI веке / П. Л. Мариев, А. А. Кулешов, А. Н. Егоров, И. В. Зырянов. – СПб: Наука, 2006. – 387 с.
4. Ишков, А. М. Теория и практика надежности техники в условиях Севера / А. М. Ишков, М. А. Кузьминов, Г. Ю. Зудов. – Якутск: ЯФ «Изд-во СО РАН», 2004. – 313 с.
5. Алексеев, Г. П. Справочник конструктора-машиностроителя / Г. П. Алексеев, И. С. Мазовер. – Ленинград. – Судпромгиз. – 1961. – 449 с.
6. Бельчук, Г. А. Сварные соединения в корпусных конструкциях / Г. А. Бельчук // Ленинград: Судпромгиз. – 1969. – 279 с.

ПРИМЕНЕНИЕ АЛГОРИТМОВ МАШИННОГО ОБУЧЕНИЯ ДЛЯ ПРЕДСКАЗАНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПОДАТЛИВОСТИ ДЛЯ СВЯЗЕЙ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ ДЛЯ ДЕРЕВЯННЫХ СОСТАВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

И. А. ЛАДНЫХ¹

¹магистр технических наук

Аннотация. Целью данной статьи является рассмотрение возможности практического применения алгоритмов машинного обучения, основанных на классификации для прогнозирования механических свойств связей из композитных материалов и коэффициентов податливости для деревянных конструкций с использованием данных соединений. Кратко представлен обзор литературы по вопросу применения алгоритмов машинного обучения в области прогнозирования механических свойств строительных материалов, в том числе для древесины.

В данной статье представлен практический пример реализации алгоритма машинного обучения, основанного на классификации для предсказания механических свойств связей из композитных материалов для соединения деревянных деталей по высоте поперечного сечения и соответствующих им коэффициентов податливости. Анализируются и обсуждаются результаты расчетов, что позволяет выявить практические рекомендации, текущие пробелы в знаниях и предлагаются новые направления для исследований.

Ключевые слова: машинное обучение, классификация, коэффициент податливости, деревянные составные элементы, механическая связь, композитный материал.

APPLICATION OF MACHINE LEARNING ALGORITHMS TO PREDICTION OF COMPLIANCE COEFFICIENTS FOR COMPOSITE BONDS USED TO FOR TIMBER COMPOSITE ELEMENTS

I. A. LADNYKH¹

¹ master of Engineering

Abstract. The purpose of this article is to consider the possibility of practical application of classification-based machine learning algorithms for predicting the mechanical properties of bonds from composite materials and compliance coefficients for wooden structures using these bonds. A review of the literature on the application of machine learning algorithms in the field of predicting the mechanical properties of building materials, including for wood, is presented.

This article presents a practical example of the implementation of a classification-based machine learning algorithm for predicting the mechanical properties of bonds from composite materials for connecting wooden parts along the height of the cross section and their corresponding compliance coefficients. The results of the calculations are analyzed and discussed, which makes it possible to identify practical recommendations, current gaps in knowledge, and suggest new directions for research.

Keywords: machine learning, classification, compliance coefficient, wooden components, mechanical connection, composite material.

Введение.

В последние несколько лет активно применяется одно из направлений искусственного интеллекта – машинное обучение. Подходы машинного обучения обычно можно разделить на два основных типа: обучение с учителем и обучение без учителя [1]. В области строительства первый из них чаще используется для оценки механических свойств бетона [2–7]. В обучении с учителем модели машинного обучения состоят из компьютерных алгоритмов, способных генерировать шаблоны и гипотезы с помощью предоставленного набора данных для прогнозирования будущих значений [1; 8–11]. В области деревянных конструкций машинное обучение развивается в направлении визуального контроля качества древесины [12]. Также машинное обучение разделяется по типу применяемых алгоритмов: классификация или регрессия.

Автором данной статьи предлагается рассмотреть возможности применения алгоритмов машинного обучения, основанного на классификации для предсказания коэффициентов подат-

ливости для деревянных конструкций или элементов с использованием механических связей на основе композитных материалов.

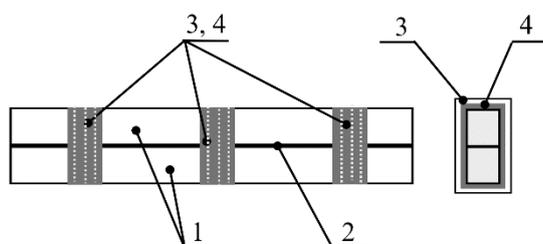
В последние годы были предложены два новых типа механических связей на основе композитных материалов [13; 14]. Суть этих типов механической связи заключается в том, что они выполняются в виде замкнутого контура по высоте поперечного сечения деревянного элемента, скрепляя деревянные детали между собой, и эти механические связи расставляются с расчетным шагом по длине поперечного сечения. По материал данные механические связи подразделяются на 2 группы:

- из однонаправленных углеродволоконных лент на эпоксидной матрице (рис. 1, *а*) [13];
- из стеклоткани на эпоксидной матрице (рис. 1, *б*) [14].

Область применения данных механических связей – создание новых деревянных элементов и конструкций, а также усиление существующих конструкций путем сплочения деревянных деталей по высоте поперечного сечения.

Использование такого типа механических связей для усиления существующих конструкций позволяет остановить развитие трещин и сплотить деревянные детали по высоте поперечного сечения, что повышает несущую способность и снижает деформативность деревянного элемента. Для оценки несущей способности и деформативности деревянных составных элементов с использованием выше представленных связей, применяются коэффициенты податливости k_w и k_i .

а



б

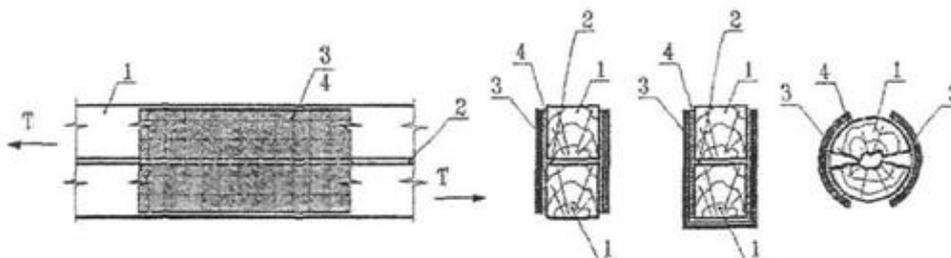


Рисунок 1 – Механические связи на основе композитных материалов:

а – механическая связь, выполненная из однонаправленной углеродволоконной ленты на эпоксидной матрице: 1 – соединяемые деревянные детали; 2 – шов сплачивания или сквозная трещина; 3 – замкнутая обойма из однонаправленной углеродволоконной ленты (линиями обозначены нити основы); 4 – клеевой шов, создающий адгезионные связи на границе раздела «композитного материала-древесины»;

б – механическая связь, выполненная из стеклоткани на эпоксидной матрице:

1 – соединяемые деревянные детали; 2 – шов сплачивания; 3 – композиционный материал, сформированный на конструкции; 4 – клеевой шов, создающий адгезионные связи на границе раздела «КМ-древесина»; $T_{сдв}$ – сдвигающее усилие

Источник: *а* – рисунок собственный; *б* – [14]

Основные результаты предсказания коэффициентов податливости с использованием алгоритмов машинного обучения.

Перед построением алгоритма машинного обучения были проанализованы основные факторы, которые оказывают влияние на величину коэффициентов податливости. Коэффициенты

податливости зависят от механических характеристик связи. В исследованиях описано, что на механические характеристики связи оказывают влияние:

- материал связи (однонаправленная углеродволоконная лента или стеклоткань);
- клей, который используется для приклеивания связи к поверхности древесины;
- механические характеристики композитного материала, из которого выполнена связь, то есть, например, стеклоткань и клей совместно.
- адгезия древесины;
- соотношение длины ленты к длине среза или коэффициент армирования (рис. 5);
- толщина приклеенного композитного материала и эпоксидной ленты после высыхания;
- количество слоев ленты.

Предсказание коэффициентов податливости для деревянного элемента составного сечения проведем в один этап без промежуточного определения механических характеристик связи с учетом следующих допущений:

1. Расход клея на 1 м^2 поверхности будет равен тому расходу, который указывает производитель. Клей по поверхности древесины будет распределен равномерно только в тех зонах, где планируется установка обоев.

2. Установка механических связей, а также последующее их высыхание будет производиться при температуре и влажности, установленной производителем композитного материала и клея. Срок высыхания также устанавливается в соответствии с рекомендациями производителя.

3. Будем пренебрегать значением адгезии между древесиной и композитом, так как в реальных условиях перед установкой композитных обоев принимаются меры по повышению адгезии древесины и чаще всего адгезия древесины на реальных образцах выше, чем на образцах, которые применяются для лабораторных испытаний.

4. В качестве материала древесины будем рассматривать только сосну, так как исследования [13–17] были выполнены только для этого вида древесины, как наиболее широко применяемого.

5. Если диаграмма «нагрузка-деформации» механической связи имеет участки с неупругим характером работы, то в таком случае будем принимать максимальную нагрузку на участке с упругим характером работ и соответствующие им деформации.

6. Разрушение двухсрезовых образцов всегда будет происходить по механической связи.

В работах [13–17] представлены значения коэффициентов податливости k_w и k_i для связей, выполненных из однонаправленных углеродволоконных лент и для связей, выполненных из стеклоткани на эпоксидной матрице. На основании представленных экспериментальных данных было построено дерево решений с использованием пакета `grat` и языка программирования `R`. Коэффициент податливости k_w и коэффициент податливости рассматривались отдельно. Каждая группа данных коэффициента податливости была разделена на 2 класса. В класс А были отнесены все значения коэффициентов податливости больше и равным 0,9, а в класс D были отнесены все оставшиеся значения. Для повышения надежности модели машинного обучения была проведена кросс-валидация и стандартизация каждого набора данных. Результаты классификации представлены на рис. 2 и 3.

Анализируя дерево классификаций для коэффициента податливости k_w , представленное на рис. 2 можно утверждать, следующее:

если количество деревянных деталей, входящих в деревянный составной элемент меньше или равно 2,5, то значение коэффициента податливости k_w будет принадлежать классу А, то есть k_w будет больше или равным 0,9;

если количество деревянных деталей, входящих в деревянный составной элемент больше 2,5, но меньше или равно 6,5, а длина деревянного составного элемента меньше или равна 5 м, то значение коэффициента податливости k_w будет принадлежать классу D, то есть k_w будет меньше 0,9;

если количество деревянных деталей, входящих в деревянный элемент больше 2,5, но меньше или равно 6,5, а длина деревянного составного элемента больше 5 м, то значение коэффициента податливости k_w будет принадлежать классу А, то есть будет больше или равно 0,9;

если количество деревянных деталей, входящих в деревянный элемент больше 6,5, то значение коэффициента податливости k_w будет принадлежать классу D, то есть будет меньше 0,9.

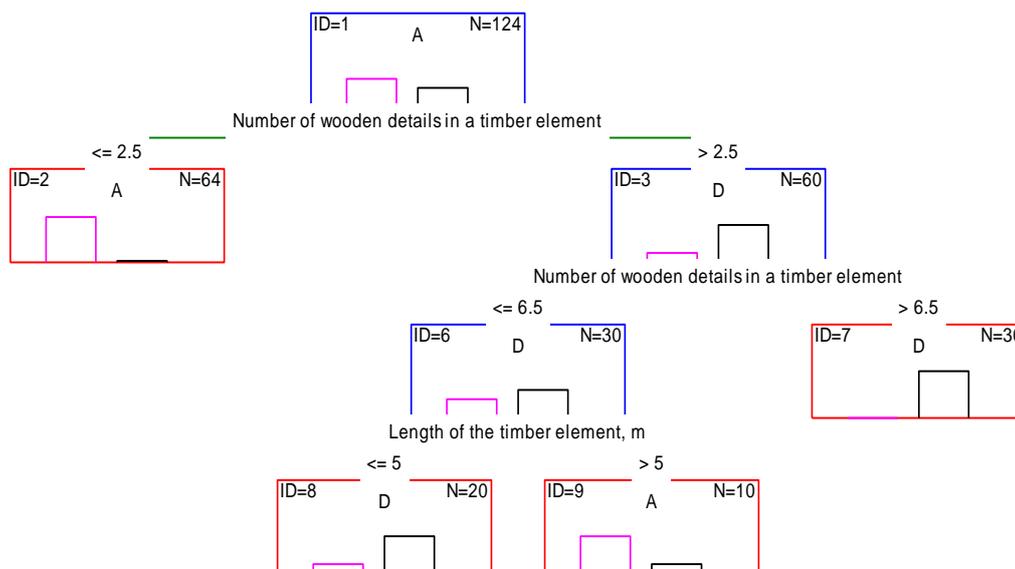


Рисунок 2 – Дерево решений для коэффициента податливости k_w

Источник: рисунок собственный

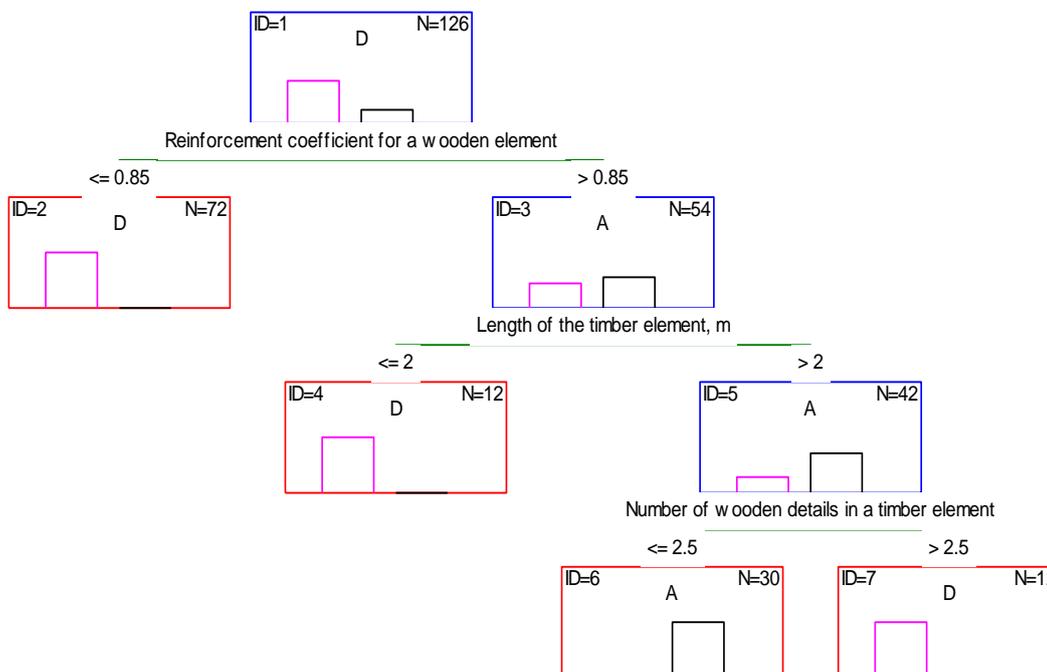


Рисунок 3 – Дерево решений для коэффициента податливости k_i

Источник: рисунок собственный

Матрица ошибок и оценка точности и прецизионности предсказанных значений представлена в табл. 1. Точность модели дерева решений составляет 0,94, что показывает высокую достоверность построенной модели.

Таблица 1 – Матрица ошибок для дерева классификации для коэффициента податливости k_w

Total population		Predicted Class		Accuracy	Precision	Recall	F-Measure
		Positive	Negative				
Actual Class	Positive	70	4	0,94	0,95	0,95	0,95
	Negative	4	46				

Следует обратить внимание на то, что в построенной модели не было представлено влияние коэффициента армирования. Таким образом можно сделать вывод, что на коэффициент армирования не оказывает влияния на коэффициент податливости k_w при проведении классификации. Основными факторами в дереве классификации является количество деталей в деревянном элементе и длина деревянного элемента.

Анализируя дерево классификаций для коэффициента податливости k_i , представленное на рис. 3 можно утверждать, следующее:

если коэффициент армирования деревянного элемента меньше или равен 0,85, то значение коэффициента податливости k_i будет принадлежать классу D, то есть k_i будет меньше 0,9;

если коэффициент армирования деревянного элемента больше 0,85, а длина деревянного составного элемента меньше или равна 2 м, то значение коэффициента податливости k_i будет принадлежать классу D, то есть k_i будет меньше 0,9;

если коэффициент армирования деревянного элемента больше 0,85, а длина деревянного составного элемента больше 2 м и количество деревянных деталей, входящих в состав деревянного элемента меньше или равно 2,5, то значение коэффициента податливости k_i будет принадлежать классу A, то есть k_i будет больше 0,9;

если коэффициент армирования деревянного элемента больше 0,85, а длина деревянного составного элемента больше 2 м и количество деревянных деталей, входящих в состав деревянного элемента больше 2,5, то значение коэффициента податливости k_i будет принадлежать классу D, то есть k_i будет меньше 0,9.

Матрица ошибок и оценка точности и прецизионности предсказанных значений представлена в табл. 2. Точность модели дерева решений составляет 1,00. Это означает, что построенное дерево классификации однозначно правильно относит определяет класс на основании зависимых характеристик. При этом следует отметить, что в данном дереве решений алгоритмом машинного обучения учтен и коэффициент армирования.

Таблица 2 – Матрица ошибок для дерева классификации для коэффициента податливости k_i

Total population		Predicted Class		Accuracy	Precision	Recall	F-Measure
126		Positive	Negative				
Actual Class	Positive	96	0	1,00	1,00	1,00	1,00
	Negative	0	30				

Выводы.

В заключении следует отметить, что в данном исследовании была сделана попытка применить один из классов искусственного интеллекта – машинное обучение с учителем в виде алгоритма классификации для предсказания коэффициентов податливости для деревянных составных элементов с механическими связями, выполненными из композитных материалов. Алгоритм, используемый в этом исследовании, показывают сильную связь между фактическим и прогнозируемым выходом, что подтверждается высокой точностью 0,94 для коэффициента k_w и 1,0 для коэффициента k_i . О важности этих подходов в строительстве свидетельствует их высокий уровень точности среди реальных и прогнозируемых результатов. Алгоритмы машинного обучения с учителем набирают все большую популярность, поскольку позволяют применять уже накопленные знания и данные, а также дают результаты с высокой точностью и снижают материальные затраты. Дальнейшими направлениями исследования могут быть применение других алгоритмов машинного обучения с учителем для предсказания коэффициентов податливости и проведение сравнительного анализа.

Литература:

1. Murphy K. P. Machine Learning: A Probabilistic Perspective / K. P. Murphy. – Massachusetts: The MIT Press Cambridge, 2012. – 1098 p.
2. Ziolkowski, P., and Niedostatkiewicz, M. (2019). Machine learning techniques in concrete mix design. Materials 12 (8), 1256. doi:10.3390/ma12081256
3. Chaabene, W. B., Flah, M., and Nehdi, M. L. (2020). Machine learning prediction of mechanical properties of concrete: Critical review. Constr. Build. Mater. 260, 119889. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119889>

4. Xie, H., Shi, W., Issa, R. R., Guo, X., Shi, Y., and Liu, X. (2020). Machine learning of concrete temperature development for quality control of field curing. *J. Comput. Civ. Eng.* 34 (5), 04020031. doi:10.1061/(asce)cp.1943-5487.0000916
5. Nunez, I., and Nehdi, M. L. (2021). Machine learning prediction of carbonation depth in recycled aggregate concrete incorporating SCMs. *Constr. Build. Mater.* 287, 123027. doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.123027
6. Cheng, M.-Y., Chou, J.-S., Roy, A. F. V., and Wu, Y.-W. (2012). High-performance concrete compressive strength prediction using time-weighted evolutionary fuzzy support vector machines inference model. *Automation Constr.* 28, 106–115. doi:10.1016/j.autcon.2012.07.004
7. Han, T., Siddique, A., Khayat, K., Huang, J., and Kumar, A. (2020). An ensemble machine learning approach for prediction and optimization of modulus of elasticity of recycled aggregate concrete. *Constr. Build. Mater.* 244, 118271. doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.118271
8. A. Singh, A review of supervised machine learning algorithms, in: 2016 3rd Int. Conf. Comput. Sustain. Glob. Dev., 2016, pp. 1310–1315.
9. M. A. Derosseau, J. R. Kasprzyk, W. V. S. Iii, Cement and concrete research computational design optimization of concrete mixtures: a review, *Cem. Concr. Res.* 109 (2018) 42–53, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.04.007>.
10. Y. K. Kim, K. S. Na, Application of machine learning classification for structural brain MRI in mood disorders: critical review from a clinical perspective, *Prog. Neuro-Psychopharmacol. Biol. Psychiatry.* 80 (2018) 71–80, <https://doi.org/10.1016/j.pnpbp.2017.06.024>.
11. H. Salehi, R. Burgueño, Emerging artificial intelligence methods in structural engineering, *Eng. Struct.* (2018), <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.084>
12. T. H. Chun, U. R. Hashim, S. Ahmad, L. B. Salahuddin, N. H. Choon, and K. Kanchymalay, “A review of the automated timber defect identification approach,” *International Journal of Electrical*
13. Ладных, И. А. Использование современных материалов для усиления деревянных конструкций / И. А. Ладных// Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности: материалы Междунар.науч.-техн. конф. молодых ученых, Могилев, 26–27 октября 2017 г. / М-во образования Респ. Беларусь, М-во образования и науки Рос. Федерации, Белорус.-Рос. ун-т ; И. С. Сазонов (гл. ред.) [и др.]. – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2017. – С. 196.
14. Линьков, Н. В. Соединения деревянных конструкций композиционным материалом на основе эпоксидной матрицы и стеклоткани [Текст] : монография / Н. В. Линьков ; М-во образования и науки Российской Федерации. – Москва: ФГБОУ ВПО «МГСУ», 2012. – 195 с. : ил., табл.; 21 см. – (Библиотека научных разработок и проектов МГСУ / ФГБОУ ВПО «Московский гос. строительный ун-т»)
15. Ладных, И. А. Исследование работы деревянных элементов, усиленных углеродволоконной облойкой / И. А. Ладных// Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР)»: сб. тр. II Междунар. науч.-технич. конф., Брест, 29–30 марта 2018 г. – Брест, – 2018. – С. 76–81.
16. Ладных, И. А. «УВ-обоймы» для усиления деревянных сжато-изогнутых элементов / И. А. Ладных// Строительство – формирование среды жизнедеятельности: сб. тр. XXI Междунар. межвуз. науч.-практ. конф., Москва, 25–27 апр. 2018 г. – М., 2018. – С.151–154.
17. Ладных, И. А. К вопросу расчета композитных усиливающих элементов / И. А. Ладных// Вестник гражданских инженеров. – 2018. – № 2 (67). – С.60–65.

References:

1. Murphy K. P. *Machine Learning: A Probabilistic Perspective* / K. P. Murphy. – Massachusetts: The MIT Press Cambridge, 2012. – 1098 p.
2. Ziolkowski, P., and Niedostatkiewicz, M. (2019). Machine learning techniques in concrete mix design. *Materials* 12 (8), 1256. doi:10.3390/ma12081256
3. Chaabene, W. B., Flah, M., and Nehdi, M. L. (2020). Machine learning prediction of mechanical properties of concrete: Critical review. *Constr. Build. Mater.* 260, 119889. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119889>
4. Xie, H., Shi, W., Issa, R. R., Guo, X., Shi, Y., and Liu, X. (2020). Machine learning of concrete temperature development for quality control of field curing. *J. Comput. Civ. Eng.* 34 (5), 04020031. doi:10.1061/(asce)cp.1943-5487.0000916

5. Nunez, I., and Nehdi, M. L. (2021). Machine learning prediction of carbonation depth in recycled aggregate concrete incorporating SCMs. *Constr. Build. Mater.* 287, 123027. doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.123027
6. Cheng, M.-Y., Chou, J.-S., Roy, A. F. V., and Wu, Y.-W. (2012). High-performance concrete compressive strength prediction using time-weighted evolutionary fuzzy support vector machines inference model. *Automation Constr.* 28, 106–115. doi:10.1016/j.autcon.2012.07.004
7. Han, T., Siddique, A., Khayat, K., Huang, J., and Kumar, A. (2020). An ensemble machine learning approach for prediction and optimization of modulus of elasticity of recycled aggregate concrete. *Constr. Build. Mater.* 244, 118271. doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.118271
8. A. Singh, A review of supervised machine learning algorithms, in: 2016 3rd Int. Conf. Comput. Sustain. Glob. Dev., 2016, pp. 1310–1315.
9. M. A. Derosseau, J. R. Kasprzyk, W. V. S. Iii, Cement and concrete research computational design optimization of concrete mixtures: a review, *Cem. Concr. Res.* 109 (2018) 42–53, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.04.007>.
10. Y. K. Kim, K. S. Na, Application of machine learning classification for structural brain MRI in mood disorders: critical review from a clinical perspective, *Prog. Neuro-Psychopharmacol. Biol. Psychiatry.* 80 (2018) 71–80, <https://doi.org/10.1016/j.pnpbp.2017.06.024>.
11. H. Salehi, R. Burgueño, Emerging artificial intelligence methods in structural engineering, *Eng. Struct.* (2018), <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.084>
12. T. H. Chun, U. R. Hashim, S. Ahmad, L. B. Salahuddin, N. H. Choon, and K. Kanchymalay, “A review of the automated timber defect identification approach,” *International Journal of Electrical*
13. Ladnyh, I. A. Ispolzovanie sovremennykh materialov dlya usileniya derevyannykh konstrukcij / I. A. Ladnyh// *Novye materialy, oborudovanie i tekhnologii v promyshlennosti: materialy Mezhdunar.nauch.-tekhn. konf. molodykh uchenykh, Mogilev, 26–27 oktyabrya 2017 g. / M-vo obrazovaniya Resp. Belarus', M-vo obrazovaniya i nauki Ros. Federacii, Belorus.-Ros. un-t ; I. S. Sazonov (gl. red.) [i dr.]. – Mogilev: Belorus.-Ros. un-t, 2017. – S. 196.*
14. Linkov, N. V. Soedineniya derevyannykh konstrukcij kompozicionnym materialom na osnove epoksidnoj matricy i steklotkani [Tekst] : monografiya / N. V. Lin'kov ; M-vo obrazovaniya i nauki Rossijskoj Federacii.. – Moskva: FGBOU VPO "MGSU", 2012. – 195 s.
15. Ladnyh, I. A. Issledovanie raboty derevyannykh elementov, usilennykh uglerodvolokonnoj obojmoj / I. A. Ladnyh// *Teoriya i praktika issledovanij i proektirovaniya v stroitel'stve s primeneniem sistem avtomatizirovannogo proektirovaniya (SAPR)»: sb. tr. II Mezhdunar. nauch.-tekhnich. konf., Brest, 29–30 marta 2018 g. – Brest, – 2018. – S.76–81.*
16. Ladnyh, I. A. «UV-oboymy» dlya usileniya derevyannykh szhato-izognutykh elementov / I. A. Ladnyh// *Stroitel'stvo – formirovanie sredey zhiznedeyatel'nosti: sb. tr. XXI Mezhdunar. mezhvuz. nauch.-prakt. konf., Moskva, 25–27 apr. 2018 g. – M., – 2018. – S. 151–154.*
17. Ladnyh, I. A. K voprosu rascheta kompozitnykh usilivayushchih elementov / I. A. Ladnyh// *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov. – 2018. – № 2 (67). – S. 60–65.*

**АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ
ИССЛЕДОВАНИЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗГИБУ НЕРАЗРЕЗНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, АРМИРОВАННЫХ КОМПОЗИТНОЙ И СТАЛЬНОЙ
АРМАТУРОЙ В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ НАД ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ОПОРОЙ**

А. И. ГИЛЬ¹

¹старший преподаватель кафедры строительных конструкций
Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой
г. Новополоцк, Республика Беларусь

Аннотация. В статье представлено сопоставление результатов ранее проведенных экспериментальных и теоретических исследований сопротивления изгибу неразрезных железобетонных балок, армированных композитной и стальной арматурой (комбинированное армирование) в растянутой зоне над промежуточной опорой. Сопоставлены опытные и теоретические значения углов пластического поворота сечения над промежуточной опорой в зависимости от величины действующего изгибающего момента при предельной и эксплуатационной нагрузке, предельных опорных изгибающих моментов, изгибающих моментов образования трещин нормального отрыва в зоне над промежуточной опорой, ширины раскрытия трещины нормального отрыва над промежуточной опорой. Представлены характерные стадии работы неразрезных балок под нагрузкой. Представлен вариант описания пластического шарнира над промежуточной опорой в виде зависимости величины угла пластического поворота сечения от величины опорного изгибающего момента. Показан вариант ограничения уровня перераспределения изгибающих моментов между пролетами и опорой для рассматриваемых конструкций.

Ключевые слова: неразрезные железобетонные балки, композитная арматура, комбинированное армирование, сопротивление изгибу, угол пластического поворота

**ANALYSIS OF EXPERIMENTAL AND THEORETICAL RESULTS
STUDIES OF BENDING RESISTANCE OF CONTINUOUS REINFORCED CONCRETE
BEAMS REINFORCED WITH COMPOSITE AND STEEL REINFORCEMENT
IN THE STRETCHED ZONE ABOVE THE INTERMEDIATE SUPPORT**

A. I. HIL¹

¹senior lecturer of the Department of Building Structures
Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk
Novopolotsk, Republic of Belarus

Abstract. The article presents a comparison of the results of previously conducted experimental and theoretical studies of the bending resistance of continuous reinforced concrete beams formed by composite and steel reinforcement (combined reinforcement) in the stretched zone above the intermediate support. Experimental and theoretical values of the angles of plastic rotation of the cross section above the intermediate support are compared depending on the magnitude of the acting bending moment at the maximum and operational load, the maximum support bending moments, the bending moments of the formation of cracks of normal tear in the zone above the intermediate support, the width of the crack opening of normal separation above the intermediate support. The characteristic stages of operation of continuous beams under load are presented. A version of the description of a plastic hinge over an intermediate support is presented in the form of a dependence of the magnitude of the angle of plastic rotation of the section on the magnitude of the supporting bending moment. A version of limiting the level of redistribution of bending moments between the spans and the support for the structures under consideration is shown.

Keywords: continuous reinforced concrete beams, composite reinforcement, combined reinforcement, bending resistance, angle of plastic rotation

Введение.

На сегодняшний день все большее внимание уделяется разработкам экономически выгодных и эффективных вариантов применения композитной арматуры в изгибаемых железобетонных элементах, которые не будут требовать дополнительных технологических мероприятий на устранение главных недостатков композитной арматуры. Высокое сопротивление растяжению (более 1100 МПа) композитной арматуры не позволяет решить главную проблему ее применения в качестве рабочей в железобетонных изгибаемых конструкциях, а именно низкого значения модуля упругости (не более 50 ГПа). Исследования [1; 2] показывают, что при работе железобетонного изгибаемого элемента, армированного в растянутой зоне только композитной арматурой, после образования трещин нормального отрыва практически полностью отсутствует зона пластического деформирования и разрушение происходит из-за раздробления сжатой зоны бетона. Ситуация может быть значительно улучшена при использовании в растянутой зоне железобетонного элемента совместно композитной и стальной арматуры (комбинированное армирование). Был рассмотрен вариант применения комбинированного армирования в растянутой зоне над промежуточной опорой неразрезных железобетонных балок.

Экспериментальные исследования проводились в испытательной лаборатории учреждения образования «Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой» [3]. Программа экспериментальных исследований включала испытания неразрезных железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны над промежуточной опорой с различным соотношением предельных усилий в композитной и стальной арматуре [3; 4]. Характеристики опытных балок представлены в табл. 1.

Таблица 1 – Характеристики опытных балок

Маркировка балок	Размеры поперечного сечения $b \times h$, мм	Армирование растянутой зоны над промежуточной опорой	$N_{ult,f}$ — $N_{ult,s}$
Б1Э	120x190	2Ø12 S500	—
Б2Э		2Ø10FRP ¹⁾	—
Б3		2Ø10 S500, Ø8FRP	0,42
Б4		2Ø8 S500, Ø10FRP	1,03
Б5		2Ø6 S500, Ø12FRP	3
Б6		2Ø6 S500, 2Ø10FRP	4,2

Примечание: FRP – композитная арматура на основе стеклянных волокон;
 $N_{ult,f}$ – предельное растягивающее усилие в композитной арматуре, Н;
 $N_{ult,s}$ – предельное растягивающее усилие в стальной арматуре, Н.

Результаты экспериментальных исследований сопоставлялись с результатами теоретических исследований, согласно расчетной модели и методике расчета сопротивления изгибу неразрезных железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны над промежуточной опорой [5].

Результаты исследований и их анализ.

Одной из целей исследования было получение значений предельных углов пластического поворота поперечного сечения над промежуточной опорой и их зависимость от соотношения значений высоты сжатой зоны бетона после перераспределения усилий (x_u) к значениям рабочей высоты сечения над промежуточной опорой (d), которые были получены в ходе экспериментальных и теоретических исследований. Полученные зависимости углов поворота от соотношения (x_u/d) сравнивались с установленными допускаемыми зависимостями для стальной арматуры в соответствии с СП5.03.01-2020 и с зависимостями для неразрезных железобетонных конструкций с соотношением предельных усилий в композитной и стальной арматуре комбинированного армирования 0,43 (процентное соотношение предельного усилия в композитной арматуре к стальной 30/70), 1 (50/50) и 2,3 (70/30), построенными в соответствии с методикой расчета [5].

Анализ графика предельных значений углов пластического поворота сечения над промежуточной опорой опытных железобетонных балок (рис. 1), показывает, что опытные значения уг-

лов пластического поворота и соотношения (x_u/d) соответствуют расчетным и не превышают предельные значения, приведенные для балок, армированных стальной арматурой.

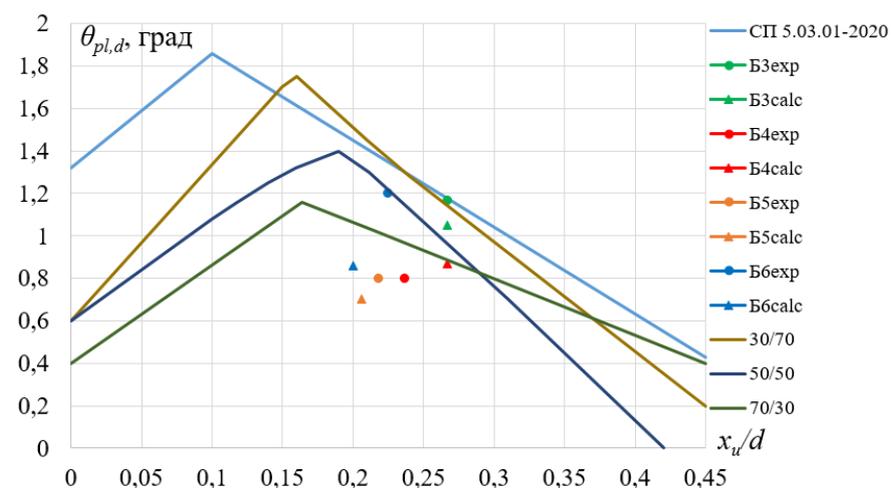


Рисунок 1 – Предельные значения углов пластического поворота сечения над промежуточной опорой опытных балок

Было проведено сопоставление опытных зависимостей «опорный изгибающий момент – угол поворота» с расчетными, определенными по методике [5], иллюстрируют их качественное и количественное соответствие (рис. 2).

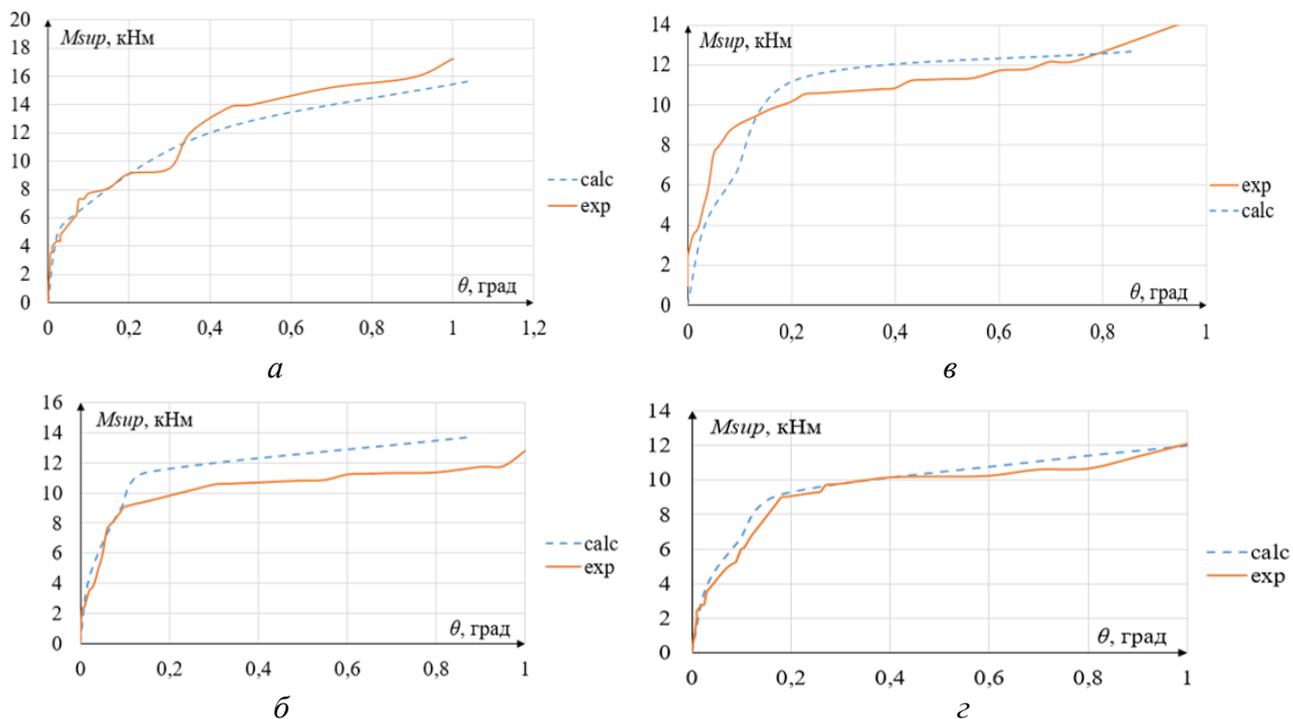


Рисунок 2 – Опытные (exp) и расчетные (calc) зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота» для опытных балок: а – Б3; б – Б4; в – Б5; г – Б6

Результаты сопоставления значения опытного опорного изгибающего момента с расчетным при предельной нагрузке приведены в табл. 2. Сравнение расчетных опорных изгибающих моментов при предельной нагрузке с опытными для балок Б3–Б6 показали их удовлетворительную сходимость.

Таблица 2 – Результаты сопоставления опытного значения опорного изгибающего момента при предельной нагрузке с расчетным

Опытная балка	$M_{Ru,sup}^{exp}$, кНм	$M_{Ru,sup}^{clc}$, кНм	$M_{Ru,sup}^{exp} / M_{Ru,sup}^{clc}$
Б1Э	20,99	20,0	1,05
Б2Э	5,8	6,8	1,17
Б3	17,27	15,6	1,11
Б4	12,81	13,7	0,94
Б5	13,23	12,7	1,04
Б6	12,07	11,1	1,09

Расчетный изгибающий момент образования трещин в растянутой зоне над промежуточной опорой определялся в соответствии с [5], с учетом эффективной высоты растянутой зоны поперечного сечения сопоставлялся с опытными данными (табл. 3).

Таблица 3 – Результаты сопоставления опытного значения опорного изгибающего момента образования трещин с расчетным

Опытная балка	$M_{cr,sup}^{exp}$, кНм	$M_{cr,sup}^{clc}$, кНм	$M_{cr,sup}^{exp} / M_{cr,sup}^{clc}$
Б1Э	5,92	6,6	0,9
Б2Э	2,82	2,58	1,09
Б3	3,52	2,3	1,07
Б4	2,77	2,5	1,08
Б5	3,84	3,01	1,13
Б6	3,47	3,3	1,08

Ширина раскрытия центральной трещины в уровне центра тяжести растянутых стальных и композитных стержней над промежуточной опорой определялась в соответствии с [5], как сумма значений взаимного проскальзывания композитной и стальной арматуры относительно бетона на длине рассматриваемых участков слева и справа от краев трещины нормального отрыва и сопоставлялась с опытными данными (табл. 4). Сравнение расчетных значений опорных изгибающих моментов трещинообразования и ширины раскрытия трещин с опытными значениями для балок Б3–Б6 показали их удовлетворительную сходимость.

Таблица 4 – Результаты сопоставления опытного значения ширины раскрытия центральной трещины над промежуточной опорой при предельной нагрузке с расчетным

Опытная балка	w_{sup}^{exp} , мм	w_{sup}^{clc} , мм	$w_{sup}^{exp} / w_{sup}^{clc}$
Б1Э	0,21	0,24	1,14
Б2Э	0,54	0,4	1,35
Б3	0,25	0,22	1,14
Б4	0,3	0,27	1,11
Б5	0,35	0,31	1,13
Б6	0,34	0,31	1,1

Анализ работы опытных балок под нагрузкой показал, что упругое состояние работы растянутой зоны с комбинированным армированием над промежуточной опорой (стальная и композитная арматура работают упруго, большую часть растягивающих усилий воспринимает стальная арматура) характеризуется перераспределением усилий за счет проскальзывания стальных и композитных стержней в бетоне. При начале текучести стальной арматуры в составе комбинированного армирования происходит увеличение угла поворота сечения над промежуточной опорой, при этом опорный изгибающий момент замедляет увеличение. В это время композит-

ная арматура в составе комбинированного армирования начинает воспринимать все большие растягивающие усилия, используя потенциал пластического деформирования зоны над промежуточной опорой, и достигается дополнительное перераспределение изгибающих моментов между пролетами и промежуточной опорой балок.

Для описания параметров пластического шарнира в растянутой зоне над промежуточной опорой с комбинированным армированием изгибаемых балок, возможно использование билинейной зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота». Базовые точки графика принимаются исходя из расчетных данных с координатами (M_{sup} (кНм); θ (град)).

При упрощенном расчете сопротивления изгибу неразрезных балок с комбинированным армированием растянутой зоны над промежуточной опорой допустимая степень перераспределения внутренних изгибающих моментов может ограничиваться максимальным углом пластического поворота поперечного сечения над промежуточной опорой при его предельной прочности.

Опытные значения углов пластического поворота при эксплуатационной нагрузке в поперечном сечении над опорой сравнивались с расчетными данными, в критическом сечении в пролете с предельным углом поворота по [5]. Результаты приведены в табл. 5.

Таблица 5 – Результаты сопоставления значения угла пластического поворота в растянутой зоне в пролете и над промежуточной опорой при эксплуатационной нагрузке с максимально допустимым при заданном уровне загрузки

Опытная балка	θ_{sup}^{calc} , град	θ_{sup}^{exp} , град	θ_{sup}^{max} , град	θ_{sp}^{calc} , град	θ_{sp}^{max} , град
Б3	0,55	0,6	1,1	0,527	1,6
Б4	0,527	0,5	1,1	0,637	1,6
Б5	0,6	0,55	1,05	0,67	1,7
Б6	0,872	1,0	1,1	1,28	1,4

Сопоставление опытных значений изгибающих моментов в неразрезных двухпролетных балках с комбинированным армированием растянутой зоны над промежуточной опорой с расчетными значениями, полученными по методике [5], в рассматриваемых конструкциях с вписанными пластическими шарнирами, описанными по билинейным зависимостям «опорный изгибающий момент – угол поворота» и ограничением угла пластического поворота в растянутой зоне над опорой по графику 1, в пролетной зоне согласно [6, с. 28] для опытных балок Б3–Б6 при эксплуатационной нагрузке, показывает перераспределение изгибающих моментов между зоной над промежуточной опорой и в пролете. Расхождение между теоретическими и опытными данными не превышает 12 %.

Выводы.

Результаты исследований показывают, что при расчете сопротивления изгибу неразрезных железобетонных балок, армированных стальной и композитной арматурой в растянутой зоне над промежуточной опорой, допустимая степень перераспределения изгибающих моментов между пролетами и промежуточной опорой может быть ограничена в зависимости от соотношения предельных растягивающих усилий в композитной и стальной арматуре комбинированного армирования согласно расчетной модели [5].

Литература:

1. Лешкевич, О. Н. Перспективы применения композитной арматуры / О. Н. Лешкевич // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы III международного симпозиума (Минск, 9–11 ноября 2011 г.) : в 2 т. / [редкол.: М. Ф. Марковский (гл. ред.) и др.]. – Т. 1: Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 262–268.
2. Мясников А. Л. Изгибаемые конструкции со стеклопластиковой арматурой / А. Л. Мясников, Е. П. Телешман, А. А. Варламов // Актуальные проблемы современной науки, техники и образования: материалы 72-й международной научно-технической конференции / под ред. В. М. Колокольцева. Магнитогорск: Изд-во Магнитогорск. гос. техн. ун-та им. Г. И. Носова, 2014. – Т.2. – С. 70–74.
3. Гиль, А. И. Методика экспериментальных исследований неразрезных железобетонных балок с гибридным армированием растянутой зоны центрального опорного сечения / А. И. Гиль, Е. Д.

Лазовский // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2019. – № 16. – С. 59–64.

4. Гиль, А. И. Результаты экспериментальных исследований сопротивления изгибу статически неопределимых железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны опорного сечения / А. И. Гиль // Вестн. Полоцкого государственного университета. Серия Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2021. – № 16. – С. 58–64.

5. Hil, A. I. Analysis of the bending continuous rc-beams with hybrid reinforcement in the tensile zone under intermedia support / A. I. Hil, Y. D. Lazouski // Вестн. Брест. гос. ун-та. – 2021. – № 3. – С. 5–8.

6. СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции / М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Минск: 2020. – 236 с.

References:

1. Leshkevich, O. N. *Perspektivy primeneniya kompozitnoj armatury* / O. N. Leshkevich // Problemy sovremennogo betona i zhelezobetona : materialy III mezhdunarodnogo simpoziuma (Minsk, 9–11 noyabrya 2011 g.) : v 2 vol. / [redkol.: M. F. Markovskij (gl. red.) i dr.]. – Vol. 1: Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. – P. 262–268. (rus)

2. Myasnikov A. L. *Izgibaemye konstrukcii so stekloplastikovej armaturoj* / A. L. Myasnikov, E. P. Teleshman, A. A. Varlamov // Aktual'nye problemy sovremennoj nauki, tekhniki i obrazovaniya: materialy 72-j mezhdunarodnoj nauchno-tekhnicheskoy konferencii / pod red. V. M. Kolokol'ceva. Magnitogorsk: Izd-vo Magnitogorsk. gos. tekhn. un-ta im. G. I. Nosova, 2014. Vol.2. P. 70–74. (rus)

3. Gil', A. I. *Metodika eksperimental'nyh issledovaniy nerazreznyh zhelezobetonnyh balok s gibridnym armirovaniem rastyanutoj zony central'nogo opornogo secheniya* / A. I. Gil', E. D. Lazovskij // Vestnik Polockogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. Stroitel'stvo. – 2019. – № 16. – P. 59–64. (rus)

4. Gil', A. I. *Rezultaty eksperimental'nyh issledovaniy soprotivleniya izgibu staticheski neopredelimiym zhelezobetonnyh balok s kombinirovannym armirovaniem rastyanutoj zony opornogo secheniya* / A. I. Gil' // Vestnik Polockogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki. – 2021. – № 16. – S. 58–64. (rus)

5. Hil, A. I. *Analysis of the bending continuous rc-beams with hybrid reinforcement in the tensile zone under intermedia support* / A. I. Hil, Y. D. Lazouski // Vestnik BrGTU. – 2021. – № 3. – P. 5–8.

6. SP 5.03.01-2020 *Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii* / M-vo arhitektury i stroi-tel'stva Resp. Belarus'. – Minsk: 2020. – 236 pp. (rus)

ПОГРЕШНОСТЬ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫХ МОДЕЛЕЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НАИЛУЧШИМ ОБРАЗОМ СООТВЕТСТВУЮЩИХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМ РЕЗУЛЬТАТАМ

В. В. НАДОЛЬСКИЙ^{1,2}

¹ к.т.н., доцент, доцент кафедры «Технологии строительного производства»,
УО «Брестский государственный технический университет»,

г. Брест, Республика Беларусь,

² доцент кафедры «Строительные конструкции имени
доктора технических наук, профессора Т. М. Пецольда»,

Белорусский национальный технический университет,

г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. Наблюдается явный тренд развития принципа проектирования на основе технологии компьютерного численного моделирования. Неоспоримые преимущества использования численных моделей демонстрируются в многих работах. Однако применение численного моделирования следует проводить с высокой степенью осторожности и скептицизма. Одной из важных проблем в этом направлении является отсутствие статистических параметров неопределенности (погрешности) численных моделей, необходимых для разработки формата безопасности и калибровки значений частных коэффициентов. Статистические характеристики погрешности численных моделей остаются наименее изученными, поэтому в большинстве случаев результаты, полученные с помощью численных моделей, считаются абсолютно точными, что не может быть истиной. Данный аспект послужил мотивом данного исследования, в котором представлены пилотные результаты анализа неопределенности численных моделей для моделей наилучшим образом соответствующих экспериментальным данным, т. е. параметры моделей подбирались таким образом, чтобы несущая способность наиболее близко соответствовала экспериментальной.

Ключевые слова: численная модель несущей способности, модель сопротивления, стальные конструкции, надежность, неопределенность, погрешность моделирования, метод конечных элементов.

THE UNCERTAINTY OF FINITE ELEMENT MODELS OF THE BEARING CAPACITY BEST FIT TO THE EXPERIMENTAL RESULTS

V. V. NADOLSKIY^{1,2}

¹ PhD in engineering, Associate Professor, Associate Professor of the Department of "Technologies of Construction Production", Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus,

² Associate Professor of the Department " Building structures named after Doctor of

Technical Sciences, Professor T. M. Petzold",

Belarusian National Technical University,

Minsk, Republic of Belarus

Abstract. There is a clear trend in the development of the design principle based on the technology of computer numerical modeling. The undeniable advantages of using numerical models are demonstrated in many works. However, the application of numerical modeling should be carried out with a high degree of caution and skepticism. One of the important problems in this direction is the lack of statistical parameters of uncertainty (error) of numerical models necessary for the development of a safety format and calibration of the values of partial coefficients. The statistical characteristics of the error of numerical models remain the least studied, so in most cases the results obtained using numerical models are considered absolutely accurate, which cannot be true. This aspect served as the motive for this study, which presents the pi-lot results of the uncertainty analysis of numerical models for models that best correspond to experimental data, i. e. the parameters of the models were selected in such a way that the load-bearing capacity most closely corresponded to the experimental one.

Keywords: numerical model of load-bearing capacity, resistance model, steel structures, reliability, uncertainty, modeling error, finite element method.

Введение.

Сейчас наблюдается явный тренд развития принципа проектирования на основе технологии компьютерного численного моделирования. Неоспоримые преимущества использования численных моделей демонстрируются в многих работах [1–16]. В работе [17] выделены случаи, когда применение численных моделей сопротивления необходимо или, по крайней мере, полезно: «1) при отсутствии классических моделей сопротивления; 2) при "ограниченных" классических моделях сопротивления; 3) при отсутствии адекватных классических моделей сопротивления; 4) при использовании большого количества однотипных конструктивных элементов; 5) для подтверждения предположений, сделанных в классических моделях сопротивления; 6) для сокращения объема и сроков экспериментальных исследований». В дополнение к работе [17] следует отметить, что численные модели сопротивления не исключают необходимости проведения физических экспериментов для расширения и наполнения экспериментальных баз данных, однако численные модели сопротивления могут помочь выполнить «проектирование на основе компьютерных экспериментов». Все больше исследователей отмечают тот факт, что численные модели становятся общедоступным инструментом, однако их гораздо сложнее стандартизировать, чем модели сопротивления, основанные на более низких уровнях аппроксимации [17].

Однако применение численного моделирования следует проводить со здоровой степенью осторожности и скептицизма. Существуют вопросы, на которые следует ответить с помощью научно обоснованных рекомендаций.

Первый из них – это выбор параметров численной модели. На первых этапах развития технологии компьютерного моделирования несущей способности основной фокус был сделан на применении моделей в научных исследованиях преимущественно в качестве инструмента параметрического исследования для отдельной модели, откалиброванной по экспериментальным данным (т. е. параметры модели были подобраны таким образом, чтобы модель наилучшим образом соответствовала экспериментальным данным). Однако для расширения области применения и стандартизации данного метода необходимо создание универсальных принципов создания моделей и указаний по назначению правил их реализации. В этом направлении будет полезна работа [18], в которой выполнен аналитический обзор параметров численных моделей и представлены общие рекомендации по их выбору и назначению. Также в ближайшем будущем планируется разработка национального стандарта в этом направлении и в 2025 г. ожидается издание нового европейского стандарта EN 1993-1-14 «Проектирование с использованием анализа конечных элементов».

Второй важной проблемой является отсутствие статистических параметров неопределенности численных моделей, необходимых для разработки формата безопасности и калибровки значений частных коэффициентов. Статистические характеристики погрешности численных моделей остаются наименее изученными. Это и послужило мотивом данного исследования, в котором представлены пилотные результаты неопределенности численных моделей. Результаты данного исследования представляют малую часть решаемой проблемы и являются стимулом для дальнейших исследований.

Результаты исследования.

Для изучения погрешности численной модели была составлена база данных на основании результатов, представленных в литературных источниках. Наибольший акцент сделан на численных моделях для потери устойчивости частей поперечного сечения. Одним из мотивов сфокусироваться именно на этих элементах является то, что классические модели являются наиболее сложными и консервативными [19; 20], и, таким образом, использование численных моделей улучшит оценку сопротивления.

Принята гипотеза, что статистические параметры, оцененные таким образом будут минимальными, так как исследователи в своих работах ставили целью разработку таких численных моделей, которые бы наилучшим образом описывали экспериментальные результаты. Следует ожидать, что среднее значение погрешности моделирования будет приближено максимально к единичному значению, а коэффициент вариации будет минимально возможным.

База данных представлена в табл. 1. В столбце таблицы «Источник» содержится ссылка на литературный источник, в котором представлено описание и собственно сама численная модель. В столбце таблицы «На основе» содержится ссылка на литературный источник, в котором представлены результаты экспериментальных исследований. Следует отметить, что базу данных можно разделить на две подгруппы. Первая подгруппа включает данные, в которых физический эксперимент и численная модель выполнены одним и тем же автором или группой авторов. Вторая подгруппа включает данные из разных источников. По этим двум подгруппам можно выполнить анализ чувствительности к наличию полноты исходной информации об экспериментальном исследовании и возможного субъективизма в разработке численной модели для подгонки к экспериментальным данным. Столбец «Шифр» содержит краткое обозначение экспериментального образца согласно оригинальному источнику. В последующих столбцах представлены значения несущей способности, определенные на основе физического эксперимента F_{exp} и на основе компьютерного численного моделирования F_{fea} .

Таблица 1 – Погрешность моделирования на основе литературных источников

№ п/п	Источник	Шифр	F_{exp} , кН	F_{fea} , кН	F_{exp} / F_{fea}	№ п/п	Источник	Шифр	F_{exp} , кН	F_{fea} , кН	F_{exp} / F_{fea}
1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
1	[1]	B3-3	70.5	77.1	0.915	58	[9]	G3	1412	1412	1.000
2	[1]	B3-7	90.7	88.7	1.022	59	[9]	G4	1591	1500	1.061
3	[1]	B3-12	111.3	115.9	0.961	60	[10]	1	754.2	748.7	1.007
4	[1]	B3-20	130.6	135.2	0.966	61	[10]	2	956.5	915.7	1.045
5	[1]	LS1	808	811	0.996	62	[10]	3	764.8	756.6	1.011
6	[1]	H1-T1	2542	2413	1.053	63	[10]	4	949	941.9	1.008
7	[1]	G8	996	973	1.024	64	[10]	5	1192	1131	1.054
8	[1]	T01-4	535	515.8	1.037	65	[10]	6	1119	1079	1.037
9	[1]	T02-4	480	456.3	1.052	66	[10]	7	1077	1047	1.029
10	[1]	T03-4	500	488.3	1.024	67	[10]	8	1263	1239	1.019
11	[1]	VT03-4	715	649.8	1.100	68	[10]	9	1220	1193	1.023
12	[1]	VT05-4	410	404.7	1.013	69	[10]	10	1090	1074	1.014
13	[1]	PG1-2SP1	205	204.4	1.003	70	[10]	11	1281	1245	1.029
14	[1]	PG1-2SP2	208	206.5	1.007	71	[10]	12	772.4	732.1	1.055
15	[1]	PG3-3SP2	106	109.7	0.966	72	[11]	G1	132.2	143.1	0.924
16	[1]	PG4-3SP2	44	43.6	1.009	73	[11]	G2	158.9	162.1	0.980
17	[1]	PG5-1BSP	79	83.7	0.944	74	[11]	G3	206.3	201.2	1.025
18	[2]	SP1200	1030	1013	1.017	75	[11]	G4	249.2	254.6	0.979
19	[3]	SP1200	1030	1027	1.003	76	[11]	G5	274.2	264.5	1.037
20	[3]	SP600	846	892	0.948	77	[11]	G6	301.4	300.2	1.004
21	[4]	I	659	636.8	1.035	78	[12]	P200	544	540	1.007
22	[4]	II	1034	1075	0.962	79	[12]	P660	660	678	0.973
23	[4]	III	949	909.7	1.043	80	[12]	P808	808	833	0.970
24	[5]	I	659	657	1.003	81	[13]	1a	727	710	1.024
25	[5]	II	1034	1010	1.024	82	[13]	1b	790	778	1.015
26	[5]	III	949	914	1.038	83	[13]	2a	1209	1298	0.931
27	[6]	A15	143.3	142.7	1.004	84	[13]	2b	1250	1300	0.962
28	[6]	A12	154.6	144.3	1.071	85	[13]	G1	1453	1494	0.973
29	[6]	A1	165	166.0	0.994	86	[13]	G2	1569	1524	1.030
30	[6]	A11	199	204.1	0.975	87	[13]	G3	1412	1428	0.989

1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
31	[6]	A2	215	224.5	0.958	88	[13]	G4	1591	1468	1.084
32	[6]	A13	230	242.3	0.949	89	[13]	G1	1453	1408	1.032
33	[6]	A14	165.9	148.0	1.120	90	[13]	G2	1569	1446	1.085
34	[6]	A4	180	156.8	1.147	91	[13]	G3	1412	1355	1.042
35	[6]	A3	183	174.5	1.048	92	[13]	G4	1591	1408	1.130
36	[6]	A17	194.3	193.0	1.006	93	[14]	SO	1934	1991	0.971
37	[6]	A5	225	227.1	0.991	94	[14]	SC	2049	2134	0.960
38	[6]	A6	259	251.7	1.029	95	[14]	UO	2173	2186	0.994
39	[6]	A7	255	281.2	0.907	96	[14]	UC	2087	2125	0.982
40	[6]	A16	244.6	254.7	0.960	97	[18]	G6-T1	516	542	0.952
41	[7]	C-3-0	85.9	86.8	0.990	98	[18]	G7-T1	623	649	0.960
42	[7]	C-3-50	107.6	104.2	1.033	99	[18]	G7-T2	645	649	0.994
43	[7]	C-3-100	102.9	102.9	1.000	100	[18]	G8-T1	378	403	0.938
44	[7]	C-6-150	360.2	358.3	1.005	101	[18]	G8-T2	445	562	0.792
45	[7]	C-6-0	239.9	236.3	1.015	102	[18]	G8-T3	516	562	0.918
46	[7]	C-6-50	275.9	274.4	1.005	103	[18]	2.2	75	75	1.000
47	[7]	C-6-100	300.3	293.5	1.023	104	[18]	US3/5	90	99	0.909
48	[8]	nr700ad15	309.2	319.2	0.969	105	[18]	STG1	60	53	1.132
49	[8]	r700ad15	327.1	354.6	0.923	106	[18]	STG4	35	25	1.400
50	[8]	nr600ad2	260.6	270.8	0.962	107	[18]	RTG1	40	40	1.000
51	[8]	r600ad2	262.9	287.8	0.913	108	[18]	RTG2	41	40	1.025
52	[8]	nr500ad25	228.0	231.3	0.986	109	[18]	MSO	94	100	0.940
53	[8]	r500ad25	236.5	232.5	1.017	110	[18]	CP1/1	88	88	1.000
54	[8]	nr400ad32	217.9	210.4	1.036	111	[18]	S-2	161	158	1.019
55	[8]	r400ad325	215.3	210.5	1.023	112	[18]	S-3	198	208	0.952
56	[9]	G1	1453	1466	0.991	113	[16]	M12	109.2	112.5	0.971
57	[9]	G2	1569	1552	1.011	114	[16]	G7A	242.3	243.8	0.994

Аналитический обзор литературы показал, что качественного и количественного с инженерной степенью точности совпадения результатов эксперимента и численной модели можно добиться при большом разнообразии параметров модели. Однако есть ряд результатов, в которых, даже при попытках наиболее полного воспроизведения физического эксперимента, не удалось достичь близости результатов. Так, в работе [15] результаты численной модели для экспериментально образца G8-T2 отличаются в качественном (деформированная форма отсека в отказ был локализована в другом отсеке) и численном (значение несущей способности отличалось более чем на 20 %) плане. Также один из результатов работы [15] существенно отличался по значению несущей способности от экспериментального, при этом форма деформирования была близкой. Возможной причиной такого отличия может служить очень гибкая стенка испытываемого образца и, как следствие, существенные несовершенства, связанные с геометрической формой стенки и возможными эксцентриситетами приложения нагрузок. Традиционно точность приложения нагрузок (эксцентриситеты приложения, идеализации в направлении приложения и т. д.) относят к вероятностным параметрам моделей эффектов нагрузок и учитывают их при калибровке частных коэффициентов для нагрузок. Это требует особого внимания при анализе экспериментальных данных для идентификации случаев с возможными отклонениями в приложениях сил, чтобы эти неопределенности не перешли на неопределенности численного моделирования.

Статистический анализ данных, представленных в табл. 3, показал, что среднее значение и коэффициент вариации погрешности моделирования равны 1,0 и 4,5 % соответственно. Разде-

ление выборки на две подвыборки по признаку принадлежности экспериментальных данных и результатов компьютерного моделирования к одному или разным источникам показало незначительное изменение среднего и коэффициента вариации.

В общем случае прямое сравнение экспериментальных и численных результатов приводит к оценке неопределенности модели, которая включает в себя неопределенность экспериментального значения. Как правило, погрешность экспериментального значения игнорируется, предполагая, что хорошо спланированный эксперимент точно отражает поведение исследуемой физической структуры. Однако, если в экспериментальных данных имеются существенные различия, для отдельных результатов следует провести детальный анализ причин возможных отклонений.

Основываясь на данных анализа погрешности моделирования, оценим значение частного коэффициента надежности на основе статистического метода. Данный метод является очень условным и приближенным, однако позволяет качественно отразить влияние погрешности моделирования. Сделаем несколько предположений для определения значения коэффициента (достоверность данных предположений должна быть проверена в дальнейших исследованиях). Предположим, что базисная переменная, описывающая погрешность моделирования, является сопутствующей, тогда коэффициент чувствительности теории надежности первого порядка αR можно принять равным $0,4 \cdot 0,8 = 0,32$ [21]. Значение целевого уровня надежности принято согласно базовому документу в области нормирования надежности строительных конструкций СН [21]. Тогда значение частного коэффициента для погрешности моделирования можно определить на основе логнормального закона согласно следующему выражению:

$$\gamma_{fea} = 1 / \mu \times \exp(-\alpha R \times \beta \times V) = 1,02 \quad (1)$$

Результаты данного анализа подтверждают предпосылку большинства исследователей касательно пренебрежения погрешности моделирования для хорошо верифицированных и валидированных моделей, которые используются для параметрических исследований. Однако в работах [2; 5; 6; 9; 14; 16] отмечается, что для некоторых параметров моделей погрешность моделирования может достигать 10 %. В этом случае предпосылка о второстепенном влиянии погрешности моделирования будет не справедлива и тогда значение частного коэффициента будет достигать значений 1,35.

Как видно из представленного анализа, значения частного коэффициента существенно зависят от статистических параметров погрешности моделирования, которые в свою очередь зависят от параметров конечно-элементной модели. Для научно обоснованного назначения статистических параметров погрешности модели и дальнейшего обеспечения надежности конструкций, проектируемых на основе численных моделей, предлагается выполнить следующие задачи:

- сформировать базу данных экспериментальных исследований с наиболее полным описанием параметров тестируемых образцов и процедуры испытания;

- выполнить анализ базы данных на наличие потенциальных выбросов или нерепрезентативных данных, связанных с процедурой испытания (потенциальные неопределенности в описании процесса нагружения, условий раскрепления и т. д.), тестируемыми образцами (масштабные факторы, редкие параметры исполнения), описанием результатов экспериментов, в том числе нечеткие критерии отказов и т. д.;

- выполнить анализ чувствительности статистических параметров погрешности моделирования от разных параметров численных моделей и от набора стратегий численного решения. Следует ожидать, что погрешность моделирования в пределах одной стратегии будет наименьшей. Можно предположить, что какие-то параметры численных моделей будут оказывать существенное влияние на погрешность моделирования, а какие-то только ограниченное влияние. Также научный и практический интерес представляет вопрос какие параметры численных моделей будут зависеть от специфики реализации программного комплекса, а какие могут быть отделены;

- большая сложность применения численных моделей в повседневном проектировании связана с тем, что численная модель представляет собой «черный ящик», который содержит информацию в большинстве случаев известную и понятную только разработчику программы и самой модели, что затрудняет обеспечение точности и достоверности использования численных моделей в повседневном проектировании.

Выводы.

Погрешность моделирования несущей способности строительных конструкций с помощью конечно-элементарных программ практически не изучена. Основная сложность заключается в разнообразии решаемых задач и в отсутствии достаточного набора эталонных значений. По этой причине в большинстве случаев погрешностью (неопределенностью) численной модели пренебрегают, считая численную модель абсолютно точной.

Выполненное исследование показало, что для численных моделей, разработанных в рамках исследовательских задач с высокой степенью верификации (калибровки) моделей на основе экспериментальных данных, среднее значение и коэффициент вариации погрешности моделирования составили 1,0 и 4,5 %. При этом значение частного коэффициента погрешности моделирования равно 1,02 в предпосылке сопутствующего влияния данной базисной переменной. Отмеченные результаты подтверждают сложившуюся практику в отношении пренебрежения неопределенностями моделирования для хорошо откалиброванных моделей. Такая точность численных моделей в основном достигалась за счет подгонки модели к известному экспериментальному значению.

Обзор литературы показал, что результаты моделирования и экспериментов могут отличаться на 7–10 % при качественном совпадении результатов (т. е. поведение элементов под нагрузкой очень близкое, однако численное значение отличается). Можно выделить ряд наиболее важных параметров конечно-элементных моделей, влияющих на неопределенность: описание свойства материала, размер и тип конечного элемента, величина и форма несовершенства. Для «универсальных» численных моделей следует ожидать более высокие значения погрешности моделирования. Отмеченные результаты подчеркивают важность исследований в области оценки погрешности моделирования также и по разработке и стандартизации параметров компьютерных моделей несущей способности.

Литература:

1. Graciano, C. Steel plate girder webs under combined patch loading, bending and shear / C. Graciano, A. Ayestarán // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2013. – Vol. 80. – P. 202–212.
2. Kövesdi, B. Interaction behaviour of steel I-girders Part I: Longitudinally unstiffened girders / B. Kövesdi, J. Alcaine, L. Dunai, B. Braun // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2014. – Vol. 103. – P. 327–343.
3. Braun, B. Stability of steel plates under combined loading / B. Braun // *Mitteilungen. Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart*, 2010. – 226 p.
4. Kövesdi, B. Interaction behaviour of steel I-girders; part II: Longitudinally stiffened girders / B. Kövesdi, J. Alcaine, L. Dunai, B. Braun // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2014. – Vol. 103. – P. 344–353.
5. Seitz, M. Tragverhalten längsversteifter Blechträger unter quergerichteter Krafteinleitung (Longitudinally stiffened girder webs subjected to patch loading) / M. Seitz // *Institute for Structural Design. Universität Stuttgart*, 2005. – 186 p.
6. Kovacevic, S. Influence of patch load length on plate girders. Part II: Numerical research / S. Kovacevic, N. Markovic, D. Sumarac, R. Salatic // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2019. – Vol. 158. – P. 213–229.
7. Rogač, M. Influence of patch load length on resistance of I-girders. Part-II: Numerical research / M. Rogač, S. Aleksić, D. Lučić // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2021. – Vol. 176. – P. 106 – 138.
8. Estrada, E. General behaviour and effect of rigid and non-rigid end post in stainless steel plate girders loaded in shear. Part II: Extended numerical study and design proposal / Estrada, E. Real и E. Mirambell, // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2007. – Vol. 63. –P. 985–996.
9. Pavlovčić, L. Shear resistance of longitudinally stiffened panels. Part 1: Tests and numerical analysis of imperfections / L. Pavlovčić, A. Detzel, U. Kuhlmann, D. Beg // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2007. – Vol. 63(3). – P. 337–350.
10. Kövesdi, B. Combined shear and patch loading of girders with corrugated webs. / B. Kövesdi, U. Kuhlmann, L. Dunai // *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. – 2010. – Vol. 54 (2). – P. 79–88.

11. Hansen, T. Theory of Plasticity for Steel Structures – Solutions for Fillet Welds, Plate Girders and Thin Plates / Thomas Hansen. Department of Civil Engineering, Technical University of Denmark, Report No. : R-146. – 2006. – 239 p.
12. Gozzi, J. Patch loading resistance of plated girders – ultimate and serviceability limit state : Doctoral Thesis. / Jonas Gozzi. Sweden, Luleå University of Technology, – 2007. ISSN 1402-1544, ISRN LTU-DT-07/30-SE.
13. COMBRI. Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures. Final Report, RFCS research project RFS-CR-03018, 2007.
14. Sinur, F. Moment–shear interaction of stiffened plate girders – Tests and numerical model verification / Franc Sinur, Darko Beg // Journal of Constructional Steel Research. – 2013. – Vol. 85. – P. 116–129.
15. Glassman, D. A compression model for ultimate postbuckling shear strength / Jonathan D. Glassman, Maria E. Moreyra Garlock // Thin-Walled Structures. – 2016. – Vol. 102. – P. 258–272. – ISSN 0263-8231, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.01.016>.
16. Riahi, F. Shear Buckling Analysis of Steel Flat and Corrugated Web I-girders / F. Riahi, A. Behravesh, M. Y. Fard, A. Armaghani // KSCE Journal of Civil Engineering. – 2018. – Vol. 22 (12). – P. 5058–5073.
17. Тур, В. В. Концепция проектирования строительных конструкций на основе численных моделей сопротивления / В. В. Тур, В. В. Надольский // Строительство и реконструкция. – 2022. – № 6 (104). – С. 78–90.
18. Надольский, В. В. Параметры численных моделей несущей способности для стальных элементов / В. В. Надольский // Строительство и реконструкция. – 2023. – № 1 (1). – С. 43–56.
19. Höglund, T. Simply supported long thin plate I-girders without web stiffeners, subjected to distributed transverse load. / T. Höglund // In Proc. Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength Colloquium, London. – 1971. – P. 85–97.
20. Надольский, В. В. Надежность стального элемента при потере местной устойчивости стенки / В. В. Надольский // Вестник МГСУ. – 2022. – Т. 17. – Вып. 5. – С. 569–579.
21. СН 2.01.01-2019. Основы проектирования строительных конструкций – Введ. 08.09.20. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 83 с.

References:

1. Graciano, C. Steel plate girder webs under combined patch loading, bending and shear / C. Graciano, A. Ayestarán // Journal of Constructional Steel Research. – 2013. – Vol. 80. – P. 202–212.
2. Kövesdi, B. Interaction behaviour of steel I-girders Part I: Longitudinally unstiffened girders / B. Kövesdi, J. Alcaine, L. Dunai, B. Braun // Journal of Constructional Steel Research. – 2014. – Vol. 103. – P. 327–343.
3. Braun, B. Stability of steel plates under combined loading / B. Braun // Mitteilungen. Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2010. – 226 p.
4. Kövesdi, B. Interaction behaviour of steel I-girders; part II: Longitudinally stiffened girders / B. Kövesdi, J. Alcaine, L. Dunai, B. Braun // Journal of Constructional Steel Research. – 2014. – Vol. 103. – P. 344–353.
5. Seitz, M. Tragverhalten längsversteifter Blechträger unter quergerichteter Krafteinleitung (Longitudinally stiffened girder webs subjected to patch loading) / M. Seitz // Institute for Structural Design. Universität Stuttgart, 2005. – 186 p.
6. Kovacevic, S. Influence of patch load length on plate girders. Part II: Numerical research / S. Kovacevic, N. Markovic, D. Sumarac, R. Salatic // Journal of Constructional Steel Research. – 2019. – Vol. 158. – P. 213–229.
7. Rogač, M. Influence of patch load length on resistance of I-girders. Part-II: Numerical research / M. Rogač, S. Aleksić, D. Lučić // Journal of Constructional Steel Research. – 2021. – Vol. 176. – P. 106–138.
8. Estrada, E. General behaviour and effect of rigid and non-rigid end post in stainless steel plate girders loaded in shear. Part II: Extended numerical study and design proposal / Estrada, E. Real и E. Mirambell, // Journal of Constructional Steel Research. – 2007. – Vol. 63. –P. 985–996.
9. Pavlovčič, L. Shear resistance of longitudinally stiffened panels. Part 1: Tests and numerical analysis of imperfections / L. Pavlovčič, A. Detzel, U. Kuhlmann, D. Beg // Journal of Constructional Steel Research. – 2007. – Vol. 63 (3). – P. 337–350.

10. Kövesdi, B. Combined shear and patch loading of girders with corrugated webs. / B. Kövesdi, U. Kuhlmann, L. Dunai // *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. – 2010. – Vol. 54(2). – P. 79–88..
11. Hansen, T. Theory of Plasticity for Steel Structures – Solutions for Fillet Welds, Plate Girders and Thin Plates / Thomas Hansen. Department of Civil Engineering, Technical University of Denmark, Report No. : R-146. – 2006. – 239 p.
12. Gozzi, J. Patch loading resistance of plated girders – ultimate and serviceability limit state : Doctoral Thesis. / Jonas Gozzi. Sweden, Luleå University of Technology, – 2007. ISSN 1402-1544, ISRN LTU-DT-07/30-SE.
13. COMBRI. Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures. Final Report, RFCS research project RFS-CR-03018, 2007.
14. Sinur, F. Moment–shear interaction of stiffened plate girders – Tests and numerical model verification / Franc Sinur, Darko Beg // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2013. – Vol. 85. – P. 116–129.
15. Glassman, D. A compression model for ultimate postbuckling shear strength / Jonathan D. Glassman, Maria E. Moreyra Garlock // *Thin-Walled Structures*. – 2016. – Vol. 102. – P. 258–272. – ISSN 0263-8231, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.01.016>.
16. Riahi, F. Shear Buckling Analysis of Steel Flat and Corrugated Web I-girders / F. Riahi, A. Behravesh, M. Y. Fard, A. Armaghani // *KSCE Journal of Civil Engineering*. – 2018. – Vol. 22(12). – P. 5058-5073.
17. Tur, V. V. *Koncepciya proektirovaniya stroitel'nyh konstrukcij na osnove chislennyh modelej soprotivleniya* [The concept of designing building structures based on numerical models of resistance] / V. V. Tur, V. V. Nadolski // *Construction and reconstruction*. – 2022. – № 6 (104). – Pp. 78–90. (rus).
18. Nadolski, V. V. *Parametry chislennyh modelej nesushchej sposobnosti dlya stal'nyh elementov* [Parameters of numerical models of bearing capacity for steel elements] / V. V. Nadolski // *Construction and reconstruction*. – 2023. – № 1 (1). – Pp. 43–56. (rus).
19. Höglund, T. Simply supported long thin plate I-girders without web stiffeners, subjected to distributed transverse load. / T. Höglund // In Proc. Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength Colloquium, London. – 1971. – P. 85–97.
20. Nadolski, V. V. *Nadezhnost' stal'nogo elementa pri potere mestnoj ustojchivosti stenki* [Reliability of a steel element with loss of local wall stability] / V. V. Nadolski // *Bulletin of MGSU*. – 2022. – Vol. 17. – Issue 5. – pp. 569–579. (rus).
21. SN 2.01.01-2019. *Osnovy proektirovaniya stroitel'nyh konstrukcij* [Basis of structural design]. – Minsk : Ministry of Construction and Architecture, 2020. – 83 p. (rus).

НЕЛИНЕЙНЫЙ СТАТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ СИСТЕМЫ ОРТОТРОПНЫХ ПЛИТ НА УПРУГОМ ИЗОТРОПНОМ ОСНОВАНИИ

К. А. СИРОШ¹, О. В. КОЗУНОВА²

¹магистр, аспирант

Белорусский государственный университет транспорта
г. Гомель, Беларусь,

²к.т.н., доцент, доцент кафедры «Архитектура и строительство»

Белорусский государственный университет транспорта
г. Гомель, Беларусь,

²докторант

Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Беларусь

Аннотация. Рассмотрена регулярная система ортотропных плит на упругом изотропном основании. Основание заменяется расчетной областью, которая аппроксимируется объемной разбивочной сеткой. Упругий и нелинейный расчет конструкции выполнялся вариационно-разностным методом с заменой дифференциальных уравнений конечно-разностными аппроксимациями. Полученная система алгебраических уравнений решается с использованием итерационного алгоритма. При первом приближении ортотропная плита рассчитывается как линейно-упругая и однородная, при последующих приближениях как линейно-упругая и неоднородная.

При нахождении переменной жесткости ортотропной плиты на упругом изотропном основании используется зависимость «жесткость – кривизна» в направлениях осей инерции по Соломину. Энергия деформации упругого основания заменяется работой реактивных давлений в контактной зоне на основании закона сохранения энергии.

Нелинейный статический анализ результатов расчета проведен для осадок ортотропной плиты и контактных напряжений.

Вычисления реализованы в проприетарной системе компьютерной алгебры Mathematica.

Ключевые слова: бесконечная регулярная система плит, ортотропная плита, вариационно-разностный метод, упругий слой, контактная зона, прогиб плиты, осадка основания, контактные напряжения, физическая нелинейность, зависимость «жесткость – кривизна».

NONLINEAR STATIC ANALYSIS OF A SYSTEM OF ORTHOTROPIC PLATES ON AN ELASTIC ISOTROPIC BASE

K. A. SIROSH¹, O. V. KOZUNOVA²

¹master's degree, PhD student

Belarusian State University of Transport
Gomel, Belarus,

²PhD in engineering, associate professor, Department «Architecture and Construction»

Belarusian State University of Transport
Gomel, Belarus,

²doctoral student

Belarusian National Technical University
Minsk, Belarus

Abstract. A regular system of orthotropic plates on an elastic isotropic base is considered. The base is replaced by a calculated area, which is approximated by a volumetric center grid. Elastic and nonlinear calculation of the structure was performed by the variational-difference method with the replacement of differential equations by finite-difference approximations. The resulting system of algebraic equations is solved using an iterative algorithm. At the first approximation, the orthotropic plate

is calculated as linearly elastic and homogeneous, at subsequent approximations as linearly elastic and inhomogeneous.

When finding the variable stiffness of an orthotropic plate on an elastic isotropic base, the dependence "stiffness – curvature" in the directions of the axes of inertia according to Solomin is used. The deformation energy of the elastic base is replaced by the work of reactive pressures in the contact zone on the basis of the law of conservation of energy.

Nonlinear static analysis of the calculation results is carried out for the values of orthotropic plate sediments and contact stresses in the contact zone of the plate and the base.

Calculations are implemented in the proprietary Mathematica computer algebra system.

Keywords: infinite regular plate system, orthotropic plate, variation-difference method, elastic layer, contact zone, plate deflection, base sediment, contact stresses, physical nonlinearity, "stiffness – curvature" dependence.

Введение.

Расчет и исследование работы конструкций ставит перед исследователями задачу выбора метода расчета исследуемой конструкции. Особое место в расчете конструкции занимает правильный выбор метода расчета, так как от выбранного метода зависит достоверность результатов исследования напряженно-деформированного состояния (НДС). Контактные задачи строительной механики сложны в решении и нелинейны из-за наличия многих неизвестных, многофакторности параметров контактирующих тел, неоднородности зоны контакта. Поэтому при создании расчетной модели исследователь сталкивается с необходимостью упрощения параметров реальной физической модели при использовании методов расчета. Сложность решения таких задач предполагает использование вычислительной техники и компьютерных программ для численного решения, итерационного алгоритма для реализации нелинейной постановки и обязательного исследования сходимости итерационного процесса.

Решение задач контактного взаимодействия для изгибаемых конструкций на упругом основании методами теории упругости [1] и строительной механики [2] получило современное развитие в работах белорусских ученых [3–9], в которых учитывались разнообразные усложняющие параметры контактирующих тел.

Вопрос расчета регулярной системы железобетонных плит на упругом основании с учетом ортотропии достаточно не исследован в силу неоднозначности и неопределенности исходных данных неоднородных упругих тел. Математическая реализация постановок и алгоритмов таких задач весьма сложны. В работах М. И. Горбунова-Посадова [10], С. Д. Семенюка [11], С. Н. Клепикова [12], С. В. Босакова [5] различными подходами рассмотрен алгоритм расчета фундаментных изотропных плит.

Одним из приближенных к реальным условиям работы конструкции способов расчета является вариационно-разностный метод (ВРМ). Метод сводит решение дифференциальных уравнений контактной задачи теории упругости через конечно-разностные аппроксимации к решению системы линейных алгебраических уравнений.

Постановка задачи и алгоритм расчета.

Бесконечная регулярная система прямоугольных гибких ортотропных плит опирается на упругое изотропное основание и находится под действием внешней статической нагрузки F , которая действует в центре плиты перпендикулярно и симметрично плоскости осей инерции.

Регулярная система прямоугольных гибких ортотропных плит рассекается в силу симметрии на базовые фрагменты. Из системы вычленяется расчетный элемент – ортотропная плита. Каждая ортотропная плита разбивается на равные участки размерами $\Delta x \times \Delta y$ (см. рис. 1).

Основание моделируется упругим ограниченным по толщине однородным слоем, соединенным с несжимаемым основанием. При решении пространственной задачи упругое основание заменяется расчетной областью, которая аппроксимируется с постоянными шагами по осям глобальной системы координат симметричной объемной разбивочной сеткой (см. рис. 1).

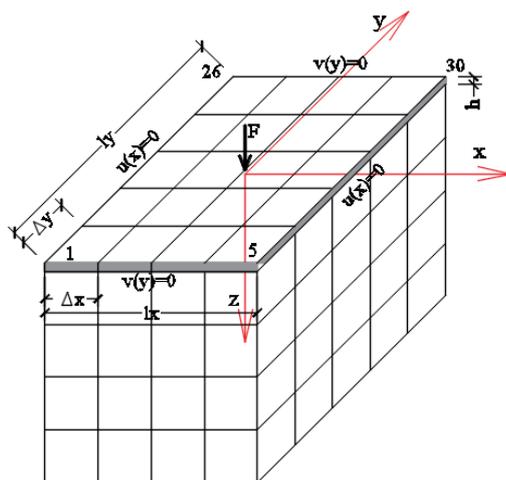


Рисунок 1 – Расчетная область, соответствующая одному расчетному элементу (ортотропной плите)

Кинематические граничные условия: на границах расчетной области основания перемещения по X и Y отсутствуют; в зоне контакта осадки основания и прогиб плиты равны.

Смешанные граничные условия: в крайних точках ортотропной плиты регулярной системы [13]

$$Q_z \Big|_{x=\pm \frac{lx}{2}} = -D_x \frac{d^3 w}{dx^3} = 0, \quad Q_z \Big|_{y=\pm \frac{ly}{2}} = -D_y \frac{d^3 w}{dy^3} = 0, \quad \varphi_x \Big|_{y=\pm \frac{ly}{2}} = \frac{dw}{dy} = 0, \quad \varphi_y \Big|_{x=\pm \frac{lx}{2}} = \frac{dw}{dx} = 0. \quad (1)$$

При нагружении конструкции на упругом основании постоянной нагрузкой ее полная потенциальная энергия принимает минимальное значение в состоянии равновесия – вариационный принцип Лагранжа [1]. Величина полной потенциальной энергии конструкции \mathcal{E} есть сумма энергий деформации конструкции Ω , упругого основания U и работы внешней нагрузки Π .

Плоскость изгиба – это срединная плоскость недеформированной плиты в осях XY. В центр тяжести плиты помещено начало координат. Ось Z направлена в сторону противоположную действия силы и является одной из главных осей (в силу симметрии задачи). Объемными силами пренебрегаем [14]. Для гибкой ортотропной плиты действует обобщенный закон Гука в виде (2.7), (2.8) из [15].

Энергия деформации конструкции тождественна энергии изгиба. Выражение потенциальной энергии деформаций ортотропной плиты по Лехницкому [15] учитывает кручение плиты в плоскости XOY

$$\Omega = V = \frac{1}{2} \iint \left[D_x \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + 2D_x \nu_y \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_y \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 4D_k \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy. \quad (2)$$

Цилиндрические жесткости изгиба гибкой ортотропной плиты по направлениям осей Y и X соответственно [15]

$$D_x = \frac{E_x h^3}{12(1 - \nu_x \nu_y)}, \quad D_y = \frac{E_y h^3}{12(1 - \nu_x \nu_y)}, \quad (3)$$

где E_x, E_y, ν_x, ν_y – главные модули упругости и коэффициенты Пуассона материала плиты.

Для учета жесткости кручения плиты применена формула Тимошенко [16]

$$D_k = D_{xy} = \frac{\nu_x + \nu_y}{2} \sqrt{D_x \cdot D_y}. \quad (4)$$

Изгибающие и крутящий моменты ортотропной изолированной плиты [14]

$$M_x = -D_x \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), M_y = -D_y \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), M_k = -2D_k \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \quad (5)$$

Энергия деформации упругого основания по закону сохранения энергии есть работа реактивных давлений [16]. Энергия деформации упругого основания для изолированной плиты системы [7]:

$$U = \frac{1}{2} \iint_S p(x, y) w(x, y) dx dy; \quad (6)$$

где $p(x, y)$ – реактивные давления в контактной зоне конструкции;

S – площадь области контакта плиты с упругим основанием.

Работа внешней нагрузки $q(x, y)$ для прямоугольной плиты [7]

$$P = - \iint_S q(x, y) w(x, y) dx dy. \quad (7)$$

Нелинейная постановка расчета ортотропной плиты на упругом основании выполняется вариационно-разностным методом (ВРМ) с организацией итерационного процесса. Решение организуется в перемещениях путем замены дифференциальных уравнений конечно-разностными аппроксимациями (метод конечных разностей). На 1-й итерации плита рассчитывается как линейно-упругая и однородная, ортотропная со слабо выраженной ортотропией, на последующих итерациях как линейно-упругая, ортотропная и неоднородная.

При решении поставленной задачи энергия деформации плиты подсчитывается для каждой ячейки метода конечных разностей, а затем суммируется по объему плиты.

Замена интегро-дифференциальных выражений функционалов энергий конечно-разностными аппроксимациями позволяют систему дифференциальных уравнений преобразовать в систему линейных алгебраических уравнений [17; 18], решение которой позволит найти значения неизвестных компонентов вектора перемещений.

Учет физической нелинейности.

Подробный алгоритм расчета с использованием приведенного модуля упругости (деформации) для нахождения переменных жесткостей приведен в [19]. В данной работе нелинейный расчет основан на зависимости «жесткость – кривизна» по Соломину [20], которая связана с диаграммой «момент – кривизна» через секущую жесткость (которая представляет собой тангенс угла наклона секущей к оси кривизн, проведенной к точке К диаграммы «момент – кривизна»)

$$\operatorname{tg} \beta_i = B_i = \frac{M_k}{\chi_k}, \quad (8)$$

где B_i – переменная (секущая) жесткость при изгибе плиты в i -том состоянии.

Расчет с учетом физической нелинейности предполагает итерационный процесс.

Контактная поверхность разбивается на равные прямоугольные участки и вычисляются перемещения центра каждого участка от приложенной силы. При реализации итерационного алгоритма изгибная жесткость уточняется на каждом участке ортотропной плиты по зависимости «жесткость – кривизна». При каждой итерации модуль упругости (деформации) в i -той точке основания изменяется. При нахождении переменной (секущей) жесткости плиты на каждой итерации используется зависимость «жесткость – кривизна» в направлениях X, Y .

Применение зависимости «жесткость – кривизна» сокращает промежуточные вычисления, к тому же зависимость легче аппроксимируется, чем зависимость «момент – кривизна» [17].

Зависимость «жесткость – кривизна» построена одним из авторов в [21] с использованием приведенной цилиндрической жесткости плиты по направлению осей ортотропии (рис. 2).

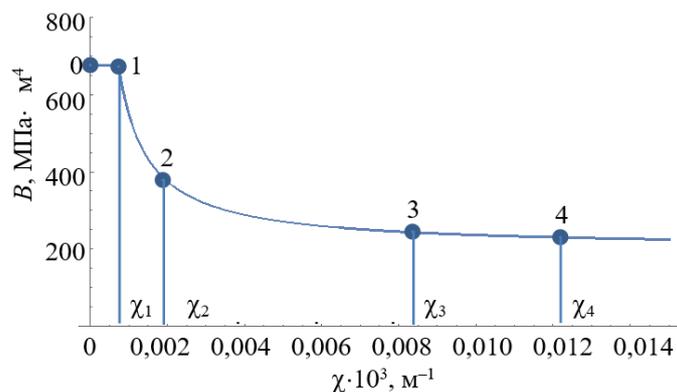


Рисунок 2 – Зависимость «жесткость – кривизна» [21]

Контактная задача решается в линейной постановке (1 итерация) относительно перемещений узловых точек изотропного основания. Нелинейное решение реализуется на 2-й и последующих итерациях. Итерационный процесс заканчивается, как только разница между последующим и предыдущим приближением исследуемой функции будет отвечать требуемой точности решения задачи.

Критерий погрешности ξ применяется для оценки сходимости. Практическим критерием сходимости служит относительная погрешность $f(x, y)$, которая за один обход сетки не должна превосходить ξ

$$\delta_j = \frac{f_{\max}^{(n)} - f_{\max}^{(n-1)}}{f_{\max}^{(n)}} \cdot 100 \% \leq \xi . \quad (9)$$

Абсолютная погрешность:

$$\Delta_i = \left| f_{\max}^{(n)} - f_{\max}^{(n-1)} \right|, \quad (10)$$

где $f_{\max}^{(n)}, f_{\max}^{(n-1)}$ – максимальное значение исследуемой функции в центре ячейки при i -й итерации и $(i-1)$ -й итерации соответственно.

Сопоставление результатов упругого и нелинейного расчетов.

Исходные данные: размеры изолированной железобетонной плиты 4×3 м, $h = 0,14$ м; материал – тяжелый бетон С20/25; $E_c = 29,05$ Мпа; $\nu_c = 0,17$. Изотропное упругое основания: $H = 7$ м; $E_0 = 20$ кПа; $\nu_0 = 0,33$. Внешняя статическая нагрузка $F = 65$ кН, распределенная на участке $0,4 \times 0,4$ м, приложена в центре плиты. Собственный вес конструкции $q = 3,5$ кН/м². Численное решение представлено в [21].

Анализ результатов упругого и нелинейного расчетов для значений осадок ортотропной плиты и реактивных давлений под плитой графически представлен на рис. 3.

На первом графике можно наблюдать практически полное совпадение значений осадок, полученных в результате упругого и нелинейного решения, при малом их увеличении, с учетом переменной кривизны и жесткости.

На втором графике приведено графическое сравнение реактивных давлений под плитой упругого и нелинейного решения в зоне взаимодействия. В центре плиты результаты решений практически полностью совпадают, а к краям плиты наблюдается расхождении до 3 %, при учете переменной кривизны и жесткости.

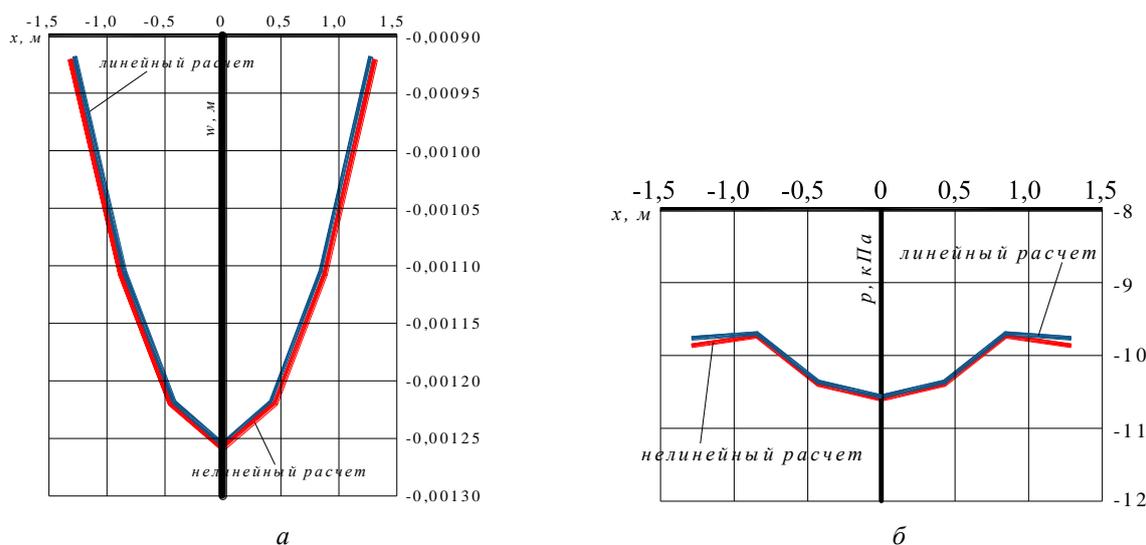


Рисунок 3 – Анализ осадок железобетонной плиты (а) и контактных напряжений (б): синяя линия – упругое решение; красная линия – нелинейный расчет

Источник: Козунова О. В. Совершенствование методики расчета гибких ортотропных плит на упругом основании. Часть 2. Результаты расчета. / О. В. Козунова // Наука и техника. – 2022. – № 21 (4). – С. 290–296.

Заключение.

В рассматриваемой работе авторы вариационно-разностным методом исследовали параметры напряженно-деформированного состояния изолированных ортотропных плит на упругом изотропном основании, как элемента регулярной бесконечной системы ортотропных плит на упругом слое (с ограничением глубины сжимаемой толщи). Построен алгоритм расчета изолированной ортотропной плиты с учетом работы материала конструкции.

Отметим, при вычислении осадок плиты, а также при определении контактных напряжений (реактивных давлений под плитой) вблизи места приложения силы достаточно использовать упругую модель. Для нахождения реактивных давлений при удалении от места действия внешней силы, в особенности вблизи границ плиты, целесообразно применение нелинейной модели.

Методика расчета предлагаемой изолированной плиты лежит в основе методики расчета регулярной системы плиты. Полученные результаты будут являться обобщением теории статических расчетов плит методами строительной механики.

Напряженно-деформированное состояние железобетонной плиты и контактной зоны под плитой определяется в совокупности для бесконечной регулярной системы. При работе изолированной плиты необходимо учитывать нелинейные свойства железобетона через переменную кривизну плиты в каждом направлении. Данная область исследования нелинейных задач требует дальнейшей разработки для создания общей методики решения такого типа задач.

Исследования реализовывались в проприетарной системе компьютерной алгебры Mathematica.

Литература:

1. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – М. : Высшая школа, 1990. – 400 с.
2. Ржаницын, Р. А. Строительная механика / Р. А. Ржаницын. – М., Высшая школа, 1991. – 439 с.
3. Босаков, С. В. Расчет системы перекрестных балок на двухслойном основании / С. В. Босаков, Я. Д. Семенюк // Вестник БПУ. Серия: Строительство и архитектура. – 2000. – № 1. – С. 14–16.
4. Босаков, С. В. Расчет железобетонных пространственных фундаментов, как системы перекрестных балок, на упругом основании с учетом ползучести бетона / С. В. Босаков, С. Д. Семенюк // Вестник БГТУ. Серия: Строительство и архитектура. – 2001. – № 1. – С. 13–16.

5. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 127 с.
6. Семенюк, С. Д. Железобетонные и пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании / С. Д. Семенюк. – Могилев : Белорусско–Российский университет, 2003. – 269 с.
7. Босаков, С. В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости: монография / С. В. Босаков. – Брест : БрГТУ, 2006. – 107 с.
8. Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход в решении контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета (Часть 1) / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2009. – № 1. – С. 5–13.
9. Guenfoud, S. A Ritz's method based solution for the contact problem of a deformable rectangular plate on an elastic quarter-space / S. Guenfoud, S. V. Bosakov, D. F. Laefer // International Journal of Solids and Structures. – 2010. – Vol. 47. – P. 1822–1829.
10. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 680 с.
11. Семенюк, С. Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно-деформируемом основании / С. Д. Семенюк. – Могилев, БРУ, 2003.– 269 с.
12. Клепиков, С. Н. Расчет конструкций на упругом основании / С. Н. Клепиков. – Киев: Будівельник, 1967. – 184 с.
13. Козунова, О. В. Нелинейный расчет бесконечной регулярной системы плит на изотропном основании / О. В. Козунова, К. А. Сирош // Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред : Материалы XXVIII Междунар. симпозиума им. А. Г. Горшкова, Кремёнки, 16–20 мая 2022 г. – М.: ООО «ТРП», 2022. – С. 113–115.
14. Козунова О. В. Совершенствование методики расчета гибких ортотропных плит на упругом основании. Часть 1. Теория расчета. / О. В. Козунова // Наука и техника. – 2022. – № 21 (3). – С. 211–221.
15. Лехницкий, С. Г. Анизотропные пластинки / С. Г. Лехницкий. М.: Госуд. изд-во технико-теор. лит-ры, 1957. 387 с.
16. Тимошенко, С. П. Пластины и оболочки/ С. П. Тимошенко, С.Войновский-Кригер М., Фитматгиз, 1963.– 536 с.
17. Козунова, О. В. Нелинейный расчет железобетонной балки на упругом основании с помощью зависимости «жесткость-кривизна» / О. В. Козунова/ НТЖ: Строительная механика и расчет сооружений. М. – № 1. – 2022. – С. 37–46.
18. Козунова, О. В. Расчет бесконечной системы перекрестных балок на упругом основании вариационно-разностным методом / О. В. Козунова, К. А. Сирош // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2021. – С. 65–71.
19. Козунова, О. В. Нелинейный расчет регулярной системы железобетонных балок на упругом основании на симметричную нагрузку / О. В. Козунова, К. А. Сирош // Механика. Исследования и инновации: международный сборник научных трудов / БелГУТ. – Гомель, 2021. – Вып. 14. – С. 97–104.
20. Соломин, В. И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций // В. И. Соломин, С. Б. Шматков. – М., Стройиздат, 1986. –208 с.
21. Козунова О. В. Совершенствование методики расчета гибких ортотропных плит на упругом основании. Часть 2. Результаты расчета. / О. В. Козунова // Наука и техника. – 2022. – № 21 (4). – С. 290–296.

References:

1. Aleksandrov A. V., & Potapov V. D. (1990). *Osnovy teorii uprugosti i plastichnosti* [Fundamentals of the Theory of Elasticity and Plasticity]. Moscow: Vysshaya Shkola. (In Russ.).
2. Rzhanytsyn R. A. *Stroitel'naya mekhanika* [Structural Mechanics]. Moscow: Vysshaya Shkola. (In Russ.).
3. Bosakov S. V., & Semenyuk Ya. D. (2000). *Raschet sistemy perekrestnykh balok na dvukhsloinnoy osnovanii* [Calculation of a system of cross beams on a two – layer base]. Vestnik BPU.

- Seriya: Stroitel'stvo i arkhitektura [Bulletin of BSPU. Series: Construction and Architecture], (1), 14–16. (In Russ.). <https://rep.bstu.by/handle/data/5742>
4. Bosakov S. V., & Semenyuk S. D. (2001) Raschet zhelezobetonnykh prostranstvennykh fundamentov, kak sistemy perekrestnykh balok, na uprugom osnovanii s uchetom polzuchesti betona [Calculation of reinforced concrete spatial foundations as a system of cross beams on an elastic base taking into account the creep of concrete]. Vestnik BGTU. Seriya: Stroitel'stvo i arkhitektura [Bulletin of BSTU. Series: Construction and Architecture], (1), 13–16. (In Russ.). <https://rep.bstu.by/handle/data/15979>
 5. Bosakov S. V. (2002). Sticheskie raschety plit na uprugom osnovanii [Static Calculations of Slabs on an Elastic Foundation]. Minsk: Belarusian National Technical University. (In Russ.).
 6. Semenyuk S. D. (2003) Zhelezobetonnye i prostranstvennye fundamenty zhilykh i grazhdanskikh zdaniy na neravnomerno deformirovannom osnovanii [Reinforced concrete and spatial foundations of residential and civil buildings on an unevenly deformed base]. Mogilev: Belarusian–Russian University. (In Russ.).
 7. Bosakov S. V. (2006). Metod Rittsa v kontaktnykh zadachakh teorii uprugosti: monografiya [The Ritz Method in Contact Problems of Elasticity Theory]. Brest: Brest State Technical University. (In Russ.).
 8. Bosakov S. V. & Kozunova O. V. (2009). Variatsionno-raznostnyi podkhod v reshenii kontaktnoi zadachi dlya nelineino uprugogo neodnorodnogo osnovaniya. Ploskaya deformatsiya. Teoriya rascheta (Chast' 1) [Variational-difference approach in solving the contact problem for a nonlinearly elastic inhomogeneous base. Flat deformation. Theory of calculation (Part 1)]. Vestnik BNTU [Bulletin of BNTU], (1), 5–13. (In Russ.). <https://rep.bntu.by/handle/data/2215>
 9. Guenfoud S. A., Bosakov S. V., & Laefer D. F. (2010). Ritz's method based solution for the contact problem of a deformable rectangular plate on an elastic quarter-space. International Journal of Solids and Structures, (47), 1822–1829. DOI:10.1016/j.ijsolstr.2010.03.014
 10. Gorbunov-Posadov M. I., Malikova T. A., & Solomin V. I. (1984). Raschet konstruksii na uprugom osnovanii [Calculation of Structures on an Elastic Foundation]. 3rd ed. Moscow, Stroiizdat. (In Russ.).
 11. Semenyuk S. D. (2003). Zhelezobetonnye prostranstvennye fundamenty zhilykh i grazhdanskikh zdaniy na neravnomerno-deformiruemom osnovanii [Reinforced concrete spatial foundations of residential and civil buildings on an unevenly deformable base]. Mogilev: Belarusian–Russian University. (In Russ.).
 12. Klepikov S. N. (1967). Raschet konstruksii na uprugom osnovanii [Calculation of Structures on an Elastic Foundation]. – Kiev: Budivelnik. (In Russ.).
 13. Kozunova O. V., & Sirosh K. A. (2022). Nelineinyi raschet beskonechnoi regul'arnoi sistemy plit na izotropnom osnovanii [Nonlinear calculation of an infinite regular system of plates on an isotropic base]. Materialy XXVIII Mezhdunar. simpoziuma im. A. G. Gorshkova: Tom 1. Dinamicheskie i tekhnologicheskie problemy mekhaniki konstruksii i sploshnykh sred [Materials of XXVIII International. A. G. Gorshkov Symposium: Vol. 1. Dynamic and technological problems of mechanics of structures and continuous media] (113–115). Moscow: OOO "TRP". (In Russ.).
 14. Kozunova O. B. (2022). Sovershenstvovanie metodiki rascheta gibkikh ortotropnykh plit na uprugom osnovanii. Chast' 1. Teoriya rascheta [Improvement of Calculation Technique for Flexible Orthotropic Plates on Elastic Base. Part 1: Calculation Theory]. Nauka i tekhnika [Science & Technique], 21(3), 211–221. (In Russ.). DOI:10.21122/2227-1031-2022-21-3-211-221
 15. Lekhnitskii S. G. (1957). Anizotropnye plastinki [Anisotropic Plates]. Moscow: State Publishing House of Technical and Theoretical Literature. (In Russ.).
 16. Timoshenko S. P., & Voynovsky-Kriger S. (1963) Plastiny i obolochki [Plates and Shells]. Moscow: Fizmatgiz. (In Russ.).
 17. Kozunova O. V. (2022). Nelineinyi raschet zhelezobetonnoi balki na uprugom osnovanii s pomoshch'yu zavisimosti «zhestkost'-krivizna» [Nonlinear calculation of a reinforced concrete beam on an elastic base using the dependence «stiffness-curvature»]. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii [Construction mechanics and calculation of structures], (1), 37–46. (In Russ.). DOI: 10.37538/0039-2383.2022.1.37.46
 18. Kozunova O. V., & Sirosh K. A. (2021). Raschet beskonechnoi sistemy perekrestnykh balok na uprugom osnovanii variatsionno-raznostnym metodom [Calculation of an infinite system of cross beams on an elastic base by the variational-difference method]. Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo

universiteta. Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki [Bulletin of Polotsk State University. Series F. Construction. Applied sciences], 65–71. (In Russ.). <https://elib.psu.by/handle/123456789/28783>

19. Kozunova O. V., & Sirosh K. A. (2021). Nelineinyi raschet regul'yarnoi sistemy zhelezobetonnnykh balok na uprugom osnovanii na simmetrichnuyu nagruzku [Nonlinear calculation of a regular system of reinforced concrete beams on an elastic base for a symmetrical load]. *Mekhanika. Issledovaniya i innovatsii: mezhdunarodnyi sbornik nauchnykh trudov* [Mechanics. Research and Innovation: International collection of scientific papers], (14), 97–104. (In Russ.). <http://elib.bsut.by:8080/xmlui/handle/123456789/6763>

20. Solomin V. I. & Shmatkov S. B/ (1986) *Metody rascheta i optimal'noe proektirovanie zhelezobetonnnykh fundamentnykh konstruksii* [Calculation Methods and Optimal Design of Reinforced Concrete Foundation Structures]. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).

21. Kozunova O. B. (2022). Sovershenstvovanie metodiki rascheta gibkikh ortotropnykh plit na uprugom osnovanii. Chast' 2. Rezul'taty rascheta [Improvement of Calculation Technique for Flexible Orthotropic Plates on Elastic Base. Part 2. Calculation Results]. *Nauka i tekhnika* [Science & Technique], 21(4), 290–296. (In Russ.). DOI:10.21122/2227-1031-2022-21-4-290-296

РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ИХ МАТЕРИАЛОВ

А. М. ХАТКЕВИЧ

канд. техн. наук, заведующий кафедрой строительных конструкций
Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой
г. Новополоцк, Республика Беларусь

Аннотация. Статья посвящена учету физической нелинейности материалов коротких армокаменных элементов при вычислении их расчетных значений сопротивления сжатию в рамках проверок предельного состояния несущей способности. Приведены графическое изображение и вариант аналитического описания расчетных диаграмм деформирования неармированной кладки и кладки с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах.

На примере короткого армокаменного элемента с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах и короткого армокаменного элемента с продольным армированием приведены вычисления расчетных значений сопротивления сжатию.

Вычисленные значения сопоставлены с аналогичными значениями, определенными по действующим нормам проектирования. Результаты расчетов и сравнения подтверждают возможность применения методики, учитывающей физическую нелинейность деформирования материалов, для вычисления расчетных значений сопротивления сжатию коротких армокаменных элементов в соответствии с действующими нормами проектирования.

Ключевые слова: армокаменный элемент, физическая нелинейность, диаграмма деформирования, методика расчета, несущая способность, расчетное значение, нормы проектирования.

CALCULATED VALUES OF COMPRESSION RESISTANCE OF REINFORCED STONE ELEMENTS TAKING INTO ACCOUNT THE PHYSICAL NONLINEARITY OF THEIR MATERIALS

A. KHATKEVICH

PhD in engineering, Head of the Department of Building Structures
Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk
Novopolotsk, Republic of Belarus

Abstract. The article is devoted to taking into account the physical nonlinearity of materials of short reinforced stone elements when calculating their calculated values of compression resistance in the framework of checks of the limiting state of the bearing capacity. A graphic image and a variant of the analytical description of the calculated deformation diagrams of non-reinforced masonry and masonry with transverse reinforcement in horizontal mortar joints are presented.

Using the example of a short reinforced stone element with transverse reinforcement with grids in horizontal mortar joints and a short reinforced stone element with longitudinal reinforcement, the calculated values of compression resistance are given.

The calculated values are compared with similar values determined according to the current design standards. The results of calculations and comparisons confirm the possibility of using a technique that takes into account the physical nonlinearity of the deformation of materials to calculate the calculated values of the compression resistance of short reinforced stone elements in accordance with the current design standards.

Keywords: armoured stone element, physical nonlinearity, deformation diagram, calculation method, bearing capacity, calculated value, design standards.

Введение.

В [1–3] предложена методика расчета коротких армокаменных элементов, подверженных сжатию, учитывающая физическую нелинейность деформирования их материалов в виде «фактических» диаграмм деформирования. Учет физической нелинейности является важным шагом

в повышении точности расчетных моделей, что отмечалось в [4; 5]. При проектировании армокаменных элементов в Республике Беларусь следует руководствоваться действующими нормами СП 5.02.01-2021 [6] в соответствии с которыми для проверки предельного состояния несущей способности определяются *расчетные значения сопротивления сжатию армокаменных элементов* и сравниваются с расчетными значениями продольного сжимающего усилия.

В данной работе рассмотрена возможность учета физической нелинейности материалов армокаменных элементов при вычислении их расчетных значений сопротивления сжатию, приведены варианты аналитического описания расчетных диаграмм деформирования неармированной кладки и кладки с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах, отсутствующие в нормах проектирования.

Физическая нелинейность материалов армокаменных элементов.

Для учета физической нелинейности неармированной каменной кладки и кладки с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах в составе коротких армокаменных элементов при определении расчетных значений сопротивления сжатию N_{Rdu} предлагается принимать параболически-линейные диаграммы деформирования, графическое изображение которых приведено на рис. 1.

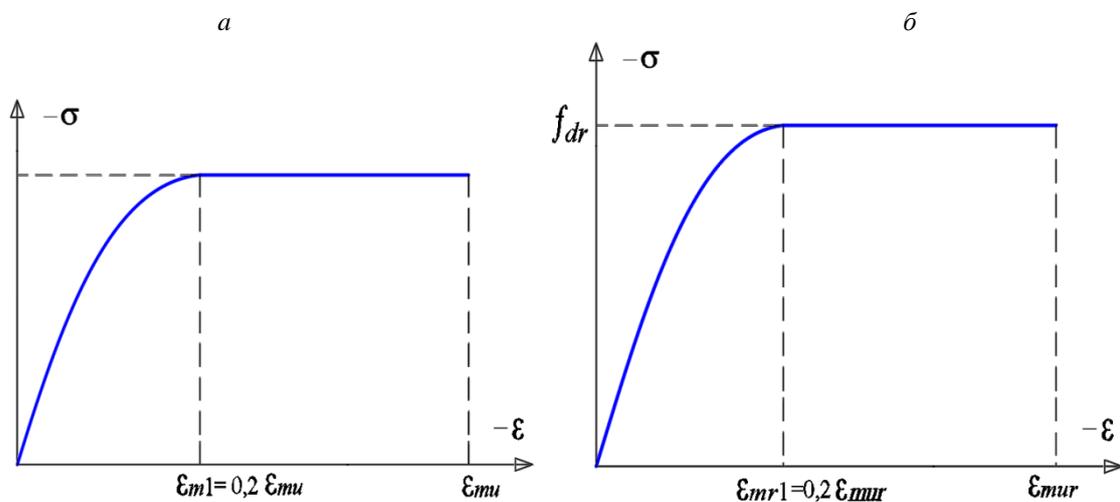


Рисунок 1 – Идеализированные расчетные параболически-линейные диаграммы деформирования:

- a* – диаграмма деформирования неармированной каменной кладки;
- б* – диаграмма деформирования кладки с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах

Аппроксимация расчетной диаграммы деформирования « σ – ε » неармированной каменной кладки:

$$\begin{cases} \sigma = \left(2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{m1}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{m1}} \right)^2 \right) \cdot f_d & \text{при } |\varepsilon| < |\varepsilon_{m1}|; \\ \sigma = f_d & \text{при } |\varepsilon_{m1}| \leq |\varepsilon| \leq |\varepsilon_{mu}|, \end{cases} \quad (1)$$

где ε_{m1} – относительные деформации сжатия в вершине параболического участка диаграммы;

f_d – расчетное значение прочности неармированной каменной кладки при сжатии;

ε_{mu} – предельные относительные деформации сжатия.

Значения ε_{mu} и f_d на диаграммах деформирования и в (1) принимаются согласно [6]. В частности, для кладочных изделий 1-й группы ε_{mu} составляет – 0,0035, значения f_d , вычисляются делением характеристической прочности на частный коэффициент для кладки γ_M .

Аппроксимация расчетной диаграммы деформирования кладки с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах:

$$\begin{cases} \sigma = \left(2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mr1}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mr1}} \right)^2 \right) \cdot f_{dr} & \text{при } |\varepsilon| < |\varepsilon_{mr1}|; \\ \sigma = f_{dr} & \text{при } |\varepsilon| \leq |\varepsilon_{mu}|, \end{cases} \quad (2)$$

где ε_{mr1} – относительные деформации сжатия в вершине параболического участка диаграммы деформирования;

f_{dr} – расчетное значение прочности кладки с поперечным армированием сетками в горизонтальных швах при сжатии;

ε_{mur} – предельные относительные деформации сжатия.

Значения относительных деформаций сжатия на диаграмме деформирования кладки с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах:

$$\begin{cases} \varepsilon_{mur} = \varepsilon_{mu} \frac{f_{dr}}{f_d} \leq 1,5 \cdot \varepsilon_{mu}; \\ \varepsilon_{mr1} = 0,2 \cdot \varepsilon_{mur}. \end{cases} \quad (3)$$

Ординату f_{dr} идеализированной диаграммы предлагается определять по формуле:

$$f_{dr} = f_d + \frac{K \cdot \mu \cdot f_{yd}}{100} \leq 2 f_d, \quad (4)$$

где f_d – расчетное значение прочности неармированной кладки при сжатии;

f_{yd} – расчетное значение прочности при растяжении арматурной стали.

Коэффициент эффективности поперечного армирования K в формуле (4) предлагается принимать согласно табл. 1. В данной таблице для сеток из плоских спиралей и плетеных сеток из проволоки диаметром до 2 мм включительно даны повышенные значения коэффициента K . Возможность использования повышенных значений коэффициента K подтверждается экспериментальными исследованиями.

Таблица 1 – Рекомендуемые значения коэффициента эффективности поперечного армирования K

Кладочные изделия	Вид сеток армирования	K
Керамические пластического прессования, силикатные, бетонные (тяжелый бетон). Общий объем пустот и объем отдельной пустоты $\leq 12,5\%$	Из перекрестных стержней, соединенных контактно-точечной сваркой	2
	В виде плоских спиралей	2,25
	Плетеные сетки с диаметром арматуры до 2 мм при обеспечении защиты от коррозии на проектный срок эксплуатации	2,25
Керамические полнотелые полусухого прессования	Из перекрестных стержней, соединенных контактно-точечной сваркой	2
	В виде плоских спиралей	2,25

Для учета физической нелинейности продольной стальной арматуры в составе коротких армокаменных элементов при определении расчетных значений сопротивления сжатию принимается идеализированная диаграмма идеального упругопластического тела с ограничением площадки текучести согласно [7].

Расчет сжатого короткого армокаменного элемента с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах.

Принимаем для расчета следующие исходные данные:

– поперечное сечение элемента в виде столба (простенка) $b \times t = 2 \times 2$ кирпича (510×510 мм);

– кладка выполнена из керамических изделий 1-й группы с приведенной прочностью при сжатии $f_b = 20$ МПа на стандартном кладочном растворе заданного качества М10. Класс контроля выполнения работ – I;

– армирование горизонтальных швов кладки выполнено сетками из перекрестных стержней с шагом s по высоте через два ряда кладки ($2 \times (65 + 12) = 154$ мм);

– сетки выполнены из арматурной стали $\varnothing 4$ мм ($A_{sa} = 12,6$ мм²) с расчетным значением прочности на растяжение $f_{yd} = 350$ МПа;

– расстояние между стержнями арматурной сетки $a_1 = a_2 = 90$ мм.

Расчет по методике [6]:

– расчетное значение сопротивления сжатию сечения армокаменного элемента с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах вычисляется в соответствии с п. 9.1.2 [6]. При этом вместо расчетного значения прочности при сжатии неармированной каменной кладки f_d принимают расчетное значение прочности при сжатии армированной каменной кладки по п. 9.7.5.3 f_{dr} :

$$N_{Rdu,1} = \Phi \cdot b \cdot t \cdot f_{dr} \quad (5)$$

– характеристическая прочность кладки по табл. 6.4 [6] с учетом наличия продольного шва $f_k = 0,8 \times 6,5 = 5,2$ МПа;

– значение частного коэффициента для кладки на растворе заданного качества для класса контроля выполнения работ I по табл. 5.1 [6] составляет $\gamma_M = 1,7$;

– расчетная прочность кладки $f_d = f_k / \gamma_M = 5,2 / 1,7 = 3,06$ МПа;

– процент армирования кладки

$$\frac{A_{sa} \cdot (a_1 + a_2)}{a_1 \cdot a_2 \cdot s} 100\% = \frac{12,6 \cdot (90 + 90)}{90 \cdot 90 \cdot 154} 100\% = 0,18\% \geq 0,1\% ; \quad (6)$$

– коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения Φ , учитывающий эксцентриситет приложения нагрузки вычисляется согласно п. 9.1.2.8 [6];

– расчетное значение прочности при сжатии армированной каменной кладки f_{dr} по п. 9.7.5.3 [6] и расчетное значение сопротивления сжатию сечения армокаменного элемента $N_{Rdu,1}$ приведены в табл. 2.

Таблица 2 – Сравнение значений N_{Rdu} короткого армокаменного элемента с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах по [6] и по методике, учитывающей физическую нелинейность деформирования материалов [1–3]

e_0	Φ	f_{dr} (МПа)	$N_{Rdu,1}$ (кН)	$N_{Rdu,2}$ (кН)	$\left \frac{N_{Rdu,1} - N_{Rdu,2}}{N_{Rdu,1}} \right \cdot 100\%$
0	1	4,32	1124	1131	0,62
0,05·h	0,9	4,07	952	947	0,53
0,1·h	0,8	3,82	794	797	0,38
0,15·h	0,7	3,56	649	651	0,31
0,2·h	0,6	3,31	517	519	0,39

h – размер поперечного сечения элемента в плоскости изгиба

Расчет по методике, учитывающей физическую нелинейность деформирования материалов [1–3]:

– расчетное значение прочности при сжатии армированной каменной кладки с учетом предпосылки гомогенизации, в рамках которой кладка рассматривается в виде единой среды, принимается таким же, как вычислено ранее в табл. 2;

– диаграмма деформирования кладки принимается в виде параболически-линейного графика. В частности, с учетом принятых кладочных материалов деформации неармированной кладки составляют $\varepsilon_{mi} = -3,5\%$. Деформации кладки с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах

$$\varepsilon_{mur} = \varepsilon_{mi} \times f_{dr}/f_d = -3,5 \times 4,32/3,06 = -4,94\% < 1,5 \varepsilon_{mi}; \quad (7)$$

$$\varepsilon_{mr1} = 0,2 \times \varepsilon_{mur} = 0,2 \times 4,94 = -0,99\%. \quad (8)$$

Результаты вычисления расчетных значений сопротивления сжатию сечения армокаменного элемента с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах $N_{Rdu,2}$ в программе «Beta_K», реализующий деформационный подход к расчетам поперечных сечений, приведены в табл. 2.

Примеры напряженно-деформированного состояния поперечного сечения в предельной стадии по прочности при эксцентриситетах $0,05 \cdot h$ и $0,2 \cdot h$ показаны на рис. 2.

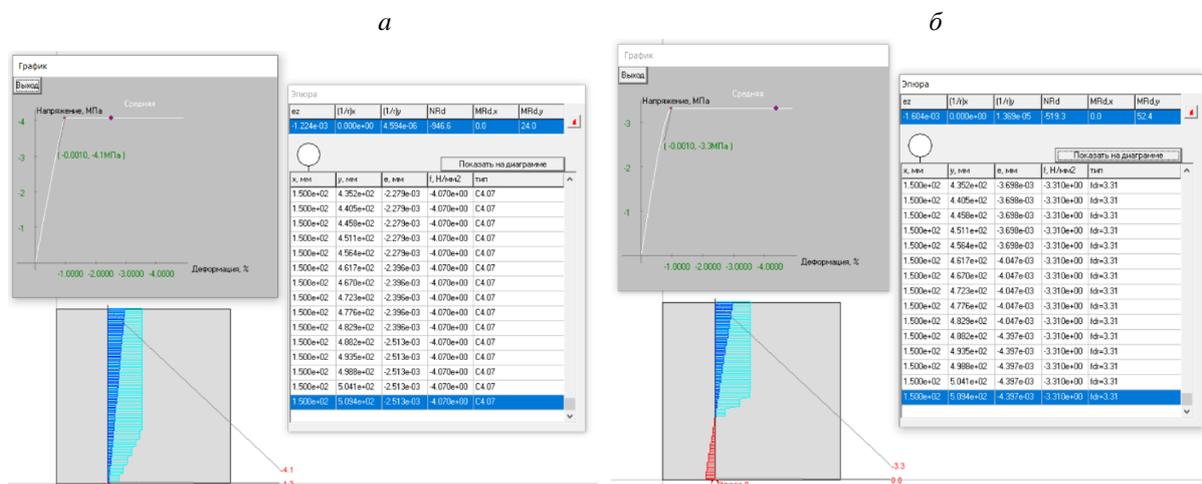


Рисунок 2 – Расчетное напряженно-деформированное состояние в поперечном сечении в предельной стадии по прочности, деформации кладки со стороны наиболее сжатой грани сечения:
 а – при эксцентриситете $e_0 = 0,05 \cdot h$; б – при эксцентриситете $e_0 = 0,2 \cdot h$

Расчет сжатого короткого армокаменного элемента с продольным армированием.

Принимаем для расчета следующие исходные данные:

- поперечное сечение короткого армокаменного элемента в виде столба (простенка) $b \times h = 1,5 \times 2,5$ кирпича (380×640 мм);
- каменная кладка выполнена из керамических изделий 1-й группы с приведенной прочностью при сжатии $f_b = 30$ МПа на стандартном кладочном растворе заданного качества М10. Класс контроля выполнения работ – I;
- продольное армирование выполнено на расстоянии $c = 50$ мм от растянутой грани, рабочая высота сечения $d = h - c = 640 - 50 = 590$ мм;
- продольное армирование выполнено стержневой арматурой $\varnothing 10, 12, 14, 16, 18$ и 20 мм с расчетным значением прочности на растяжение $f_{yd} = 450$ МПа;
- эксцентриситет приложения продольного усилия $e_0 = 1,5$ м.

Расчет по методике [6]:

- расчетная схема деформаций и усилий в сечении короткого армокаменного элемента при внецентренном сжатии показана на рис. 3;

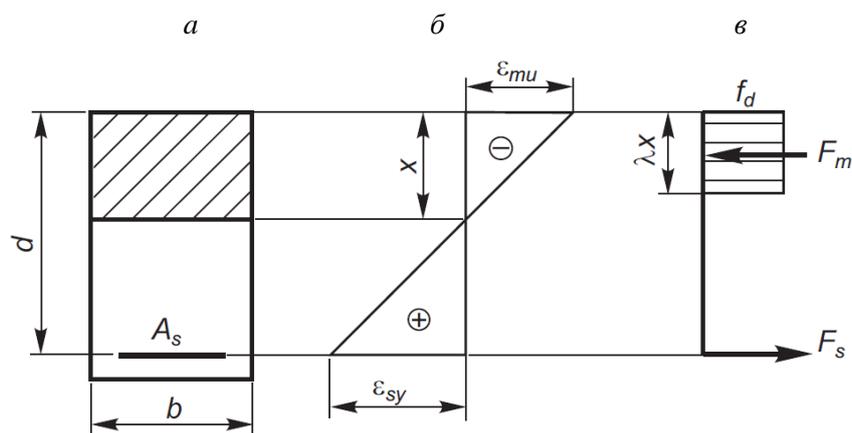


Рисунок 3 – Расчетная схема поперечного сечения изгибаемого и (или) сжатого армированного элемента [6, с. 58]:

a – поперечное сечение; *б* – эпюра деформаций; *в* – эпюра напряжений сжатия и схема расчетных усилий; F_s – растягивающее усилие в арматуре; F_m – равнодействующая сжимающего усилия в каменной кладке для прямоугольной эпюры напряжений

- характеристическая прочность кладки по табл. 4.7 [6] с учетом наличия продольного шва $f_k = 0,8 \times 8,6 = 6,88$ МПа;
- значение частного коэффициента для кладки на растворе заданного качества для класса контроля выполнения работ I по табл. 5.1 [6] $\gamma_M = 1,7$;
- расчетная прочность кладки $f_d = f_k / \gamma_M = 6,88 / 1,7 = 4,05$ МПа;
- минимальный процент армирования согласно п. 12.2.3.1 составляет 0,05 % расчетной площади (т. е. $0,05 \times b \times d / 100 = 112,1$ мм²);
- плечо z внутренних усилий в растянутой арматуре и сжатой зоне сечения по п. 9.6.2.4 [6]

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d ; \quad (9)$$

– из уравнения равновесия внутренних и внешних усилий расчетное значение сопротивления сжатию $N_{Rdu,1}$ по [6]

$$N_{Rdu,1} = N_u = \frac{A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{e_0 + h / 2 - c - z} ; \quad (10)$$

– результаты вычислений значений сопротивления сжатию $N_{Rdu,1}$ по [6] приведены в табл. 3.

Таблица 3 – Сравнение значений N_{Rdu} короткого армокаменного элемента с продольным армированием по [6] и по методике, учитывающей физическую нелинейность деформирования материалов [1–3]

Продольное армирование	A_s (мм ²)	z (мм)	$N_{Rdu,1}$ (кН)	$N_{Rdu,2}$ (кН)	$\left \frac{N_{Rdu,1} - N_{Rdu,2}}{N_{Rdu,1}} \right \cdot 100\%$
2Ø 10 мм	157	560,5	32,7	32,5	0,73
2Ø 12 мм	226	557,0	46,7	45,3	2,99
2Ø 14 мм	308	545,0	61,7	59,7	3,18
2Ø 16 мм	402	531,2	77,6	74,8	3,58
2Ø 18 мм	509	515,6	94,1	89,7	4,72
2Ø 20 мм	628	498,2	110,7	103,7	6,32

Расчет по методике, учитывающей физическую нелинейность деформирования материалов [1–3]:

- характеристическая прочность кладки и расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки принимается как было оговорено ранее $f_d = f_k / \gamma_M = 6,88 / 1,7 = 4,05$ МПа;
- диаграмма деформирования кладки принимается в виде параболически-линейного графика;
- предельные деформации неармированной кладки $\epsilon_{mu} = -3,5$ ‰;
- деформации кладки, соответствующие переходу на линейный участок диаграммы $\epsilon_{m1} = 0,2 \cdot \epsilon_{mu} = -0,2 \times 3,5 = -0,7$ ‰.

Результаты вычисления расчетных значений сопротивления сжатию сечения армокаменного элемента с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах $N_{Rd,2}$ в программе «Beta_K», реализующий деформационный подход к расчетам поперечных сечений, приведены в табл. 3.

Пример напряженно-деформированного состояния поперечного сечения в предельной стадии по прочности для поперечного сечения с продольным армированием при эксцентриситете $0,05 \cdot h$ показан на рис. 4.

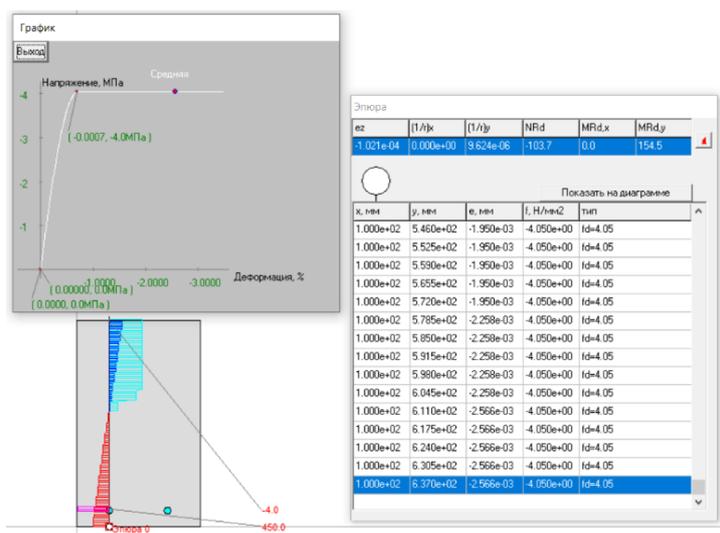


Рисунок 4 – Расчетное напряженно-деформированное состояние в поперечном сечении в предельной стадии по прочности короткого армокаменного элемента, деформации кладки со стороны наиболее сжатой грани сечения

Выводы.

Результаты расчетов и выполненного в табл. 2 и 3 сравнения подтверждают возможность применения предложенной в [1–3] методики, учитывающей физическую нелинейность деформирования материалов, в том числе и для вычисления *расчетных значений сопротивления сжатию* коротких армокаменных элементов в соответствии с нормами проектирования СП 5.02.01-2021 «Каменные и армокаменные конструкции» для проверки предельных состояний несущей способности.

Литература:

1. Глухов, Д. О. Метод расчета прочности сжатых каменных элементов по сечениям, нормальным к продольной оси / Д. О. Глухов, А. М. Хаткевич // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2016. – № 8. – С. 73–79.
2. Лазовский, Д. Н. Расчет сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов с учетом физической нелинейности / Д. Н. Лазовский, А. М. Хаткевич // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2017. – № 16. – С. 41–50.
3. Лазовский, Д. Н. Деформационный подход к расчету сопротивления сжатию армокаменных элементов / Д. Н. Лазовский, А. М. Хаткевич // Вестник МГСУ. – 2022. – Т. 17, № 12. – С. 1638-1652. – DOI 10.22227/1997-0935.2022.12.1638-1652. – EDN AVBGUW.

4. Карпенко Н. И., Соколов Б. С., Радайкин О. В. Проектирование бетонных, железобетонных, каменных и армокаменных элементов и конструкций с применением диаграммных методов расчета : монография. М. : Изд-во АСВ, 2019. – 194 с.
5. Соколов Б. С., Антаков А. Б. Аналитическая оценка напряженно-деформированного состояния каменных кладок при сжатии на основе авторской теории // Строительные материалы. 2019. – № 9. – С. 51–55. DOI: 10.31659/0585-430X-2019-774-9-51-55.
6. СП 5.02.01-2021. Каменные и армокаменные конструкции. Взамен ТКП 45-5.02-308-2017 (33020) : введен 01.04.2021. Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2021. – 116 с.
7. СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции ; введен 16.09.2020 г. Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2022. – 236 с.

ЦИФРОВИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ БЕЛАРУСИ

В. В. КОНЬКОВ¹, Е. Ю. ЗОРИНА²

¹к.т.н., доцент кафедры «Экономика, организация строительства
и управление недвижимостью»,
²магистр

Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. Весь мир стремится к внедрению цифровых технологий во все сектора экономики, поскольку посредством их возможно повысить конкурентоспособность производства, уменьшить количество ошибок из-за «человеческого фактора», сократить сроки выполнения работ. В настоящей статье рассмотрены основные направления цифровизации в строительной отрасли Республики Беларусь, а также примеры их внедрения.

Ключевые слова: цифровые технологии, строительная деятельность, эксплуатация.

DIGITALIZATION OF THE CONSTRUCTION INDUSTRY IN THE REPUBLIC OF BELARUS

V. V. Konkov¹, K. Y. Zoryna²

¹PhD in Technical, associate professor, Department «Economics,
construction organization and real
estate management»,
²master

Belarusian National Technical University
Minsk, the Republic of Belarus.

Annotation. The whole world is striving for the introduction of digital technologies in all sectors of the economy, since by means of them it is possible to increase the competitiveness of production, reduce the number of errors due to the "human factor", and reduce the time of work. This article discusses the main areas of digitalization in the construction industry of the Republic of Belarus, as well as examples of their implementation.

Key words: digital technologies, construction activity, operation.

Введение.

Процесс цифровизации подразумевает внедрение современных цифровых технологий, посредством которого максимально автоматизируются и роботизируются отдельные строительные этапы. За счет внедрения цифровых технологий предполагается сократить сроки разработки проектно-сметной документации и строительства, а также исключить (свести к минимуму) неточности, снижающие качество проектных и строительных работ.

Результаты и их обсуждение.

Зачастую, градацию цифровых технологий в строительстве применяют по классификации, определенной европейским союзом, которая включает в себя следующие направления: «цифровые строительные журналы», «цифровая система выдачи разрешений на строительство», «ВІМ-технологии», «3D-печать», «3D-сканирование», «Дроны», «Виртуальная реальность», «Датчики», «Интернет вещей» и «Искусственный интеллект» [1]. Рассмотрим внедрение в строительный комплекс Беларуси каждого из вышеперечисленных направлений.

1. «Цифровые строительные журналы», под которыми понимают деятельность по автоматизированному ведению производственных документов, таких как журнал производства работ, бетонных работ, авторского надзора и др. в специализированных программных комплексах.

В настоящее время программ, адаптированных под белорусские требования, нет, однако российские аналоги существуют (например, Vimeister). Кроме установленных форм журналов, программа содержит различные акты (освидетельствования скрытых работ, сварочных работ, об устранении нарушений и др.) [2]. Разработка белорусских аналогов (учитывая схожие зако-

нодательные подходы), а также внедрение их в практику позволило бы повысить конкурентоспособность строительства, а также оптимизировать затраты временных ресурсов. Следует отметить, что данное направление хоть и является перспективным, но не выступает в качестве приоритетного, поскольку согласно Директиве [3] цифровому развитию подлежат направления, связанные с определением стоимостных показателей строительства.

2. «Цифровая система выдачи разрешений на строительство», которая предполагает автоматизированную подачу и выдачу документов в области архитектурной и градостроительной деятельности.

Получение разрешительной документации – процесс трудоемкий, предполагающий создание единого цифрового (виртуального) пространства, в котором также взаимодействуют различные государственные организации [4], однако в Беларуси данное направление постепенно развивается. Так, с 2018 года осуществлен переход в части направления уведомлений в электронном виде о начале производства строительно-монтажных работ в соответствующие органы Государственного строительного надзора [5]. Однако данный вид электронного документооборота добровольный, поскольку требует от уведомителя заверение документа электронной цифровой подписью.

3. «BIM-технологии», которые предполагают создание информационной модели строительных объектов, разработанных с применением технологии информационного моделирования. Для отдельных по сложности классов объектов, переход на проектирование с применением BIM-технологий в Беларуси осуществлен до 2022 года.

Так, ОАО «Институт Белгоспроект» запроектировано посредством BIM-моделирования Китайско-Белорусский центр сотрудничества в индустриальном парке «Великий камень», Республиканский клинический медицинский центр в пос. Ждановичи и др. [6].

В настоящее время актуальным для развития направлением в области BIM-технологий является создание средств автоматизации сметно-экономических расчетов, в том числе с использованием технологий облачных вычислений. Работа по разработке соответствующего программного комплекса поручена ООО НПП «ABC-N» совместно с государственным предприятием «РНТЦ по ценообразованию в строительстве» [7], которые уже дала свои результаты – созданы расчетные модели на примере отдельных строительных конструкций, которые всесторонне изучаются на предмет выявления «ошибок» и «банов».

4. «3D-печать», основанная на методе послойного нанесения строительных материалов, в качестве которого в основном используют тяжелый мелкозернистый бетон [8]. Несмотря на то, что в некоторых исследованиях отмечается эффективность применения данной технологии в малоэтажном строительстве и сопоставимость по ценовым характеристикам к постройкам из газобетона [9], массовой технологией 3D-печать в Беларуси, как и во всем мире, пока еще не стала.

5. «3D-сканирование», посредством которой возможно получить детальную компьютерную копию реального строительного объекта с фактическими размерами. Процесс сканирования заключается в выполнении нескольких замеров с различных мест установки сканера с последующим объединением полученных результатов в общем координатном пространстве (облаке точек).

3D-сканирование является самой передовой цифровой технологией и активно используется в Республике Беларусь для съемки не только зданий и сооружений, но и автомобильных дорог, объектов горной и нефтегазовой промышленности [10].

6. «Дроны», которые представляют собой беспилотные автономные летающие аппараты, управляемые посредством пульта дистанционного управления, FPV-очков, ноутбука, планшета, мобильного телефона либо иного устройства. Сбор данных с дронов осуществляется с установленной на нем фото- видекамеры и специальных датчиков.

В Беларуси дроны популярны, поскольку могут использоваться на высотных объектах, строительных площадках, в опасных и труднодоступных местах не только в периоды проектирования и строительства, но и в ходе эксплуатации. Кроме того, применение данных беспилотных автономных летающих аппаратов регулируется специально созданной законодательной базой [11].

7. «Виртуальная реальность», которая создает «реальный» мир в цифровой среде, используя фотографии и панорамную видеосъемку. Виртуальная реальность предполагает создание трехмерных объемных моделей.

Объект в виртуальной среде зачастую создается 2 способами: по типу «goom-tour» либо со «съемом рабочих точек в единое координатное пространство». В последующим полученные результаты в ходе натурных исследований преобразуются в специализированном программном обеспечении и создается объемная модель.

В настоящее время в Республике Беларусь виртуальные модели широко используются при выполнении отделочных работ в виде дизайн проектов, схем-раскладок материалов. Для иных целей технология виртуальной реальности малоприменяема [12].

8. «Датчики», т. е. любые устройства, которые обеспечивают возможность мониторинга и сбора данных со строительных конструкций.

В Беларуси, датчики на строительных конструкциях и сооружениях используются более 10 лет. Наиболее примитивное их применение – на трубопроводах отопления и горячего водоснабжения, системах электроснабжения у потребителя тепловой и электроэнергии, посредством которых осуществляется дистанционный сбор показаний. Также датчики устанавливаются при проектировании и строительстве «умных домов» [13].

9. «Интернет вещей», которая является концепцией вычислительной сети физических предметов («вещей»), оснащенными встроенными технологиями для взаимодействия друг с другом или внешней средой. Данные системы обычно работают в режиме реального времени и как правило состоят из сети «умных» устройств и облачной платформы, к которой они подключены посредством Wi-Fi, Bluetooth и других видов связи.

Активное внедрение технологии «Интернет вещей» в Беларуси приходится на 2008–2010 гг., в особенности при проектировании, строительстве и эксплуатации охранных систем в жилых домах, коммерческих и промышленных зданиях. Также такие системы устанавливаются в местах хранения материалов на строительной площадке, где в случае срабатывания датчиков движения, открытия дверей (окон) передаются соответствующие сигналы о взломе ответственному лицу подрядчика и (или) в правоохранительные органы [14].

10. «Искусственный интеллект», к некоторым формам которого возможно отнести оснащение строительной площадки роботами, а также программные комплексы для генеративного проектирования (вид деятельности, где человеком в программе прописываются требования к форме (цвету, размерам и др.), а компьютер просчитывает и «предлагает» различные варианты). Данные системы широко не применяются не только в Беларуси, но и в мире, поскольку в настоящее время отдается предпочтение роботизации производственных процессов на заводах [15].

Вывод.

На сегодняшний день в строительный комплекс Республики Беларусь внедрено различное количество цифровых технологий, а по некоторым направлениям из них ведутся активные разработки. Поддерживает их внедрение и государственная политика соответствующими законодательными актами и финансированием. Цифровые технологии внедряются не только на базе частных организаций и научно-исследовательских институтов, но и на государственных предприятиях.

Литература:

1. Бакуменко Л. П., Минина Е. А. Международный индекс цифровой экономики и общества (I-DESI). Тенденции развития цифровых технологий [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://doi.org/10/21686/2500-3925-2020-2-40-54>.

2. Официальный сайт Vimeister.com [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://bimeister.com/ru/>.

3. О приоритетных направлениях развития строительной отрасли [Электронный ресурс]: Директива Президента Респ. Беларусь, 04.03.2019, № 8 // КонсультантПлюс. / ООО «ЮрСпектр», Национальный правовой Интернет-портал Респ. Беларусь. – Минск, 2019.

4. О некоторых мерах по совершенствованию архитектурной и строительной деятельности [Электронный ресурс]: постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 20.02.2007, № 223 // КонсультантПлюс. / ООО «ЮрСпектр».

5. О порядке направления уведомлений о производстве строительно-монтажных работ [Электронный ресурс]: постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 08.05.2018 № 343// КонсультантПлюс. / ООО «ЮрСпектр», Национальный правовой Интернет-портал Респ. Беларусь. – Минск, 2018.

6. BIM-технологии – ключ к еще более эффективному строительству [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://mas.gov.by/ru/news_ru/view/bim-texnologii-kljuch-k-esche-bolee-effektivnomu-stroitelstvu-1490/.
7. Пурс Г. А. BIM и сметы. Проблемы внедрения и пути решения: Строительство и ценообразование. Производственно-практический журнал / Г. А. Пурс, В. А. Изатов, И. А. Воронин. – РУП «РНТЦ по ценообразованию в строительстве», 2022.
8. Технология строительной печати на 3D-принтере [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://specavia.pro/articles/2238/>.
9. Каширипур М. М., Гарагозов С. Б. Новые тенденции и инновации в строительстве: строительство с помощью 3D-принтера [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://rep.bntu.by/handle/data/114413>.
10. ОАО «ГИАП» оказывает услуги по 3D-сканированию различных объектов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://giap.by/3d-skanirovanie.html>.
11. В. С. Ромель. «Дроны»: основное, что о них нужно знать [Электронный ресурс] // КонсультантПлюс / ООО «ЮрСпектр». – Минск, 2021.
12. Э. Ю. Брило, Е. Д. Матвейчук. Виртуальная и дополненная реальность как инструменты маркетинга [Электронный ресурс] / – Режим доступа: <https://elib.bsu.by/bitstream/123-456789/178328/1/>. – Дата доступа 23.03.2023.
13. Низин Д. Р. и др. Основные преимущества использования датчиков для мониторинга температуры и влажности поверхностей строительных конструкций [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://cyberleninka.ru/article/n/osnovnye-preimuschestva-ispolzovaniya-datchikov-dlya-monitoringa-temperatury-i-vlazhnosti-poverhnostey-stroitelnyh-konstruktsiy>.
14. Ю. В. Мелешко. Электронный учебно-методический комплекс по учебной дисциплине «Промышленный интернет вещей» для специальностей: 1-25 01 07 Экономика и управление на предприятии, 1-27 01 01 Экономика и организация производства (по направлениям) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://rep.bntu.by/handle/data/109805>.
15. В. Н. Колчин. Специфика применения технологии «искусственного интеллекта» в строительстве [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://cyberleninka.ru/article/n/spetsifika-primeneniya-tehnologii-iskusstvennogo-intellekta-v-stroitelstve>.

References:

1. Bakumenko L. P., Minina E. A. International Digital Economy and Society Index (I-DESI). Trends in the development of digital technologies [Electronic resource]. – Access Mode: <https://doi.org/10/21686/2500-3925-2020-2-40-54>.
2. Official site Bimeister.com [Electronic resource]. – Access Mode: <https://bimeister.com/ru/>.
3. On the priority directions of development of the construction industry [Electronic resource]: Directive of the President of the Rep. Belarus, 04.03.2019, No. 8 // ConsultantPlus. / YurSpektr LLC, National Legal Internet Portal Resp. Belarus. – Minsk, 2019.
4. On some measures to improve architectural and construction activities [Electronic resource]: Decree of the Council of Ministers of the Rep. Belarus, 20.02.2007, No. 223 // ConsultantPlus. / YurSpektr LLC.
5. On the procedure for sending notifications about the production of construction and installation works [Electronic resource]: Resolution of the Council of Ministers of the Rep. Belarus, 08.05.2018 No. 343 // ConsultantPlus. / YurSpektr LLC, National Legal Internet Portal Resp. Belarus. – Minsk, 2018.
6. BIM-technologies – the key to even more efficient construction [Electronic resource]. – Access mode: http://mas.gov.by/ru/news_ru/view/bim-texnologii-kljuch-k-esche-bolee-effektivnomu-stroitelstvu-1490/.
7. Purs G. A. BIM and estimates. Implementation problems and solutions: Construction and pricing. Industrial and practical journal / G. A. Purs, V. A. Izatov, I. A. Voronin. – RUE "RSTC for pricing in construction", 2022.
8. Technology of construction printing on a 3D-printer [Electronic resource]. – Access mode: <https://specavia.pro/articles/2238/>.
9. Kashiripur M. M., Garagozov S. B. New trends and innovations in construction: construction using a 3D-printer [Electronic resource]. – Access mode: <https://rep.bntu.by/handle/data/114413>.

10. JSC "GIAP" provides services for 3D-scanning of various objects [Electronic resource]. – Access mode: <http://giap.by/3d-scanirovanie.html>.
11. V. S. Romel. "Drones": the main thing you need to know about them [Electronic resource] // ConsultantPlus. / YurSpektr LLC. – Minsk, 2021.
12. E. Yu. Brilo, E. D. Matveychuk. Virtual and augmented reality as marketing tools [Electronic resource]. – Access mode: <https://elib.bsu.by/bitstream/123456789/178328/1/>. – Access date 03/23/2023.
13. Nizin D. R. and others. The main advantages of using sensors for monitoring the temperature and humidity of the surfaces of building structures [Electronic resource]. – Access mode: <https://cyberleninka.ru/article/n/osnovnye-preimuschestva-ispolzovaniya-datchikov-dlya-monitoringa-temperatury-i-vlazhnosti-poverhnostey-stroitelnyh-konstruktsiy>.
14. Yu. V. Meleshko. Electronic educational and methodical complex on the discipline "Industrial Internet of things" for specialties: 1-25 01 07 Economics and management at the enterprise, 1-27 01 01 Economics and organization of production (according to directions) [Electronic resource]. – Access mode: <https://rep.bntu.by/handle/data/109805>.
15. V. N. Kolchin. The specifics of the application of "artificial intelligence" technology in construction [Electronic resource]. – Access mode: <https://cyberleninka.ru/article/n/spetsifika-primeneniya-tehnologii-iskusstvennogo-intellekta-v-stroitelstve>.

РАЗДЕЛ II. ЭКОНОМИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 692.21

ПУТИ ПОВЫШЕНИЯ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С КАМЕННЫМ ЗАПОЛНЕНИЕМ

В. Н. ДЕРКАЧ¹

¹ д. т. н., доцент, директор филиала Республиканского унитарного предприятия
«ИНСТИТУТ БелНИИС» – «Научно-технический центр»
г. Брест Республика Беларусь

Аннотация. Повышения экономической эффективности каркасных зданий с каменным заполнением можно добиться путем включения в совместную работу каркаса здания и каменной кладки. Совместная работа пространственного железобетонного каркаса с каменной кладкой наиболее полно реализуется в каркасных зданиях, при строительстве которых применяется технология опережающего возведения каменного заполнения. Включению каменной кладки стен в совместную работу с железобетонным каркасом приводит к повышению трещиностойкости стен и снижению материалоемкости каркаса. В статье выполнен анализ требований проекта Еврокода 6 к проектированию каменного заполнения, работающего совместно с железобетонным каркасом. Выполнен анализ методики проверки предельных состояний несущей способности при сжатии, сдвиге и изгибе каркасно-каменных стен, а также требований по их конструированию. Указано на необходимость проведения экспериментально-теоретических исследований каркасно-каменных стен, выполненных с применением кладок из эффективных кладочных изделий, выпускаемых предприятиями Республики Беларусь и разработки национального научно-обоснованного регламента по проектированию конструктивных систем каркасных зданий с опережающим возведением каменного заполнения.

Ключевые слова: каркасные здания, конструктивные системы, каменное заполнение, сопротивление силовым воздействиям, совместная работа с каркасом.

WAYS TO INCREASE THE ECONOMIC EFFICIENCY OF FRAME BUILDINGS WITH MASONRY FILLING

V. DERKATCH¹

¹ Doctor of Technical Sciences, assistant professor, the head of the branch of the
Republican Unitary Enterprise "Institute BelNIIS" – "Scientific and Technical Center"
Brest Republic of Belarus

Abstract. An increase in the economic efficiency of frame buildings with masonry filling can be achieved by including the building frame and masonry in the joint work. The joint work of a spatial reinforced concrete frame with masonry is most fully realized in frame buildings, in the construction of which the technology of advanced construction of masonry filling is used. The inclusion of masonry walls in collaboration with a reinforced concrete frame leads to an increase the crack resistance of the walls and a decrease the material consumption of the frame. The article analyzes the requirements of the Eurocode 6 project for the design of a masonry filling working together with a reinforced concrete frame. The analysis of the methodology for checking the limit states of load-bearing capacity during compression, shear and bending of frame-masonry walls, as well as the requirements for their design, is carried out. It is pointed out that it is necessary to conduct experimental and theoretical studies of frame-masonry walls made with the use of masonry from effective masonry products manufactured by enterprises of the Republic of Belarus and the development of national scientifically-based regulations for the design of structural systems of frame buildings with advanced construction of masonry filling.

Keywords: frame buildings, structural systems, masonry filling, resistance to force influences, joint work with the frame.

Введение.

Спрос на жилые и общественные здания с высокими потребительскими свойствами, а также потребность в разнообразных архитектурных формах обусловили в странах СНГ и за рубежом

большие объемы строительства каркасных зданий с каменным заполнением. Современные каркасные здания с каменным заполнением являются сложными многоэлементными системами, включающими конструктивные элементы с различными прочностными и деформационными характеристиками. По характеру взаимодействия каркаса с каменным заполнением указанные здания подразделяют на две конструктивные системы: с опережающим возведением каркаса (здания I типа) и опережающим возведением каменного заполнения (здания II типа).

При проектировании каркасных зданий I типа в качестве несущих конструкций рассматривают железобетонные элементы каркаса. Каменное заполнение выполняет ограждающие функции, а в расчетах каркаса учитывается в виде постоянного вертикального воздействия. С этой целью между элементами каркаса и заполнением устраивают деформационные швы, а каменную кладку с каркасом сопрягают с помощью специальных соединительных изделий. Указанные здания получили доминирующее развитие в современной строительной практике.

Одним из путей повышения экономической эффективности каркасных зданий является использование эффекта совместной работы пространственного железобетонного каркаса и каменной кладки, заполняющей его ячейки, который реализуется в случае плотного и прочного контакта между каменным заполнением и элементами каркаса по всем плоскостям их сопряжения. Требуемый контакт между заполнением и элементами каркаса можно обеспечить на основе технологии строительства, применяемой для каркасных зданий II типа, когда выполнение кладки стен в пределах каждого этажа опережает устройство каркаса. Каменная кладка в этом случае используется в качестве опалубки для колонн каркаса и опор для ригелей и плит перекрытий. Вследствие этого стены воспринимают большую часть воздействий от собственного веса вышележащих конструкций, а также от функциональных воздействий на перекрытия. Поскольку в этом случае на железобетонные стойки каркаса приходится лишь часть вертикальных усилий, отпадает необходимость в устройстве для них отдельных фундаментов. Усадка бетона железобетонных элементов, обрамляющих кладку стен, вызывает в ней двухосное сжатие. При этом сжимающие напряжения в каменной кладке от усадки бетона могут достигать 0,2–0,3 МПа. Совместная работа каменной кладки с каркасом приводит к снижению внутренних усилий в вертикальных элементах каркаса, а за счет обжатия кладки к одновременному повышению сопротивления заполнения сдвигающим усилиям и изгибу, которые имеют место при горизонтальных воздействиях в плоскости стен и перпендикулярно их поверхности. В результате возрастает трещиностойкость стенового заполнения, снижается материалоемкость железобетонного каркаса, а также повышается общая устойчивость здания вследствие уменьшения расчетной высоты каменной кладки, заключенной в железобетонную обвязку. Обвязочные железобетонные элементы, соединенные с каменной кладкой, предотвращают хрупкое разрушение последней и являются эффективным способом защиты здания от прогрессирующего разрушения при особых воздействиях.

В результате рассмотренных особенностей работы каркасных зданий при различных видах силовых воздействий расход металла на армирование элементов каркаса в зданиях II типа оказывается значительно меньшим, чем в зданиях I типа.

Экспериментально-теоретические исследования совместной работы железобетонного каркаса с каменной кладкой, заполняющей его ячейки, проводились в СССР и за рубежом. Результаты этих исследований нашли отражение в нормативных документах и специальных публикациях, которые в основном были посвящены повышению сейсмостойкости каркасных зданий [1–7]. В последнее время, благодаря развитию строительных технологий, конструктивные системы каркасных зданий с опережающим возведением каменного заполнения находят все более широкое применение в традиционном гражданском строительстве зданий малой и средней этажности.

Особенности конструирования каркасно-каменных стен.

Каменные стены, заключенные в железобетонный каркас, называют каркасно-каменными или комплексными стенами. Каркасно-каменная стена состоит из каменной кладки, а также из обрамляющих ее горизонтальных и вертикальных железобетонных элементов (рис. 1).

Обрамляющие каменную кладку вертикальные железобетонные элементы, играют роль колонн традиционного каркасного здания, и отличаются от них тем, что имеют гораздо меньшие размеры поперечного сечения и бетонируются после возведения стены. Опорой горизонтальные железобетонные элементы (монолитных железобетонных перекрытий, обвязок, ригелей) является каменная кладка стен и вертикальные железобетонные элементы.

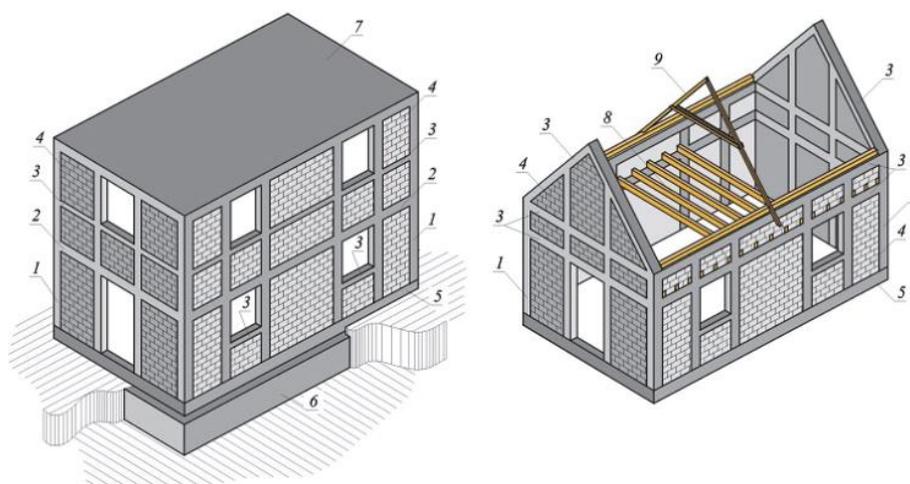


Рисунок 1 – Схема каркасно-каменных зданий [8]:

1 – вертикальные элементы (стойки); 2 – горизонтальные элементы (обвязочные балки, монолитные железобетонные перекрытия); 3 – обвязка проемов и фронтона; 4 – каменная кладка; 5 – цокольная обвязка; 6 – фундамент; 7 – железобетонное перекрытие; 8 – деревянное перекрытие; 9 – стропильная система

Общие указания по проектированию каркасно-каменных стен приводятся в EN 1996-1-1 [9]. Согласно [9] стены из каменной кладки должны обрамляться вертикальными и горизонтальными железобетонными элементами таким образом, чтобы было обеспечено полное силовое взаимодействие каменных стен с каркасом здания. Контакт между каменной кладкой и вертикальными элементами каркаса (стойками) реализуется с помощью шпонок, которые формируются в процессе возведения стен (рис. 2, а), а также путем использования арматурных стержней или сеток уложенных в горизонтальные швы кладки и заводимых в тело колонн каркаса (рис. 2, б, в). Шпоночное соединение устраивают в случае применения в каменной кладке кладочных изделий группы 1 и группы 2. В качестве арматуры, соединяющей каменную кладку со стойками каркаса применяют арматурные стержни $\phi \geq 6$ мм, располагаемые по высоте колонны с шагом не более 300 мм. Арматурные стержни и сетки должны быть надежно заанкерены в бетоне стоек. В случае недостаточных размеров поперечного сечения стоек, анкеровка арматурных изделий выполняется при помощи прямых или угловых крючков.

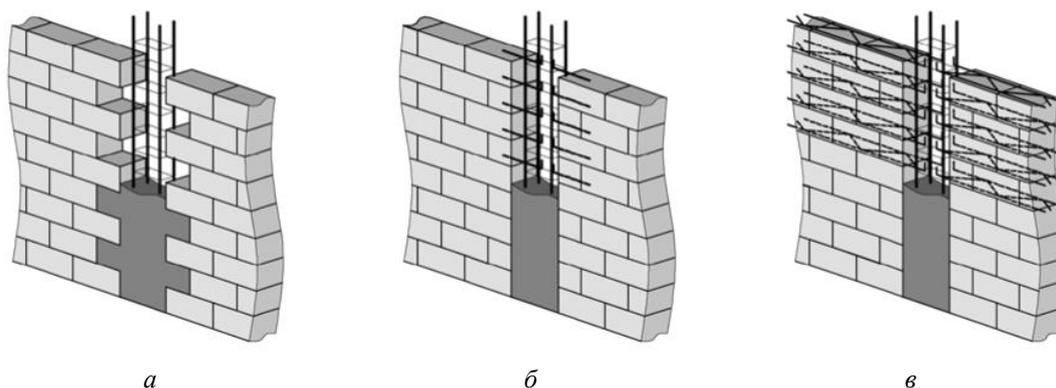


Рисунок 2 – Способы сопряжения каменных стен с железобетонными стойками [10]:

а – шпоночное соединение; б – с помощью арматурных стержней;
в – с помощью сеток армирования горизонтальных растворных швов

Железобетонные стойки следует размещать в местах пересечения несущих стен и по обе стороны от проемов, площадь которых превышает $1,5 \text{ м}^2$. По вертикали раскрепление стен железобетонными элементами выполняется в уровне каждого этажа. Дополнительные раскрепляющие элементы рекомендуется устанавливать в стенах, пролет которых в вертикальном и горизонтальном направлениях превышает 4 м (рис. 3).

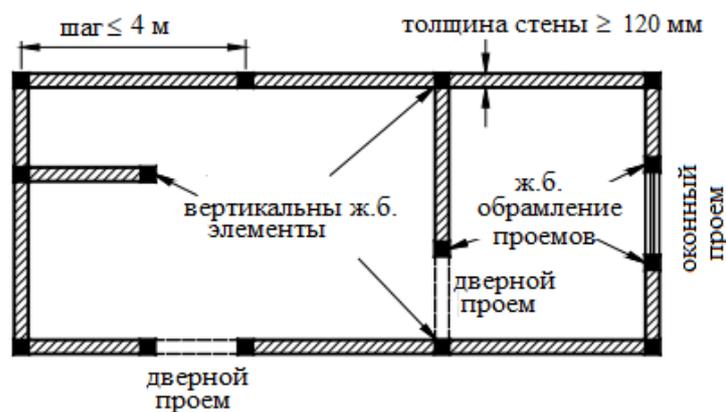


Рисунок 3 – Схема расположения железобетонных стоек

Раскрепляющие железобетонные элементы должны иметь площадь поперечного сечения не менее $0,002 \text{ м}^2$, при наименьшем размере в плоскости стены 150 мм. Площадь сечения продольной арматуры железобетонных элементов должна составлять не менее 0,8 % площади поперечного сечения элемента и не менее 200 мм^2 . Железобетонные стойки рекомендуется армировать четырьмя продольными стержнями $\phi \geq 8 \text{ мм}$ и хомутами $\phi \geq 6 \text{ мм}$, устанавливаемыми с шагом не более 300 мм (рис. 4).

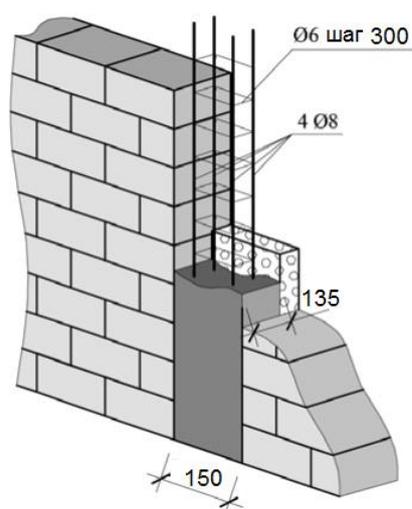


Рисунок 4 – Минимальные размеры поперечных сечений бетона и арматуры железобетонных стоек [10]

В общем случае армирование вертикальных и горизонтальных железобетонных элементов выполняют в соответствии с действующими нормами по проектированию железобетонных конструкций.

Проверка предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен.

В [9] отсутствуют конкретные указания касающиеся расчета сопротивлений силовым воздействиям каркасно-каменных стен. Такие указания содержатся в проекте нового Еврокода 6 [11]. В [11] каркасно-каменные стены рассматриваются как единая комбинированная конструкционная система («Composite structure» – англ., «Verbundkonstruktion» – нем.). Проверка предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен производится отдельно для эффектов воздействий вызываемых вертикальной нагрузкой, а также горизонтальной нагрузкой, действующей в плоскости стены и перпендикулярно ее поверхности. В [11] приводится методика расчета каркасно-каменных стен, как вертикально нагруженных стен, стен работающих на сдвиг, а также стен при одновременном действии изгибающих моментов и вертикальных усилий. Первая методика касается расчета несущих стен, а две последние – стен диафрагм жесткости. Расчет каркасно-каменных стен, подверженных действию нагрузки перпендикулярно их поверхности, рекомендуется выполнять, как обычных стен из каменной кладки. Требова-

ния [11] не распространяются на каркасно-каменные стены кладка которых выполнена из кладочных изделий группы 4.

Проверку предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен при действии вертикальной нагрузки производят из условия:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (1)$$

где N_{Ed} – расчетное значение вертикального усилия в каркасно-каменной стене;

N_{Rd} – расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены сжатию.

Расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены сжатию определяют по формуле (2).

$$N_{Rd} = \Phi \cdot (f_d \cdot A_t + \sum A_s \cdot f_{yd}), \quad (2)$$

где Φ – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки согласно [9];

f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки;

A_t – площадь поперечного сечения стены, включающая площадь поперечного сечения обрамляющих кладку железобетонных стоек;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры железобетонной стойки;

f_{yd} – расчетное значение прочности арматуры.

Проверку предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен проводят также как и для обычных несущих стен в трех сечениях по высоте стены: в верхнем, среднем и нижнем.

Проверку предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен в случае действия сдвигающих усилий выполняют из условия:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (3)$$

где V_{Ed} – расчетное значение сдвигающего усилия в каркасно-каменной стене;

V_{Rd} – расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены сдвигу.

Расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены сдвигу определяют по формуле (4).

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot d \leq 0,3 \cdot f_d \cdot t \cdot d, \quad (4)$$

где f_{vd} – расчетное значение прочности на сдвиг каменной кладки;

t – высота поперечного сечения каменной кладки;

d – ширина поперечного сечения каменной кладки увеличенная на 1,5 ширины поперечного сечения вертикального железобетонного элемента, b (см. рис. 5).

При одновременном действии изгибающих моментов и вертикальных усилий проверку предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен выполняют из условия:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \quad (5)$$

где M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента в каркасно-каменной стене;

M_{Rd} – расчетное значение сопротивления изгибу поперечного сечения стены.

Расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены изгибу определяют по формуле (6). При этом значение M_{Rd} устанавливают относительно центра тяжести сжатой зоны поперечного сечения каркасно-каменной стены (рис. 5).

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4x) + N_{Ed} \cdot \left(\frac{l}{2} - 0,4x\right). \quad (6)$$

Высоту сжатой зоны, x , определяют из условия равенства нулю суммы продольных усилий, действующих в поперечном сечении стены:

$$x = \frac{N_{Ed} + A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot \eta_f \cdot f_d}, \quad (7)$$

где η_f – коэффициент приведения эпюры сжимающих напряжений к прямоугольной форме. В случае железобетонных обвязочных элементов $\eta_f = 1$.

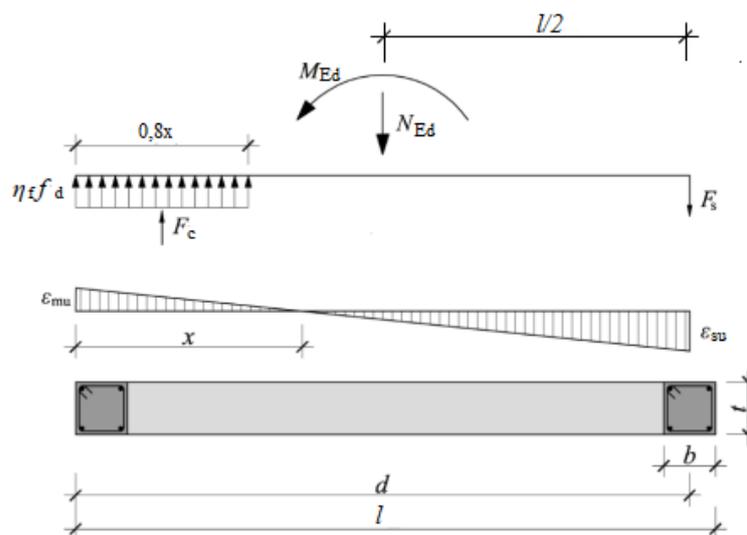


Рисунок 5 – Схема распределения напряжений и относительных деформаций в поперечном сечении каркасно-каменной стены при одновременном действии изгибающих моментов и вертикальных сил [11]

Обсуждение методики проектирования каркасно-каменных стен.

Указания EN 1996-1-1, касающиеся расположения железобетонных раскрепляющих элементов на расстоянии ≤ 4 м, являются более жесткими, чем указания EN 1998-1 [12] или рекомендации [13], которые регламентируют требования к проектированию сейсмостойких конструкций. Согласно [11] расстояние между раскрепляющими железобетонными элементами в каркасно-каменных стенах не должно превышать 5 м. В соответствии с [13] расстояние между железобетонными стойками зависит от этажности здания и не должно превышать 4,5–6 м. Более жесткие требования EN 1996-1-1, касающиеся расстояния между железобетонными раскрепляющими элементами, относительно норм по сейсмостойкому строительству объясняется тем, что исследования работы каркасно-каменных стен в основном были сосредоточены на сейсмических воздействиях. При действии статических нагрузок таких исследований выполнено значительно меньше. При этом, в отличие от норм по сейсмостойкому строительству, EN 1996-1-1 не ограничивает применение в кладке каркасно-каменных стен кладочных изделий и растворов в зависимости от их прочностных показателей. Ограничения касаются только кладочных изделий группы 4, которые не допускаются для возведения каркасно-каменных стен. Следовательно, выпускаемые в Республике Беларусь кладочные изделия: керамические, включая поризованные, силикатные, ячеистобетонные, керамзитобетонные могут применяться при возведении несущих стен каркасных зданий II типа. Кладка при этом может вестись на стандартных и тонкослойных швах, с заполнением и без заполнения раствором вертикальных швов. Необходимые для проектирования каркасно-каменных стен значения прочностных и деформационных характеристик каменных кладок из кладочных изделий, выпускаемых в Республике Беларусь, приводятся в национальных нормах [14].

Из формулы (2) следует, что при расчете сопротивления каркасно-каменной стены сжатию прочность бетона железобетонных стоек не учитывается. Площадь бетона стоек заменяется площадью каменной кладки, а увеличение сопротивления каркасно-каменной стены сжатию происходит исключительно за счет сопротивления сжатию продольной арматуры железобетонных стоек. В отличие от обычных каменных стен, для которых при расчете сопротивления сжатию анализируется участок каменной кладки шириной 1 м, расчет N_{Rd} каркасно-каменной стены производят для всего поперечного сечения стены, включая железобетонные стойки.

Нетрудно показать, что N_{Rd} каркасно-каменной стены длиной 4 м, выполненной из ячеистобетонных изделий нормируемой прочностью на сжатие $f_b = 2,5$ МПа, стойки которой армированы четырьмя стержнями $\phi 16$ S500, эквивалентно N_{Rd} обычной стены из ячеистобетонных изделий нормируемой прочностью на сжатие $f_b \approx 5$ МПа.

При расчете сопротивления сдвигу V_{Rd} каркасно-каменной стены предполагается, что вся площадь поперечного сечения кладки сжата, при этом прочность бетона и арматуры железобетонных элементов в расчетах V_{Rd} не учитывают (формула 4). Принимается, что сопротивление

сдвигу каркасно-каменной стены равно сопротивлению сдвигу сечения каменной кладки, площадь которого увеличена на 1,5 площади поперечного сечения железобетонной стойки. Таким образом, значение V_{Rd} каркасно-каменной стены определяется расчетным значением прочности на сдвиг каменной кладки f_{vd} , которое ограничивается величиной равной $0,3f_d$.

Сопротивление каркасно-каменной стены сдвигу, рассчитанное по формуле (4), ассоциируется со сдвигом каменной кладки в плоскости горизонтальных растворных швов. Это справедливо, если каменная кладка выполнена из прочных кладочных изделий. В случае применения для каменной кладки ячеистобетонных, керамзитобетонных изделий или пустотных поризованных керамических изделий разрушение каркасно-каменных стен при сдвиге может быть обусловлено действием главных напряжений, значения и траектории которых рекомендуется устанавливать на основе расчета методом конечных элементов (МКЭ) пространственной модели здания.

Требование по размещению железобетонных стоек по граням проемов, площадь которых превышает $1,5 \text{ м}^2$, существенно ограничивает возможности объемно-планировочных решений здания в части расположения в каркасно-каменных стенах дверных и оконных проемов.

Наличие проемов в стене снижает сдвиговую жесткость каркасно-каменной стены и ее трещиностойкость вследствие возникновения главных растягивающих напряжений в углах проемов (рис. 6).

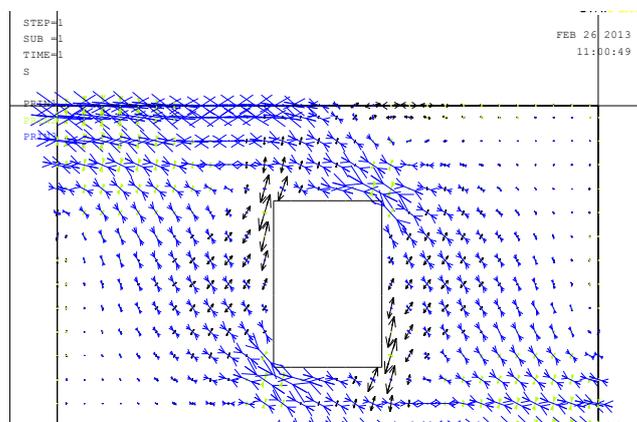


Рисунок 6 – Траектории главных напряжений в стене с оконным проемом

Следует отметить, что обрамление железобетоном проемов обычно применяют при строительстве каркасно-каменных зданий в сейсмоопасных районах. Согласно [15] обрамление железобетоном проемов в несущих каменных стенах требуется если ширина проема превышает 3,5 м, 3 м и 2,5 м при расчетной сейсмичности соответственно 7, 8 и 9 баллов. Экспериментально-теоретические исследования совместной работы каркаса с каменным заполнением [16] показывают, что влиянием заполнения на сдвиговую жесткость каркаса можно пренебречь, если площадь дверного проема превышает 20 %, а оконного проема 30 % площади каркасно-каменной стены. При этом на сдвиговую жесткость каркаса существенно влияет положение дверного проема относительно грани заполнения, на которую передается сдвигающая нагрузка.

В условиях Республики Беларусь для каркасно-каменных зданий высотой до семи этажей достаточным может быть усиление каменной кладки в зоне проемов путем ее поверхностного армирования сетками из композиционных материалов или установкой стальных арматурных сеток в горизонтальных растворных швах, если площадь проемов не превышает 20 % площади каркасно-каменной стены. В противном случае потребуется обрамление проема железобетонными стойками. Однако такой подход к конструированию каркасно-каменных стен требует экспериментального и теоретического обоснования.

Выводы.

На основании изложенного можно заключить, что при строительстве каркасных зданий малой и средней этажности применение технологии опережающего возведения каменного заполнения является целесообразным и экономически обоснованным. Включение в совместную работу с каркасом каменной кладки приводит к снижению внутренних усилий в вертикальных элементах каркаса и одновременному повышению сопротивления заполнения сдвигающим усилиям и изгибу, в результате чего повышается трещиностойкость стенового заполнения и

снижается материалоемкость железобетонного каркаса. Сдерживающее влияние на внедрение в отечественной строительной практике конструктивных систем каркасных зданий с опережающим возведением каменного заполнения оказывает отсутствие нормативных документов, регламентирующих правила проектирования таких зданий. Для разработки национального научно-обоснованного регламента по проектированию конструктивных систем каркасных зданий с опережающим возведением каменного заполнения требуется проведение экспериментально-теоретических исследований каркасно-каменных стен, выполненных с применением кладок из эффективных кладочных изделий, выпускаемых предприятиями Республики Беларусь.

Литература:

1. Измайлов, Ю. В. Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий / Ю. В. Измайлов. – Кishinev: Карта Молдовеняскэ, 1975. – 310 с.
2. Поляков, С. В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С. В. Поляков. – М: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. – 189 с.
3. Поляков, С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий / С. В. Поляков. – М: Высшая школа, 1983. – 304 с.
4. Baran, M. Experimental Study on Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Frames by Precast Concrete Panel / M. Baran, T. Tankut // *ACI Structural Journal*. – 2011. – № 3. – P. 227 – 237.
5. Pujol, S. Masonry infill walls: An effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures / S. Pujol [etc.] // *The 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12–17, 2008 / International Association for Earthquake Engineering (IAEE)*. – Beijing, 2008. – P. 1 – 8.
6. Federal Emergency Management Agency. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings / FEMA-274. Applied Technology Council. – Washington, 1999. – 509 p.
7. Federal Emergency Management Agency. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: basic procedures manual / FEMA-306. Applied Technology Council. – Washington, 1998. – 250 p.
8. Mury skřepowane – ustalenia ogólne i normowe [Электронный ресурс].–Режим доступа: <https://www.piib.org.pl/inzynier-budownictwa>. – Дата доступа: 20.04.2023
9. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk: EN 1996-1-1:2005. – Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2005. – 127 p.
10. Drobiec, L. Konstrukcje Murowe wedlug Eurokodu 6 i norm zwiazanych / L. Drobiec, R. Jasin-ski, A. Piekarczyk. – Warszawa: Wydawnictwo naukowe PWN, 2013. – 692 p.
11. Eurocode 6: Desing of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Final draft: prEN 1996-1-1. – Brussels, 2019. – 131 p.
12. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings: EN 1998-1. – Brussels, 2005. – 225 p.
13. Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings: Confined Masonry Network A Project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE With funding support from Risk Management Solutions, 2011. – 90 p.
14. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования: СП 5.02-01.– 2020.– Введ.1.04.2021.– Минск: МАиС, 2020.– 117 с.
15. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП 11-7-81*: СП 14.13330.2018. – Введ.25.11.2018.– М: Стандартинформ, 2018.– 115 с.
16. Деркач, В. Н. Экспериментальные исследования влияния каменного заполнения на сдвиговую жесткость каркасов зданий / В. Н. Деркач, Р. Б. Орлович // *Промышленное и гражданское строительство*. – 2014. – № 11. – С. 53 – 57.

References:

1. Izmajlov, YU. V. Sejsmostojkost' karkasno-kamennyh zdaniy [Seismic resistance of frame-stone buildings] / YU. V. Izmajlov. – Kishinev: Kartya Moldovenyaske, 1975. – 310 p. (rus).

2. Polyakov, S. V. Kamennaya kladka v karkasnyh zdaniyah [Masonry in frame buildings] / S. V. Polyakov. – M: Gosudarstvennoe izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu i arhitekture, 1956. – 189 p. (rus).
3. Polyakov, S. V. Sejsmostojkie konstrukcii zdaniy [Seismic resistance structures of buildings] / S. V. Polyakov. – M: Vysshaya shkola, 1983. – 304 p. (rus).
4. Baran, M. Experimental Study on Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Frames by Precast Concrete Panel / M. Baran, T. Tankut // *ACI Structural Journal*. – 2011. – № 3. – P. 227 – 237.
5. Pujol, S. Masonry infill walls: An effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures / S. Pujol [etc.] // *The 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12–17, 2008 / International Association for Earthquake Engineering (IAEE)*. – Beijing, 2008. – P. 1 – 8.
6. Federal Emergency Management Agency. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings / FEMA-274. Applied Technology Council. – Washington, 1999. – 509 p.
7. Federal Emergency Management Agency. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: basic procedures manual / FEMA-306. Applied Technology Council. – Washington, 1998. – 250 p.
8. Mury skrepowane – ustalenia ogólne i normowe [Elektronnyj resurs]. – Rezhim dostupa: <https://www.piib.org.pl/inzynier-budownictwa>. – Data dostupa: 20.04.2023
9. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk: EN 1996-1-1:2005. – Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2005. – 127 p.
10. Drobiec, L. Konstrukcje Murowe wedlug Eurokodu 6 i norm zwiazanych / L. Drobiec, R. Jasin-ski, A. Piekarczuk. – Warszawa: Wydawnictwo naukowe PWN, 2013. – 692 p.
11. Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Final draft: prEN 1996-1-1. – Brussels, 2019. – 131 p.
12. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings: EN 1998-1. – Brussels, 2005. – 225 p.
13. Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings: Confined Masonry Network A Project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE With funding support from Risk Management Solutions, 2011. – 90 p.
14. Kamennye i armokamennye konstrukcii [Stone and reinforced masonry structures]. Stroitel'nye normy proektirovaniya: SP 5.02-01.– 2020.– Vved.1.04.2021.– Minsk: MAiS, 2020.– 117 p. (rus).
15. Stroitel'stvo v sejsmicheskikh rajonah [Building in seismic regions]. Aktualizirovannaya redakciya SNiP 11-7-81*: SP 14.13330.2018. – Vved.25.11.2018.– M: Standartinform, 2018.– 115 p. (rus).
16. Derkach, V. N. Eksperimental'nye issledovaniya vliyanija kamennogo zapolneniya na sdvigovuyu zhestkost' karkasov zdaniy [Experimental researches of the influence of masonry filling on the shear stiffness of building frames] / V. N. Derkach, R. B. Orlovich // *Promyshlennoe i grahdanskoe stroitel'stvo*. – 2014. – № 11. – P. 53 – 57. (rus).

РАЗДЕЛ III. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

УДК 691.32:69.04:693.554-486:691.327

ОЦЕНКА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ НАНОМОДИФИЦИРОВАННОГО ФИБРОБЕТОНА

Е. А. САДОВСКАЯ¹, С. Н. ЛЕОНОВИЧ², А. А. КОЛЕДА

¹м.н.с., зав. кафедрой «Инженерная графика строительного профиля»,

²д.т.н., профессор, зав. кафедрой «Строительные материалы и технология строительства»
Белорусский национальный технический университет

Аннотация. Фибробетон как композиционный материал действует за счет совместной работы армирующих волокон и бетона. Наиболее эффективная совместная работа достигается только при высоком уровне сцепления всех материалов. Совместная работа дисперсных волокон на разных структурных уровнях с матрицей композита определяет характер разрушения материала и является основной возможностью повышения его деформативности. Проведены результаты исследования трещиностойкости цементного композита с углеродными нанотрубками и фиброй используя подходы механики разрушения. Установлено, что дисперсное армирование на разных структурных уровнях улучшает показатели трещиностойкости композиционного материала: удельные энергозатраты на статическое разрушение, критический коэффициент интенсивности напряжений.

Ключевые слова: фибробетон, углеродные нанотрубки, трещиностойкость, нанофибробетон, прочность, удельные энергозатраты, критический коэффициент интенсивности напряжений.

ASSESSMENT OF CRACK RESISTANCE OF NANO MODIFIED FIBER-REINFORCED CONCRETE

E. A. SADOVSKAYA, S. N. LEONOVICH, A. A. KOLEDA

Belarusian National Technical University

Abstract. Fiber-reinforced concrete as a composite material acts due to the joint work of reinforcing fibers and concrete. The most effective joint work is achieved only with a high level of adhesion of all materials. The joint work of dispersed fibers at different structural levels with the composite matrix determines the nature of the destruction of the material and is the main opportunity to increase its deformability. The results of a crack resistance study of a cement composite with carbon nanotubes and fiber using fracture mechanics approaches are carried out. It is established that dispersed reinforcement at different structural levels improves the crack resistance of the composite material: specific energy consumption for static destruction, critical stress intensity coefficient.

Keywords: fiber-reinforced concrete, carbon nanotubes, crack resistance, nanofiber-reinforced concrete, strength, specific energy consumption, critical stress intensity factor.

Одним из перспективных способов повышения трещиностойкости является введение различных дисперсных волокон. Дисперсные волокна, равномерно распределяясь по всему объему материала, создают пространственный каркас и способствуют торможению развивающихся трещин под действием разрушающих усилий [1–2].

Целесообразность применения стальной фибры заключается в следующем: использование фибрового армирования совместно со стрежневым может заменять часть арматуры за счет изменения свойств композита; дисперсное армирование дает возможность усиления углов и тонких участков конструкции; в конструкциях сложной формы, где проблематично использовать арматуру.

Эффективность фибробетона как композиционного материала обусловлена совместной работой фибры и матрицы бетона. Прочность сцепления дисперсных волокон с бетоном определяет характер разрушения материала и является основной возможностью повышения его деформативности. Адгезия, трение и механическое зацепление фибры в зоне контакта с цементным камнем зависит от состава, структуры и свойств цементного композита, а также от материала волокна, его формы и размеров. Эффективность совместной работы фибры с матри-

цей способствует улучшению физико-механических свойств композита с оптимальным количеством составляющих смеси [2]. Начало зарождения трещин происходит на наноуровне в цементной матрице. Таким образом, использование наноармирования дисперсными нановолокнами может оказать положительное влияние на трещиностойкость цементного композита [3–6]. Влияние углеродных нанотрубок (УНТ) на микроструктуру и наноструктуру модифицированного цементного камня зависит от типа углеродного материала, его физических и химических характеристик, геометрических параметров волокон и равномерности диспергирования в теле композита [3; 7].

Углеродные нанотрубки, характеризующиеся огромным, концентрированным в нанобъеме потенциалом поверхности, могут послужить катализатором процесса образования гидрокристаллов как более интенсивно (ускоренно) во времени, так и в значительно большем количестве [7; 8; 9]. Бетонный композит рассматривается как многоуровневая система. Каждый уровень представляет собой матрицу, состоящую из характерных для него включений, которые выступают как структурообразующие элементы [1; 10].

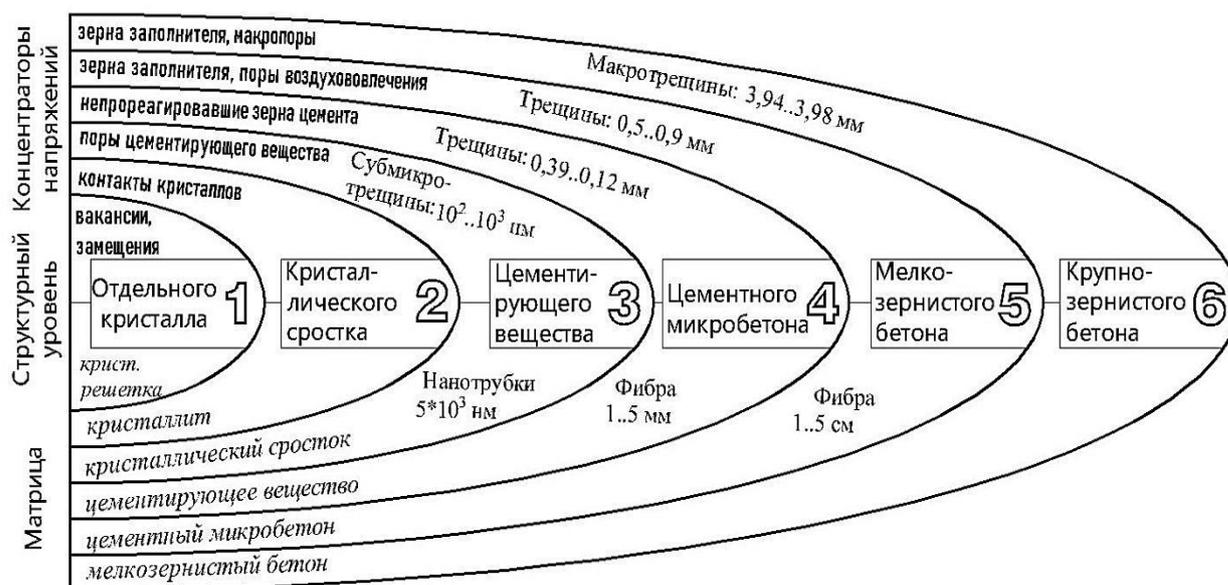


Рисунок 1 – Схема многоуровневого дисперсного армирования

Автором проведены исследования трещиностойкости цементного композита с углеродными нанотрубками и фиброй (табл. 1) на образцах-призмах 100x100x400 мм [11].

Таблица 1 – Исследуемые составы

Наименование	Цемент, кг	Щебень, кг	Песок, кг	Добавка, кг (m _{цем} , %)	УНТ, г (m _{цем} , %)	Фибра полипропиленовая ФП-0,1–20, кг	Фибра стальная ФЛВ-0,9–50, кг
Б	350	1110	750	5,6 (1,6 %)	–	–	–
Б + НЧ				5,6 (1,6 %)	10,08 (0,0028 %)	–	–
Б + Фп				5,6 (1,6 %)	–	5	–
Б + НЧ + Фп				5,6 (1,6 %)	10,08 (0,0028 %)	5	–
Б + НЧ + Фп + Фс				5,6 (1,6 %)	10,08 (0,0028 %)	5	80
Б + НЧ + Фс				5,6 (1,6 %)	10,08 (0,0028 %)	–	80

На полученных диаграммах деформирования отчетливо видны упругая и пластическая зоны деформирования (рис. 2). Наибольшая величина пластической зоны наблюдается в составах со стальной макрофиброй (Фс), причем в составе с полипропиленовой фиброй она несколько меньше. По значениям прочности на растяжение сложно оценить вклад наночастиц углерода в сопротивление трещинообразованию композита.

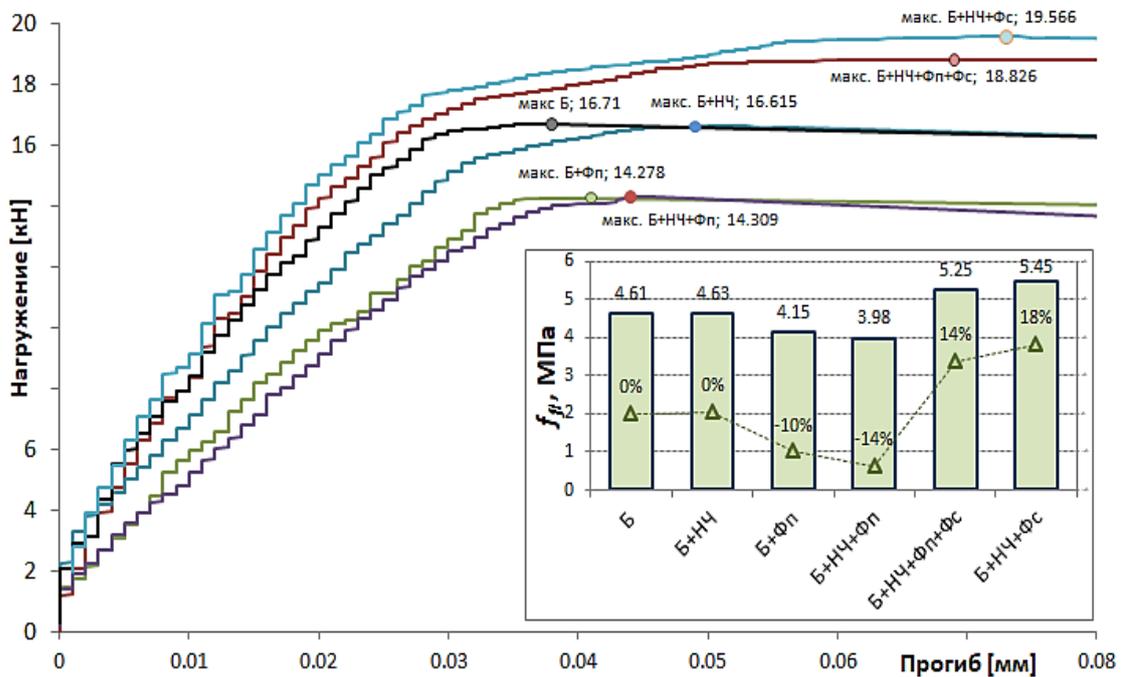


Рисунок 2 – Диаграммы деформирования и прочность на растяжение при изгибе

Полученные после обработки диаграмм деформирования значения удельных энергозатрат (рис. 3, а) позволяют сделать следующие выводы: введение УНТ привело к увеличению энергозатрат на статическое разрушение на 46 % относительно контрольного состава; полипропиленовая фибра ухудшила величину энергозатрат на 15 %, однако в сочетании с УНТ значения улучшились; при комбинации УНТ и стальной макрофибры в данном исследовании достигается наибольшая величина показателя, что на 168 % превышает эталонный образец. Такая же тенденция наблюдается при оценке величин критического коэффициента интенсивности напряжений при максимальной нагрузке (рис. 3, б).

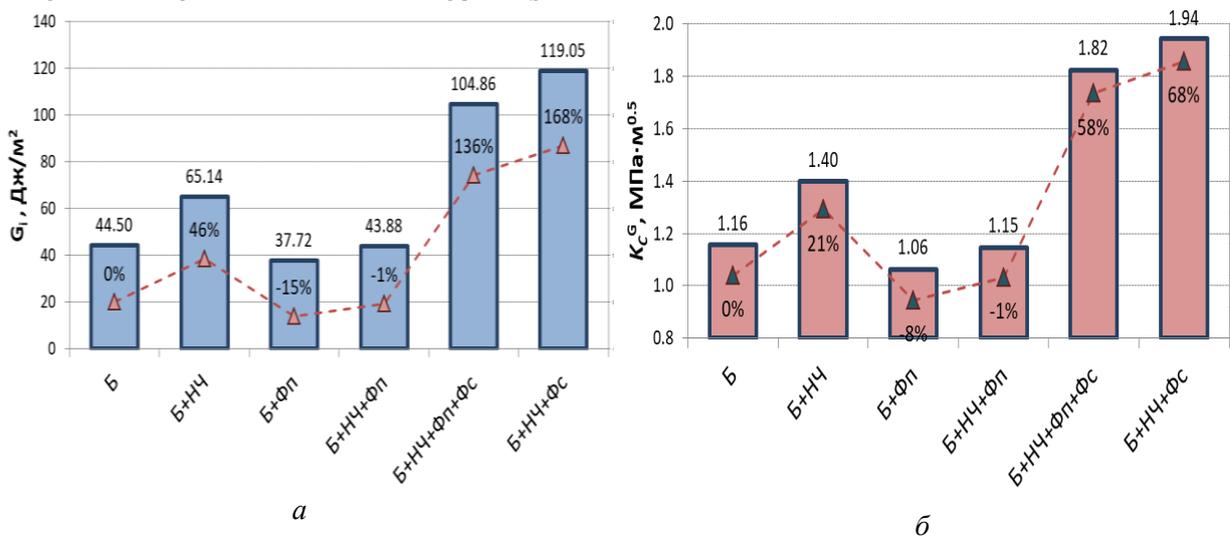


Рисунок 3 – Показатели трещиностойкости (при максимальной нагрузке): а – удельные энергозатраты на статическое разрушение; б – критический коэффициент интенсивности напряжений

Приняв за основу концепцию многоуровневого дисперсного армирования, проведены исследования фибробетона с наномодифицированной матрицей (нанофибробетон) методами механики разрушения. Установлено, что дисперсное армирование на разных структурных уровнях улучшает показатели трещиностойкости композиционного материала: удельные энергозатраты на статическое разрушение, критический коэффициент интенсивности напряжений.

Литература:

1. Leonovich, S. N. Nanofiber Concrete: Multi-Level Reinforcement / S. N. Leonovich, E. A. Sadvovskaya // *Science and Technique*. – 2022. – Vol. 21, No. 5. – P. 392–396. – DOI 10.21122/2227-1031-2022-21-5-392-396.

2. Пухаренко, Ю. В. Влияние вида фибры и состава матрицы на их сцепление в фибробетоне / Ю. В. Пухаренко, Д. А. Пантелеев, М. И. Жаворонков // *Вестник Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета*. – 2022. – Т. 19, № 3 (85). – С. 436–445. – DOI 10.26518/2071-7296-2022-19-3-436-445.

3. Fracture Toughness of Nanofiber-Reinforced Concrete on Normal Separation and In-Plane Shear / E. A. Sadvovskaya, E. N. Polonina, S. N. Leonovich [et al.] // *Journal of Engineering Physics and Thermophysics*. – 2022. – Vol. 95, No. 4. – P. 945–952. – DOI 10.1007/s10891-022-02551-6.

4. Tensile Strength of Nanofibrous Concrete / E. A. Sadvovskaya, E. N. Polonina, S. N. Leonovich, S. A. Zhdanok. – 2020. – Vol. 93, No. 4. – P. 1015–1019. – DOI 10.1007/s10891-020-02202-8.

5. Коледа, Е. А. Результаты испытаний нанофибробетона на растяжение с комплексным фибровым армированием / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович, С. А. Жданок // *Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии*. – 2018. – № 2. – С. 16–23

6. Критический коэффициент интенсивности напряжений при поперечном сдвиге для нанофибробетона / Е. А. Садовская, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович [и др.] // *Строительные материалы*. – 2021. – № 9. – С. 41–47. – DOI 10.31659/0585-430X-2021-795-9-41-46.

7. Влияние пластифицирующей добавки, содержащей углеродный наноматериал, на свойства самоуплотняющегося бетона / С. А. Жданок, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович [и др.] // *Вестник гражданских инженеров*. – 2018. – № 6 (71). – С. 76–85. – DOI 10.23968/1999-5571-2018-15-6-76-85.

8. Нанотехнологии в строительном материаловедении: реальность и перспективы / С. А. Жданок, Б. М. Хрусталева, Э. И. Батяновский, С. Н. Леонович // *Вестник Белорусского национального технического университета*. – 2009. – № 3. – С. 5–22.

9. Cement-Based Materials Modified with Nanoscale Additives / E. N. Polonina, S. N. Leonovich, B. M. Khroustalev [et al.] // *Science and Technique*. – 2021. – Vol. 20, No. 3. – P. 189–194. – DOI 10.21122/2227-1031-2021-20-3-189-194.

10. Садовская, Е. А. Оптимизация состава нанофибробетона по вязкости разрушения модификацией матрицы / Е. А. Садовская, С. Н. Леонович // *Наука и техника*. – 2022. – Т. 21, № 6. – С. 499–503. – DOI 10.21122/2227-1031-2022-21-6-499-503.

11. ГОСТ 29167-21 Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении.

МАСШТАБНЫЙ ФАКТОР ПРИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОМ ОПРЕДЕЛЕНИИ КУБИКОВОЙ ПРОЧНОСТИ КЕРАМЗИТОФИБРОБЕТОНА

В. А. РЖЕВУЦКАЯ¹, Ю. Г. МОСКАЛЬКОВА²

¹ст. преподаватель кафедры «Промышленное и гражданское строительство»,
²к.т.н., доцент, доцент кафедры «Промышленное и гражданское строительство»
Белорусско-Российский университет
г. Могилев, Республика Беларусь

Аннотация. В соответствии с аналитическим обзором в статье представлен краткий очерк, касающийся влияния фибрового армирования на прочность легких бетонов, и установлено, что исследователи не уделяли внимания масштабному фактору при выборе размеров образцов-кубов, в результате чего было получено большое количество противоречивых данных.

Целью настоящего исследования являлась оценка влияния масштабного фактора на получаемые эмпирические значения средней кубиковой прочности керамзитобетона при осевом кратковременном сжатии.

В статье представлены опытные данные керамзитобетонных и керамзитобетонных образцов-кубов с номинальным размером ребра 100 мм и 150 мм, на основании анализа которых установлено, что для получения корректных значений средней кубиковой прочности на сжатие для керамзитобетона, армированного полипропиленовой фиброй, рекомендуется использовать стандартные образцы-кубы с размером ребра 150 мм и более.

Ключевые слова: легкий бетон, керамзитобетон, фибробетон, фибра, полипропиленовая фибра, дисперсное армирование, прочность на сжатие, кубиковая прочность, масштабный фактор, размер ребра куба.

SIZE EFFECT FOR EXPERIMENTAL DETERMINATION OF COMPRESSIVE CUBE STRENGTH OF EXPANDED CLAY CONCRETE WITH FIBER REINFORCEMENT

V. A. RZHEVUTSKAYA¹, YU. G. MASKALKOVA²

¹Senior lecturer, Department "Industrial and Civil Construction",
²PhD in engineering, associate professor, Department "Industrial and Civil Construction"
Belarusian-Russian University
Mogilev, Republic of Belarus

Abstract. In accordance with the analytical review, the article presents a brief essay on the fiber reinforcement effect on the lightweight concrete strength. It was found that the researchers did not pay attention to the size effect when choosing the sample size of cubes; as a result, the researchers obtained a large number of conflicting data.

The purpose of this study was to evaluate the influence of the size effect on the obtained mean values of compressive cube strength of expanded clay fiber-reinforced concrete under axial short-term compression.

The article presents experimental data of cube specimens with a nominal edge size of 100 mm and 150 mm of expanded clay concrete and expanded clay fiber-reinforced concrete. Based on the obtained data analysis it is recommended to use standard cube specimens with the edge size of 150 mm or more to obtain the correct values of the mean value of compressive cube strength of expanded clay concrete reinforced with polypropylene fibers.

Keywords: lightweight concrete, expanded clay concrete, fiber-reinforced concrete, fibers, polypropylene fibers, dispersed reinforcement, compressive strength, compressive cube strength, size effect, cube size.

Введение.

Применение легких бетонов (включая керамзитобетон) позволяет в значительной степени уменьшить собственный вес строительных конструкций. Легким бетонам, армированным полимерными волокнами, посвящены работы многих исследователей, при этом полученные

ими результаты зачастую противоречивы. При изучении влияния полипропиленовой фибры (ПП-фибры) на прочностные характеристики легких бетонов выводы, сделанные исследователями (например, в работах [1–4]), можно условно разделить на несколько групп: в результате введения фибры прочность легкого бетона не изменяется, прочность изменяется неравномерно, прочность уменьшается, прочность увеличивается. Нами было сделано предположение, что подобная неоднозначная оценка изменения прочностных свойств в результате добавления полимерных волокон в бетонную смесь с пористым крупным заполнителем может быть связана с масштабным фактором, т. е. с размерами опытных образцов, используемых для эмпирической оценки прочности.

В ранее опубликованных работах [1; 5–12] недостаточно освещен вопрос о влиянии размеров поперечного сечения опытных керамзитобетонных образцов на получаемые значения кубиковой прочности, поскольку большинство исследователей для каждой опытной серии используют образцы-близнецы одинаковых размеров. В большинстве случаев сделанные исследователями выводы опираются на результаты испытаний кубов с размером ребра 100 мм, поскольку данный размер является общепринятым, и получаемые результаты испытаний априори считаются корректными. Однако в [13] на основе выполненного аналитического обзора научной литературы отмечено, что если для фибробетонов на плотных заполнителях (бетон нормального веса) размер образца-куба не влияет на результаты испытаний, то для легких фибробетонов результаты испытания кубов с ребром 100 мм и с ребром 150 мм существенно различаются.

Таким образом, цель настоящего исследования – оценить влияние масштабного фактора (размеров поперечного сечения образцов-кубов) на кубиковую прочность керамзитобетона при осевом кратковременном сжатии.

В соответствии с поставленной целью задача исследования – получить достаточное количество результатов испытаний кубов с размерами 100 × 100 × 100 мм и 150 × 150 × 150 мм для установления влияния масштабного фактора на величину средней кубиковой прочности керамзитобетона при содержании полипропиленового волокна 0,36 % по объему.

Основные материалы для приготовления опытных образцов-кубов.

В табл. 1 представлены основные характеристики материалов, использованные для приготовления керамзитобетонных и керамзитобетонных образцов-кубов.

Таблица 1 – Основные характеристики материалов для приготовления опытных образцов-кубов

Показатель	Характеристика
Крупный заполнитель	Керамзитовый гравий фракции 4–10 мм прочностью в цилиндре 1,03 МПа
Мелкий заполнитель	Речной песок с модулем крупности $M_k = 2,13$
Вяжущее	Портландцемент активностью 48 МПа
Состав керамзитобетонной смеси	$C : K : П = 1 : 1,84 : 0,79$ (C – цемент, K – керамзитовый гравий, $П$ – песок)
Водоцементное отношение	$B/C = 0,52$
Дисперсное армирование	Полипропиленовая фибра диаметром 50 мкм, длиной 12 мм
Проценты дисперсного армирования ПП-фиброй	$\rho_{PPf} = 0 \%$
	$\rho_{PPf} = 0,36 \%$ по объему бетона
Технологический процесс приготовления керамзитобетонной смеси	<pre> graph LR Water[Вода] --> Cement[Цемент] Fiber[Фибра] --> Cement Cement --> Sand[Песок] Sand --> Ceramic[Kерамзит] </pre>

Основные результаты исследований керамзитобетонных и керамзитофибробетонных образцов-кубов.

В табл. 2 и 3 приведены результаты испытаний опытных керамзитобетонных и керамзитофибробетонных кубов с номинальным размером ребра 100 мм и 150 мм (без учета результатов испытаний, отбракованных в процессе обработки) [13].

Таблица 2 – Результаты испытаний опытных образцов-кубов

Объемное содержание ПП-фибры, %	Порядковый номер образца	Размеры опытных кубов в мм			Разрушающая нагрузка, кН	Кубиковая прочность, $f_{lc,cube,i}$ МПа
		a	b	h		
1	2	3	4	5	6	7
<i>Керамзитобетон, кубы с номинальным размером ребра 100 мм</i>						
0	1	100	99	100	127,3	12,22
0	2	100	99	100	142,3	13,66
0	3	100	100	101	146,6	13,93
0	4	98	100	100	126,3	12,24
0	5	99	100	100	167,7	16,09
0	6	97	100	100	121,6	11,91
0	7	97	99	100	135,8	13,43
0	8	99	100	100	147,8	14,18
0	9	95,5	100	99	124,9	12,42
0	10	99	100	100	150,3	14,42
0	11	101	100,7	99,7	133,4	12,46
0	12	101	99	100	134,2	12,75
0	13	100	100	100	122,8	11,67
0	14	101	100	100	155,2	14,60
0	15	100	100	101	129,4	12,29
0	16	100,7	100	101,3	145,8	13,75
0	17	102	99	100	139,7	13,14
0	18	103	100	100	127,0	11,71
0	19	99	100	100	152,2	14,61
0	20	100	100	99	144,8	13,76
0	21	100	100	102	118,4	11,25
0	22	98	100	100	115,1	11,16
0	23	101	99	100	140,5	13,35
0	24	98	102	100	157,1	14,93
0	25	100	103	102	118,6	10,94
0	26	99	97	102	143,3	14,18
0	27	100	100	99	119,4	11,34
0	28	100	100	100	115,2	10,94
0	29	100	100	100	151,3	14,37
0	30	100	97	100	139,4	13,65
0	31	97	99	100	138,9	13,74
<i>Керамзитобетон, кубы с номинальным размером ребра 150 мм</i>						
0	32	148	150	149	299,8	13,50
0	33	146	150	150	300,2	13,71
0	34	144	150	150	278,8	12,91
0	35	149	149	147	303,3	13,66
0	36	148,5	150	150	295,2	13,25
0	37	148	149	150	285,8	12,96
0	38	151	152	150	299,9	13,07
0	39	148	149	149	271,3	12,30
0	40	150	149	149	272,7	12,20
0	41	147	151	151	303,9	13,69

Продолжение табл. 2

1	2	3	4	5	6	7
<i>Керамзитобетон, кубы с номинальным размером ребра 100 мм</i>						
0,36	42	99	100	100	100,1	9,61
0,36	43	99	100	100	122,3	11,74
0,36	44	100	100	101	117,6	11,17
0,36	45	101	100	101	101,8	9,58
0,36	46	100	100	100	131,8	12,52
0,36	47	99	101	101	124,0	11,78
0,36	48	101	100	101	150,2	14,13
0,36	49	100	99	100	138,3	13,27
0,36	50	100	101	100	113,1	10,64
0,36	51	100	100	101	96,1	9,13
0,36	52	100	100	100	128,8	12,24
0,36	53	100	100	100	108,4	10,30
0,36	54	100	100	102	111,8	10,62
0,36	55	101	99	100	122,8	11,67
0,36	56	98	100	99	125,4	12,16
0,36	57	100	100	102	148,3	14,09
0,36	58	101	100	100	122,5	11,52
0,36	59	100	100	99	130,3	12,38
0,36	60	101	100	99	156,6	14,73
0,36	61	100	99	99	143,6	13,78
0,36	62	100	97	100	124,2	12,16
0,36	63	99	100	100	102,0	9,79
0,36	64	100	100	101	87,7	8,33
0,36	65	100	100	103	120,0	11,40
0,36	66	100	99	101	115,5	11,08
0,36	67	100	100	100	103,3	9,81
0,36	68	101	100	103	125,4	11,80
0,36	69	100	101	100	79,63	7,49
0,36	70	100	101	100	118,5	11,15
0,36	71	100	100	103	111,4	10,58
0,36	72	100	101	100	126,9	11,94
0,36	73	99	101	98	100,4	9,54
0,36	74	99	101	99	89,9	8,54
0,36	75	100	100	100	103,8	9,86
0,36	76	100	100	100	80,9	7,69
0,36	77	100	100	99	130,9	12,44
0,36	78	100	100	100	112,9	10,73
0,36	79	99	99	99	106,3	10,30
0,36	80	100	100	100	104,4	9,92
0,36	81	99	99	99	92,3	8,95
0,36	82	99	100	100	113,9	10,93
0,36	83	100	99	99	101,8	9,77
<i>Керамзитобетон, кубы с номинальным размером ребра 150 мм</i>						
0,36	84	147,5	149	150	280,2	12,75
0,36	85	148,5	152	150	270,0	11,96
0,36	86	148	150	150	299,8	13,50
0,36	87	150	148,5	150	302,2	13,57
0,36	88	150	147,5	149,5	306,4	13,85
0,36	89	149	150	151	323,8	14,49
0,36	90	151	147	149	253,9	11,44
0,36	91	151	151	149	353,2	15,49
0,36	92	150	150	151	336,6	14,96
0,36	93	152	150	153	370,5	16,25
0,36	94	150	151	150	284,4	12,56
0,36	95	150	151	151	331,9	14,65
0,36	96	149	150	153	360,1	16,11

1	2	3	4	5	6	7
0,36	97	149	150	150	330,6	14,79
0,36	98	148	150	150	338,6	15,25
0,36	99	147	150	151	335,8	15,23
0,36	100	149	150	150	363,3	16,26
0,36	101	150	150	151	354,2	15,74
0,36	102	149	151	150	312,0	13,87
0,36	103	148	151	150	259,5	11,61
0,36	104	148	150	150	360,2	16,23
0,36	105	147	150	150	278,4	12,63
0,36	106	148	150	150	281,7	12,69
0,36	107	150	150	152	287,0	12,76
0,36	108	148	152	150	287,0	12,76
0,36	109	150	150	151	305,8	13,59
0,36	110	150	151	152	308,1	13,60
0,36	111	150	150	150	292,8	13,01
0,36	112	150	151	151	251,3	11,09
0,36	113	149	150	152	296,8	13,28
0,36	114	149	150	151	309,5	13,85
0,36	115	150	150	151	276,8	12,30
0,36	116	150	152	153	295,5	12,96
0,36	117	150	150	152	354,3	15,75
0,36	118	148	152	150	313,0	13,91
0,36	119	151	150	150	387,7	17,12
0,36	120	151	150	150	275,0	12,14
0,36	121	150	151	150	329,0	14,53
0,36	122	151	148	150	297,5	13,31
0,36	123	150	150	153	348,8	15,50
0,36	124	150	151	151	255,7	11,29

Таблица 3 – Результаты обработки опытных данных образцов-кубов

Показатель	Номинальный размер ребра куба, мм					
	100		150		100, 150	
Объемное содержание ПП-фибры ρ_{PPf} , %	0	0,36	0	0,36	0	0,36
Средняя кубиковая прочность $f_{cm,cube}$, МПа	13,07	10,98	13,13	13,87	13,08	12,41
Стандартное отклонение s , МПа	1,33	1,83	0,55	1,56	1,18	2,18
Коэффициент вариации V , %	10,21	15,50	4,18	11,26	9,06	17,56
Сопоставление с допустимым значением коэффициента вариации 13,5 % согласно ГОСТ 10180	$V < 13,5 \%$	$V > 13,5 \%$; превышает допустимое значение	$V < 13,5 \%$	$V < 13,5 \%$	$V < 13,5 \%$	$V > 13,5 \%$; превышает допустимое значение

Источник: [13, табл. 8].

Таким образом, на основании опытных данных (табл. 2 и 3) выявлено различие в средних значениях кубиковой прочности керамзитового бетона, полученных по результатам испытаний образцов-кубов с размерами ребра 100 мм и 150 мм. В связи с этим можно сделать вывод, что для получения корректных значений средней кубиковой прочности на сжатие для керамзитового бетона, дисперсно-армированного полипропиленовой фиброй, рекомендуется использовать стандартные образцы-кубы с размером ребра 150 мм и более [13; 14].

Выводы.

1. При аналитическом обзоре исследований, посвященных прочности фибробетонов на легких заполнителях, выявлено, что среди исследователей нет единого мнения по поводу влияния фибрового армирования на прочность легких бетонов.
2. Сделано предположение, что масштабный фактор является значимым при определении значений кубиковой прочности на сжатие керамзитофибробетона.
3. Для получения значений средней кубиковой прочности на сжатие для керамзитофибробетона, армированного полипропиленовой фиброй, рекомендуется использовать стандартные образцы-кубы с размером ребра 150 мм и более, поскольку испытание кубов с размером ребра 100 мм не гарантирует получение корректных результатов.

Литература:

1. Fantilli, A. P. Ecological and mechanical assessment of lightweight fiber-reinforced concrete made with rubber or expanded clay aggregates / A. P. Fantilli, B. Chiaia, A. Gorino // *Construction and Building Materials*. – 2016. – Vol. 127. – P. 692–701. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.10.020.
2. Karamloo, M. Impact of using different amounts of polyolefin macro fibers on fracture behavior, size effect, and mechanical properties of self-compacting lightweight concrete / M. Karamloo, O. Afzali-Naniz, A. Doostmohamadi // *Construction and Building Materials*. – 2020. – Vol. 250. – P. 118856. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118856.
3. Yahaghi, J. Impact resistance of oil palm shells concrete reinforced with polypropylene fiber / J. Yahaghi, Z. C. Muda, S. B. Beddu // *Construction and Building Materials*. – 2016. – Vol. 123. – P. 394–403. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.07.026.
4. Comparison of flexural property between high performance polypropylene fiber reinforced lightweight aggregate concrete and steel fiber reinforced lightweight aggregate concrete / J. J. Li [et al.] // *Construction and Building Materials*. – 2017. – Vol. 157. – P. 729–736. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.09.149.
5. Ramujee, K. Strength properties of polypropylene fiber reinforced concrete / K. Ramujee // *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*. – 2013. – Vol. 2, No. 8. – P. 3409–3413.
6. Nkem Ede, A. Optimal polypropylene fiber content for improved compressive and flexural strength of concrete / A. Nkem Ede, A. Oluwabambi Ige // *Journal of Mechanical and Civil Engineering*. – 2014. – Vol. 11, No. 3. – P. 129–135.
7. Pothisiri, T. Effects of mixing sequence of polypropylene fibers on spalling resistance of normal strength concrete / T. Pothisiri, C. Soklin // *Engineering Journal*. – 2014. – Vol. 18, No. 3. – P. 55–64. – DOI: 10.4186/ej.2014.18.3.55.
8. Fallah, S. Mechanical properties and durability of high-strength concrete containing macro-polymeric and polypropylene fibers with nano-silica and silica fume / S. Fallah, M. Nematzadeh // *Construction and Building Materials*. – 2017. – Vol. 132. – P. 170–187. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.11.100.
9. The effect of polypropylene fibers on the properties of fresh and hardened lightweight self-compacting concrete / H. Mazaheripour [et al.] // *Construction and Building Materials*. – 2011. – Vol. 25, No. 1. – P. 351–358. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.06.018.
10. Ghasemzadeh Mousavinejad, S. H. Experimental study effect of silica fume and hybrid fiber on mechanical properties lightweight concrete / S. H. Ghasemzadeh Mousavinejad, Y. G. Shemshad Sara // *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*. – 2019. – Vol. 43, No. 2. – P. 263–271. – DOI: 10.1007/s40996-018-0137-9.
11. Micro-pore structure characteristics and macro-mechanical properties of PP fibre reinforced coal gangue ceramsite concrete J. Qiu [et al.] // *Journal of engineering*. – 2020. – Vol. 2020, No. 12. – P. 1192–1197. – DOI: 10.1049/joe.2019.1296.
12. Altalabani, D. Mechanical properties and load deflection relationship of polypropylene fiber reinforced self-compacting lightweight concrete / D. Altalabani, D. K. H. Bzeni, St. Linsel // *Construction and Building Materials*. – 2020. – Vol. 252. – P. 119084.
13. Maskalkova, Yu. G. Size effect of cube specimen on strength of expanded clay fiber-reinforced concrete / Yu. G. Maskalkova, V. A. Rzhvutskaya // *Magazine of Civil Engineering*. – 2022. – Vol. 116, No. 8. – 18 p. – DOI: 10.34910/MCE.116.12.

14. Maskalkova, Yu. G. Compressive strength of expanded clay fiber-reinforced concrete / Yu. G. Maskalkova, V. A. Rzhevutskaya // AlfaBuild. – 2021. – Vol. 19, No. 4. – 9 p. – DOI: 10.34910/ALF.19.4.

References:

1. Fantilli, A. P. Ecological and mechanical assessment of lightweight fiber-reinforced concrete made with rubber or expanded clay aggregates / A. P. Fantilli, B. Chiaia, A. Gorino // Construction and Building Materials. – 2016. – Vol. 127. – P. 692–701. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.10.020.

2. Karamloo, M. Impact of using different amounts of polyolefin macro fibers on fracture behavior, size effect, and mechanical properties of self-compacting lightweight concrete / M. Karamloo, O. Afzali-Naniz, A. Doostmohamadi // Construction and Building Materials. – 2020. – Vol. 250. – P. 118856. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118856.

3. Yahaghi, J. Impact resistance of oil palm shells concrete reinforced with polypropylene fiber / J. Yahaghi, Z. C. Muda, S. B. Beddu // Construction and Building Materials. – 2016. – Vol. 123. – P. 394–403. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.07.026.

4. Comparison of flexural property between high performance polypropylene fiber reinforced lightweight aggregate concrete and steel fiber reinforced lightweight aggregate concrete / J. J. Li [et al.] // Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 157. – P. 729–736. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.09.149.

5. Ramujee, K. Strength properties of polypropylene fiber reinforced concrete / K. Ramujee // International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. – 2013. – Vol. 2, No. 8. – P. 3409–3413.

6. Nkem Ede, A. Optimal polypropylene fiber content for improved compressive and flexural strength of concrete / A. Nkem Ede, A. Oluwabambi Ige // Journal of Mechanical and Civil Engineering. – 2014. – Vol. 11, No. 3. – P. 129–135.

7. Pothisiri, T. Effects of mixing sequence of polypropylene fibers on spalling resistance of normal strength concrete / T. Pothisiri, C. Soklin // Engineering Journal. – 2014. – Vol. 18, No. 3. – P. 55–64. – DOI: 10.4186/ej.2014.18.3.55.

8. Fallah, S. Mechanical properties and durability of high-strength concrete containing macro-polymeric and polypropylene fibers with nano-silica and silica fume / S. Fallah, M. Nematzadeh // Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 132. – P. 170–187. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.11.100.

9. The effect of polypropylene fibers on the properties of fresh and hardened lightweight self-compacting concrete / H. Mazaheripour [et al.] // Construction and Building Materials. – 2011. – Vol. 25, No. 1. – P. 351–358. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.06.018.

10. Ghasemzadeh Mousavinejad, S. H. Experimental study effect of silica fume and hybrid fiber on mechanical properties lightweight concrete / S. H. Ghasemzadeh Mousavinejad, Y. G. Shemshad Sara // Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering. – 2019. – Vol. 43, No. 2. – P. 263–271. – DOI: 10.1007/s40996-018-0137-9.

11. Micro-pore structure characteristics and macro-mechanical properties of PP fibre reinforced coal gangue ceramsite concrete J. Qiu [et al.] // Journal of engineering. – 2020. – Vol. 2020, No. 12. – P. 1192–1197. – DOI: 10.1049/joe.2019.1296.

12. Altalabani, D. Mechanical properties and load deflection relationship of polypropylene fiber reinforced self-compacting lightweight concrete / D. Altalabani, D. K. H. Bzeni, St. Linsel // Construction and Building Materials. – 2020. – Vol. 252. – P. 119084.

13. Maskalkova, Yu. G. Size effect of cube specimen on strength of expanded clay fiber-reinforced concrete / Yu. G. Maskalkova, V. A. Rzhevutskaya // Magazine of Civil Engineering. – 2022. – Vol. 116, No. 8. – 18 p. – DOI: 10.34910/MCE.116.12.

14. Maskalkova, Yu. G. Compressive strength of expanded clay fiber-reinforced concrete / Yu. G. Maskalkova, V. A. Rzhevutskaya // AlfaBuild. – 2021. – Vol. 19, No. 4. – 9 p. – DOI: 10.34910/ALF.19.4.

ВЛИЯНИЕ ЦИКЛИЧЕСКОГО НАСЫЩЕНИЯ И ВЫСУШИВАНИЯ В РАСТВОРАХ СОЛЕЙ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА

А. А. ЧУЙКО¹, С. Н. КОВШАР²

¹магистр, инженер, «Научно-исследовательская и испытательная лаборатория бетона и строительных материалов»,

²к.т.н., доцент кафедры «Строительные материалы и технология строительства»
Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В статье предоставлены результаты исследования влияния циклического насыщения и высушивания 5 и 10 % растворов хлористого натрия (NaCl), раствора сульфата натрия (Na_2SO_4) на прочность бетонных образцов, изготовленных из двух контрольных составов. Приведена информация о применяемых сырьевых компонентах и отражены их основные технические характеристики. Предоставлена информация о режиме циклирования. Отмечены накопительные кристаллизационные процессы в порах бетона вызванные воздействием растворов солей. Приведены таблицы и графики, отражающие динамику потери прочности и увеличения массы бетонных образцов. Отмечены перспективные направления для продолжения исследовательского процесса в области морозостойкости и солестойкости бетона. Обозначена актуальность проведенной работы с точки зрения развития испытательной методологии на территории Республики Беларусь.

Ключевые слова: бетон, прочность, морозостойкость, солестойкость, коррозионная стойкость, экспериментальные исследования, методика ускоренной оценки морозостойкости.

INFLUENCE OF CYCLIC SATURATION AND DRYING IN SOLUTIONS OF SALT ON THE STRENGTH OF CONCRETE

A. A. CHUIKO¹, S. N. KOVSHAR²

¹master, engineer, «Research and testing laboratory for concrete and building materials»,

²PhD in engineering, associate professor, Department «Building materials and construction technology»

Belarusian National Technical University
Minsk, Republic of Belarus

Abstract. The article presents the results of a study of the effect of cyclic saturation and drying of 5 and 10 % solutions of sodium chloride (NaCl), sodium sulfate solution (Na_2SO_4) on the strength of concrete samples made from two control compositions. Information about the raw materials used is provided and their main technical characteristics are reflected. Information about the cycling mode is provided. Accumulative crystallization processes in concrete pores caused by exposure to salt solutions are noted. Tables and graphs reflecting the dynamics of strength loss and weight increase of concrete samples are given. Promising directions for the continuation of the research process in the field of frost resistance and salt resistance of concrete are noted. The relevance of the work carried out from the point of view of the development of testing methodology in the territory of the Republic of Belarus is indicated.

Keywords: concrete, strength, frost resistance, salt resistance, corrosion resistance, experimental studies, methods of accelerated assessment of frost resistance.

Введение.

В настоящее время мировая наука воспринимает вопрос морозостойкости бетона ограничиваясь процессами его замораживания и оттаивания. Основные методы испытаний бетона на морозостойкость так же базируются на них. При этом фактор высушивания бетона в результате морозного солевого воздействия исключен, однако в реальных условиях имеет большую актуальность в дорожном строительстве. Учитывая развитие отрасли и недостатки существую-

ших методик оценки морозостойкости бетонов (сроки испытаний, стоимость низкотемпературных климатических камер, специфическая подготовка образцов, большие энерго и трудозатраты и т. д.) встала необходимость исследований направленных на развитие испытательной методологии морозостойкости и солестойкости бетона.

Основные результаты исследований образцов бетона при циклическом насыщении и высушивании в 5 % растворе хлористого натрия.

При проведении исследований в качестве критерия, способного интегрально оценить изменение механических характеристик бетона при циклических воздействиях была принята прочность образцов на сжатие. Также дополнительно производилось взвешивание образцов после каждого цикла высушивания для наблюдения динамики кристаллизации солей в порах бетона. Прочность бетонных образцов на сжатие косвенно отражает процессы, происходящие в структуре материала при циклических воздействиях, а также является основной характеристикой, по изменению которой судят о морозостойкости или коррозионной стойкости материала.

Для проведения исследований были изготовлены две серии образцов кубов с ребром 100 мм, при этом были обеспечены их идентичные условия формования и выдерживания до испытаний. Перед испытаниями образцы выдерживались в условиях нормально-влажностного твердения в течении 28 суток.

С целью применения в перспективе экспериментальных данных текущего исследования в разработке методики ускоренной оценки морозостойкости бетона анализу подлежали 10 циклов насыщения высушивания.

Один цикл насыщения высушивания включал:

- насыщение образцов в солевом растворе с температурой $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ – 16 часов;
- сушка образцов при температуре $(105 \pm 2)^\circ\text{C}$ – 7 часов;
- часовая выдержка на воздухе при температуре $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$.

После выдержки образцы взвешивались и подвергались испытанию на сжатие по [1]

В качестве солевых растворов для исследования были приняты 5 и 10 % растворы хлористого натрия (NaCl), раствор сульфата натрия (Na_2SO_4)

В табл. 1 и 2 приведена информация о применяемых в рамках исследования вяжущих материалах.

Таблица 1 – Вид вяжущих, завод-поставщик

Маркировка	Завод изготовитель, вид и марка вяжущего	Минералогический состав, % по массе			
		C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
Ц-1	ОАО «Красносельскстрой-материалы» ПЦ-500-Д0-Н ГОСТ 10178-85	56,2	20,5	6,4	14,5
Ц-2	ОАО «Белорусский цементный завод», ПЦ ЦЕМ I 42,5Н ДП ГОСТ 33174-2014	63,8	14,4	5,7	13,8

Таблица 2 – Характеристики применяемых вяжущих

Маркировка	Истинная плотность, $\text{кг}/\text{м}^3$	Нормальная густота, %	Удельная поверхность, $\text{м}^2/\text{кг}$	Предел прочности, МПа	
				на изгиб	на сжатие
Ц-1	3180	28,5	318,0	6,14	54,7
Ц-2	3120	27,0	332,0	8,1	50,8

В качестве мелкого заполнителя был принят песок II класса для строительных работ по [2]. Паспортные характеристики применяемых типов мелких заполнителей приведены в табл. 3.

Таблица 3 – Характеристики применяемого мелкого заполнителя

Маркировка	Место нахождения карьера	Модуль крупности, Mk	Содержание пылевидных и глинистых частиц, %	Насыпная плотность, $\text{кг}/\text{м}^3$	Содержание глины в комках, % г	Полный остаток на сите 0,63, %
П-1 «Пасека1»	г. Любань	2,6	3	1500	0,5	45,3
П-2 «Понизовское»	г. Логойск	2,78	1,2	1600	0,1	58,2

Крупный заполнитель – щебень из плотных горных пород для строительных работ производства РУП «Гранит» по [3]. Паспортные характеристики заполнителя приведены в табл. 4.

Таблица 4 – Характеристики применяемого крупного заполнителя

Маркировка	Зерновой состав, полные остатки на ситах, % по массе				Насыпная плотность, кг/м ³	Содержание зерен пластинчатой и игловатой формы, %	Содержание зерен слабых пород, %	Содержание глины в комках, % Г	Марка по морозостойкости
	1.25D	D	0,5(d + D)	d					
Щ-1	0	3,14	54,57	97,56	1400	22,5	1,6	0	F300
Щ-2	0	5,13	49,48	97,04	1410	20,2	1,5	0	F300

Образцы изготавливали из смеси компонентов с водоцементными отношениями 0,49; и 0,65. Бетонную смесь в формах уплотняли на лабораторной виброплощадке. Составы и характеристики применяемых бетонных смесей приведены в табл. 5 и 6.

Таблица 5 – Составы применяемых бетонных смесей

Маркировка	Расход составляющих на 1 м ³ бетонной смеси, кг			
	цемент	песок	щебень	вода
1	350	710	1100	170
2	260	850	1160	170

Таблица 6 – Характеристики применяемых бетонных смесей

Маркировка	Маркировка вяжущего (табл. 1)	Маркировка мелкого заполнителя (табл. 3)	Маркировка крупного заполнителя (табл. 4)	Марка по подвижност и	Плотность бетонной смеси, кг/м ³
1	Щ-1	П-1	Щ-1	П1	2330
2	Щ-2	П-2	Щ-2	П1	2440

Результаты испытаний образцов состава № 1 в 5 % растворе хлористого натрия приведены в табл. 7.

Таблица 7 – Результаты испытаний образцов состава № 1 в 5 % растворе хлористого натрия

	Плотность контрольных образцов, кг/м ³	Предел прочности при сжатии R, МПа через					
		Контр.	2 цикла	4 цикла	6 циклов	8 циклов	10 циклов
Образец 1	2479	41,5	40,3	41,3	39,0	40,2	38,7
Образец 2	2451	39,0	39,1	39,0	40,1	40,2	39,3
Образец 3	2462	38,2	38,8	38,4	38,2	38,9	39,6
Образец 4	2460	39,8	38,7	39,2	38,1	39,3	38,1
Образец 5	2474	37,8	38,1	37,7	38,0	37,7	37,2
Образец 6	2477	37,7	37,6	35,7	37,3	38,2	34,0
Среднее *	2467	39,3	39,2	39,5	38,9	39,7	38,9
Потеря прочности, %	–	–	0,25	–	1,02	–	1,02

Динамика потери прочности отражена на рис. 1.

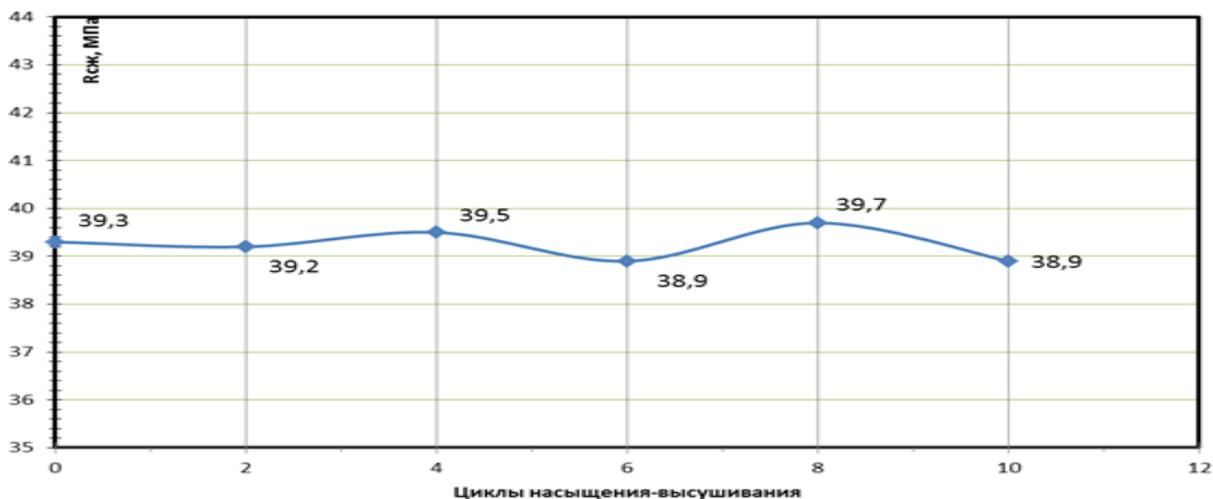


Рисунок 1 – Динамика потери прочности образцов бетона состава № 1 в 5 % растворе хлористого натрия

Основные результаты исследований образцов бетона при циклическом насыщении и высушивании в 10 % растворе хлористого натрия.

Результаты испытаний образцов состава № 1 в 10 % растворе хлористого натрия приведены в табл. 8.

Таблица 8 – Результаты испытаний образцов состава № 1 в 10 % растворе хлористого натрия

	Плотность контрольных образцов , кг/м ³	Предел прочности при сжатии R, МПа через					
		Контр.	2 цикла	4 цикла	6 циклов	8 Циклов	10 циклов
Образец 1	2473	40,8	41,1	40,8	38,9	40,0	40,2
Образец 2	2457	39,7	40,2	40,1	39,7	39,4	38,5
Образец 3	2441	38,7	39,5	39,1	39,8	37,8	39,0
Образец 4	2482	39,4	38,8	39,1	39,1	38,4	38,4
Образец 5	2469	38,9	38,6	38,7	37,4	37,6	36,7
Образец 6	2471	39,1	38,7	38,2	37,6	37,3	37,5
Среднее *	2466	39,7	39,9	39,8	39,4	38,9	39,0
Потеря прочности, %	–	–	–	–	0,76	2,02	1,76

Динамика потери прочности отражена на рис. 2.

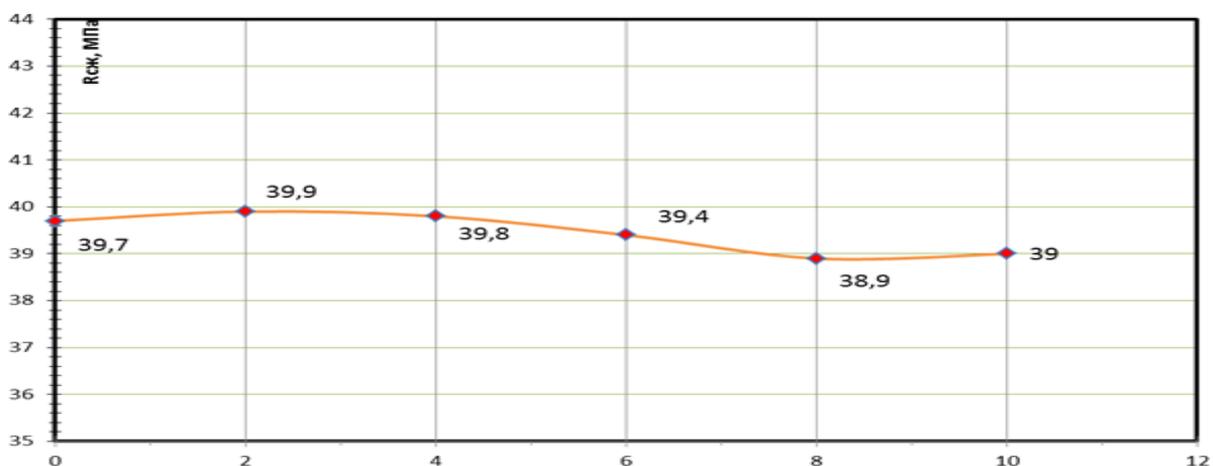


Рисунок 2 – Динамика потери прочности образцов бетона состава № 1 в 10 % растворе хлористого натрия

Ввиду отсутствия видимых закономерностей изменения прочности и как следствие – бесперспективности исследования для разработки новой методики ускоренной оценки морозостойкости бетона, исследования в 5 % и 10 % растворах хлористого натрия были прекращены.

Основные результаты исследований образцов бетона при циклическом насыщении и высушивании в насыщенном растворе сульфата натрия.

Результаты испытаний образцов состава № 1 в насыщенном растворе сульфата натрия приведены в табл. 9.

Таблица 9 – Результаты испытаний образцов состава № 1 в растворе сульфата натрия

	Плотность контрольных образцов, кг/м ³	Предел прочности при сжатии R, Мпа через					
		Контр.	2 цикла	4 цикла	6 циклов	8 циклов	10 циклов
Образец 1	2461	41,2	38,8	38,2	32,2	29,4	29,4
Образец 2	2474	39,2	39,5	38,8	32,2	30,1	29,6
Образец 3	2444	38,9	38,6	39,1	31,5	30,5	28,8
Образец 4	2482	38,5	39,5	37,4	31,8	29,2	30,0
Образец 5	2463	37,8	38,4	37,2	30,4	27,6	25,3
Образец 6	2468	38,3	37,9	37,1	30,8	28,8	28,2
Среднее*	2465	39,5	39,1	38,4	31,9	29,8	29,5
Потеря прочности, %	–	–	1,01	2,78	19,24	24,56	25,32

Динамика потери прочности отражена на рис. 3.

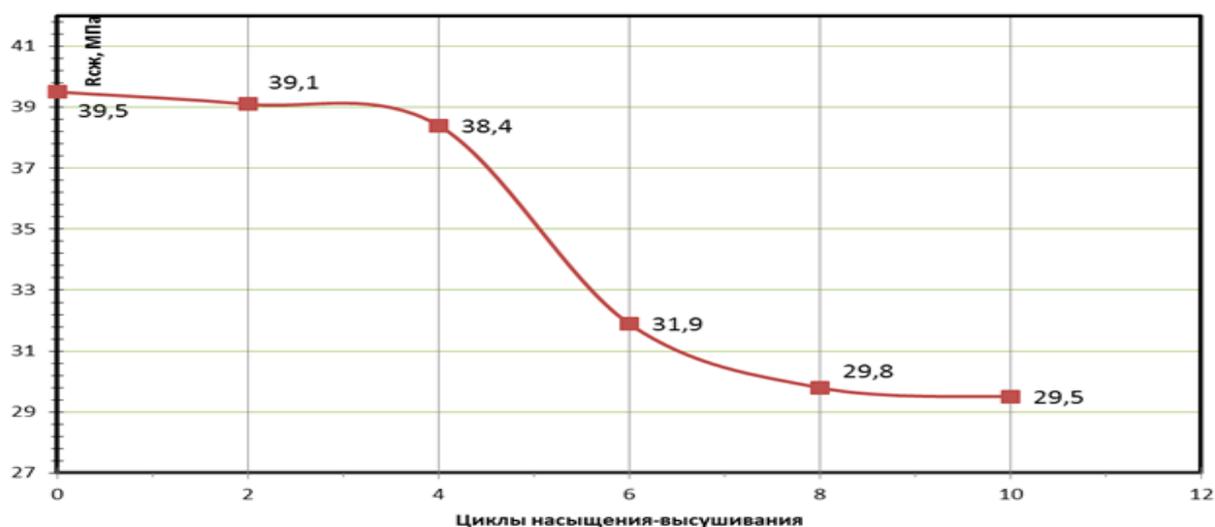


Рисунок 3 – Динамика потери прочности образцов бетона состава № 1 в насыщенном растворе сульфата натрия

С целью отслеживания эффекта кристаллизации солей в порах бетона образцы взвешивались после каждого высушивания. Усредненные результаты изменения массы приведены в табл. 10.

Таблица 10 – Усредненные значения изменения масс образцов при испытании состава № 1

	Масса высушенного образца, г через										
	К.	1 ц	2 ц	3 ц	4 ц	5 ц	6 ц	7 ц	8 ц	9 ц	10 ц
Изм. массы, %*	0	1,59	1,84	2,09	2,21	2,34	2,49	2,83	2,47	2,38	2,26

Результаты испытаний образцов состава № 2 в насыщенном растворе сульфата натрия приведены в табл. 11.

Таблица 11 – Результаты испытаний образцов состава № 2 растворе сульфата натрия

	Плотность контрольных образцов, кг/м ³	Предел прочности при сжатии R, Мпа через					
		Контр.	2 цикла	4 Цикла	6 циклов	8 циклов	10 циклов
Образец 1	2452	24,4	23,2	22,4	16,9	8,5	7,7
Образец 2	2451	24,5	22,5	21,2	16,2	9,6	8,5
Образец 3	2439	23,5	23,1	22,0	17,1	9,1	8,1
Образец 4	2452	23,2	22,4	22,1	16,3	9,5	7,6
Образец 5	2423	20,7	21,0	19,7	14,2	6,9	6,9
Образец 6	2471	23,0	20,8	18,2	15,0	7,2	6,6
Среднее*	2448	23,9	22,8	21,9	16,6	9,2	8,0
Потеря прочности, %	–	–	4,6	8,4	30,5	61,5	66,5

Динамика потери прочности отражена на рис. 4.

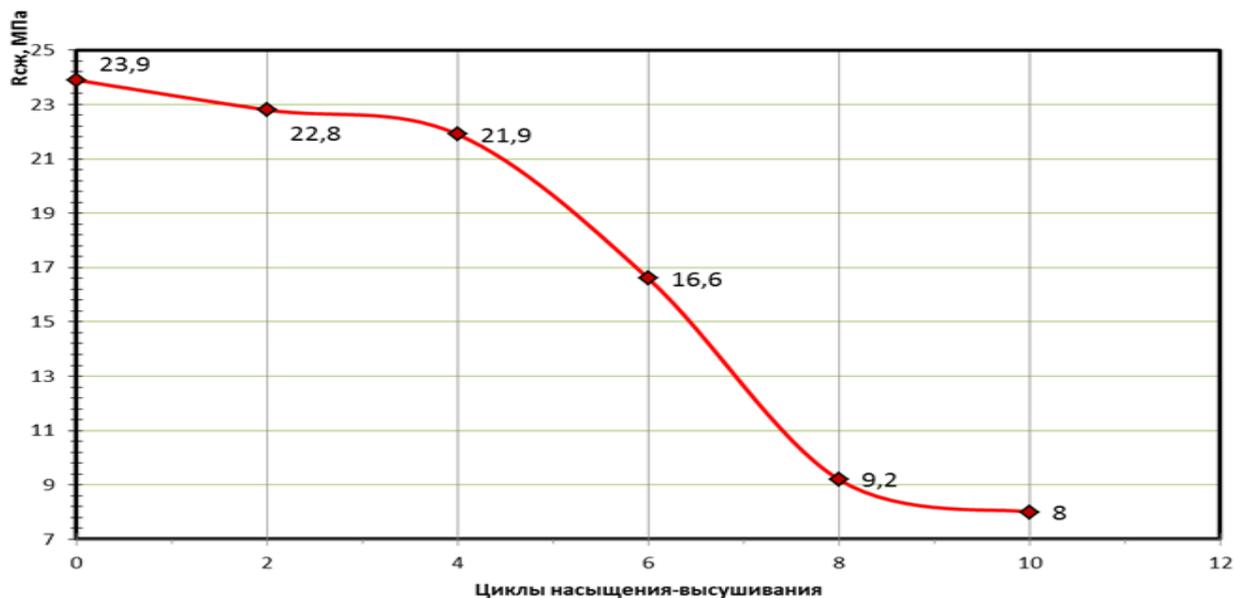


Рисунок 4 – Динамика потери прочности образцов бетона состава № 2 в насыщенном растворе сульфата натрия

Усредненные результаты изменения массы приведены в табл. 12.

Таблица 12 – Усредненные значения изменения масс образцов при испытании состава № 2

	Масса высушенного образца, г, через										
	К.	1 ц	2 ц	3 ц	4 ц	5 ц	6 ц	7 ц	8 ц	9 ц	10 ц
Изм. массы, %*	0	0,86	1,41	1,22	0,55	-0,47	-2,63	-6,50	-7,60	-6,27	-8,13

Динамика потери прочности образцов бетона при испытании насыщением высушиваем в растворе сульфата натрия отображена на рис. 5.

Выводы.

1. Насыщение и высушивание образцов бетона в 5 % и 10 % растворах хлористого натрия (NaCl) не показало закономерной динамики потери прочности образцов. Разумеется, нельзя

отрицать возможность более выраженного разрушающего воздействия при продолжительном циклировании. Однако перспективность данного исследования заключается в разработке ускоренной методики морозостойкости и солестойкости бетона, поэтому исследованию подлежали 10 циклов.

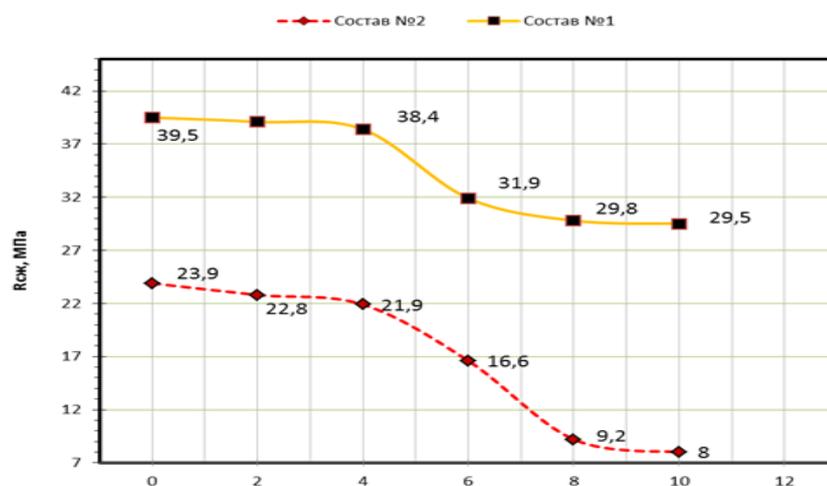


Рисунок 5 – Динамика потери прочности при насыщении высушивании составов № 1 и № 2 в растворе сульфата натрия

2. Насыщение и высушивание образцов в растворе сульфата натрия (Na_2SO_4) привело к процессам разрушения в структуре бетона и как следствие – потере прочности в двух исследуемых составах № 1 и № 2. Испытания в данной среде методом насыщения и высушивания могут быть применимы для разработки новой методики ускоренной оценки морозостойкости бетона.

3. Потеря прочности образцов в модельной среде Na_2SO_4 объяснима коррозионными процессами, возникающими в структуре бетона в результате агрессивного воздействия соли. При этом лимитирующей является коррозия третьего вида, связанная с образованием новообразований в порах бетона: кристаллов соли, которые по мере накопления способствуют созданию дополнительных внутренних напряжений, приводящих к появлению трещин и разрушению бетона.

В настоящий момент авторами проводятся дополнительные исследования по разработке новой методики ускоренной оценки морозостойкости бетона, используя экспериментальные данные результатов исследования насыщения и высушивания образцов бетона в растворе сульфата натрия.

Литература:

1. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-2012. – Введ 01.02.2016. – Минск: Госстандарт, 2015. – 29 с.
2. Песок для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8736-2014. – Введ 01.04.2017. – Минск: Госстандарт, 2017. – 8 с.
3. Щебень и гравий из плотных горных пород и отходов промышленного производства для строительных работ. Методы физико-механических испытаний : ГОСТ 8269.0-97. – Введ 01.01.1999. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 1999. – 60 с.

References:

1. Betony. Metody opredeleniya prochnosti po kontrolnym obrazcam: GOST 10180-2012. – Vved 01.02.2016. – Minsk: Gosstandart, 2015. – 29 p. (rus)
2. Pesok dlya stroitelnyh работ. Tekhnicheskie usloviya: GOST 8736-2014. – Vved 01.04.2017. – Minsk: Gosstandart, 2017. – 8p. (rus)
3. Shcheben i gravij iz plotnyh gornyh porod i othodov promyshlennogo proizvodstva dlya stroitelnyh работ. Metody fiziko-mekhanicheskikh ispytaniy : GOST 8269.0-97. – Vved 01.01.1999. – Minsk: Minstrojarkhitektury RB, 1999. – 60 p. (rus)

РАСЧЕТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ЗАВИСИМОСТЬ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ КАРБОНИЗАЦИИ БЕТОНА КЛАССА ПО ПРОЧНОСТИ НА СЖАТИЕ $C^{18}/_{22,5}$

А. А. ВАСИЛЬЕВ, Ю. К. КАБЫШЕВА

Белорусский государственный университет транспорта

Введение.

Многолетние исследования карбонизации бетона [2; 3; 5; 8 и др.] показывают, что существующие методики ее оценки и прогнозирования (основанные на фенолфталеиновом тесте) не позволяют ни оценивать, ни тем более прогнозировать карбонизацию по сечению бетона и ее влияние на изменение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, таким образом, оценивать и прогнозировать техническое состояние железобетонных элементов (ЖБЭ) и конструкций (ЖБК), определяющих долговечность и остаточный ресурс подавляющего большинства эксплуатируемых (проектируемых) зданий и сооружений.

Постановка задачи.

Исследование карбонизации бетона необходимо выполнять на основе определения карбонатной составляющей (показателя КС), что не только логично, но и подтверждено результатами многолетних исследований [1; 4]. Поскольку основным фактором, определяющим скорость и интенсивность карбонизации бетона, является количество использованного цемента, целесообразно расчетно-экспериментальные зависимости прогнозирования карбонизации во времени по сечению бетона получать, в первую очередь, на основе исследования и получения зависимостей изменения показателя КС от изменения расхода цемента (показателя Ц).

Основная часть.

На результатам исследования по сечению образцов бетона классов по прочности на сжатие $C^{12}/_{15}-C^{30}/_{37}$ – кубов $100 \times 100 \times 100$ мм, изготовленных из составов марок по удобоукладываемости П1 (ОК = 1 и 4 см) с применением ТВО методами регрессионного и корреляционного анализа была получена зависимость начальной карбонизации [5].

Составы бетона образцов и для исследований, определялись с использованием вычислительного комплекса «Технолог», разработанного проф. В. В. Бабицким.

Карбонатная составляющая (показатель КС) определялся при помощи разработанного в НИЛ «Диагностика, испытание и исследование строительных материалов и конструкций» им. профессора И. А. Кудрявцева Белорусского Государственного университета транспорта, на основании многолетних исследований реакции и «механизма» карбонизации бетона и ее влияния на изменение коррозионных (защитных) свойств бетона экспресс-метода определения карбонатной составляющей цементно-песчаной фракции бетона [7].

Регрессионная зависимость изменения показателя $КС_0$ (начальной карбонизации) по сечению бетона:

$$КС_0(l/t=0) = \beta_0 + \beta_1 e^{\left(- \left(\frac{l - \beta_2}{\beta_3} \right)^{\beta_4} \right)}, \quad (1)$$

где $\beta_0 - \beta_4$ – коэффициенты, определяющие: β_0 – наименьшее значение $КС(l)$, % [обычно, $\beta_0 = КС(l > 100 \text{ мм})$]; β_1 – разность минимального и максимального значений $КС(l)$, %; β_2 – минимальное значение глубины l , мм, (обычно, $\beta_2 = 0$); β_3 – форму кривой и координаты точек перегиба, мм, $\beta_3 > 0$; β_4 – форму кривой и координаты точек перегиба, д. ед., $\beta_4 > 0$; l – расчетное значение глубины бетона, мм.

На основе многолетних исследований карбонизации бетона по сечению железобетонных элементов (ЖБЭ), изготовленных из бетонов разных классов по прочности на сжатие, эксплуатирующихся различные длительные сроки в разных атмосферных условиях (сельскохозяйственных зданий (СХ), общественных зданий и производственных с неагрессивной эксплуатационной средой (ОПЗ) и открытой атмосферы (А) и зон с обычной (О) и ускоренной карбонизацией (У)), с учетом значений начальной карбонизации получена расчетно-экспериментальная зависимость карбонизации в зоне расположения стальной арматуры:

$$K C_B = \alpha_1 + \alpha_2 \sqrt{t}, \quad (2)$$

где α_1 – коэффициент, определяющий начальную карбонизацию, %; α_2 – коэффициент, определяющий развитие карбонизации во времени, %/лет^{1/2}.

Объединяя выражения (1) и (2) в [5] получена эвристическая модель изменения карбонатной составляющей во времени по сечению бетона

$$K C(t, l) = \beta_0 + (\alpha_1 + \alpha_2 \sqrt{t} - \beta_0) e^{\left(\left(\frac{15 - \beta_2}{\beta_3} \right)^{\beta_4} - \left(\frac{l - \beta_2}{\beta_3} \right)^{\beta_4} \right)}. \quad (3)$$

После преобразований, с учетом значений коэффициентов β_0 – β_4 , на основании выражения (3) принята расчетно-экспериментальная зависимость развития карбонизации во времени по сечению бетонов различных классов по прочности на сжатие для разных типов эксплуатационных условий:

$$K C(l, t) = \gamma_1 + (\gamma_2 + \gamma_3 \sqrt{t}) e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05} \right)^{0,85} \right)}, \quad (4)$$

где γ_1 – γ_3 – коэффициенты; γ_1 и γ_2 , %; γ_3 , %/лет^{1/2}.

Путем математической обработки коэффициентов β_0 и β_1 получены зависимости их значений от количества использованного цемента для смесей марок по удобоукладываемости П и Ж:

$$\beta_0 = 0,0077Ц + 0,7932; \quad (5)$$

$$\beta_1 = 1769Ц + 409077. \quad (6)$$

Значения коэффициентов β_2 – β_4 приняты постоянными для различных составов бетона [5].

Значения коэффициентов α_1 и α_2 для различных эксплуатационных условий приведены в табл. 1.

В качестве объекта исследований, рассмотрим прогнозирование карбонизации во времени по сечению бетона класса по прочности $C^{18}/_{22,5}$ для эксплуатационных условий сельскохозяйственных зданий, поскольку они являются самыми «жесткими» (концентрация CO_2 достигает 1 и более %, относительная влажность – до 100 %, периодическое замораживание-оттаивание бетона одних элементов и постоянное нахождение в условиях положительной температуры и значительной относительной влажности других [4]). Выбран бетон класса по прочности на сжатие $C^{18}/_{22,5}$ (М300), поскольку он массово применялся при изготовлении ЖБЭ сельскохозяйственного назначения (колонн (серия 1.823.1-2); балок (серия 1.862-2); многопустотных плит (серия 1.141-1).

Таблица 1 – Значения коэффициентов α_1 и α_2 для различных эксплуатационных условий

Условия эксплуатации	α_1	α_2
СХ О	$\alpha_1 = 0,0088Ц + 1,063$	$\alpha_2 = - 0,0008Ц + 0,7932$
СХ У	$\alpha_1 = 0,0088Ц + 1,058$	$\alpha_2 = - 0,0010Ц + 1,364$
ОПЗ О	$\alpha_1 = 0,0088Ц + 1,058$	$\alpha_2 = - 0,0010Ц + 0,5240$
ОПЗ У	$\alpha_1 = 0,0089Ц + 1,023$	$\alpha_2 = - 0,0012Ц + 1,138$
А О	$\alpha_1 = 0,0089Ц + 1,034$	$\alpha_2 = - 0,0009Ц + 0,8730$
А У	$\alpha_1 = 0,0088Ц + 1,065$	$\alpha_2 = - 0,0011Ц + 1,199$

Поскольку для бетона любого класса по прочности на сжатие, для смесей марок по удобоукладываемости П1...П5 существует 25 бездобавочных составов ($OK = 1...25$ см) на одно значение отпускной прочности, смесей марок по удобоукладываемости Ж1...Ж4 ($5...40$ с) 35 составов, у которых значения количества использованного цемента для составов марок по удобоукладываемости П1...П5 отличаются до 35 %, марок по удобоукладываемости Ж1...Ж4 – до 18 % [6], логично было бы в зависимостях (2) и (3) использовать средние значения количества цемента (C_{cp}). Логично, но не корректно, поскольку для изготовления ЖБЭ и ЖБК используются составы не всех марок по подвижности. Базовые зависимости для средних значений показателя КС (для бездобавочных бетонов) для наиболее часто выпускаемых сборных железобетонных изделий целесообразно получить для подвижных смесей марки по удобоукладываемости П1, для жестких – Ж1 и Ж2. Причем, для марки П1, с учетом массовости применяемых составов с $OK = 3$ (4) см, целесообразно принимать не среднее значение количества цемента, а соответствующее верхней границе ($OK = 4$ см). Таким образом, для состава бетонной смеси марки по удобоукладываемости П1 расчетное содержание цемента принято $C_{p, П1} = 305$ кг/м³; для состава бетонной смеси марки по удобоукладываемости Ж2 – $C_{p, Ж2} = 268$ кг/м³.

Зависимость начальной карбонизации, для смесей:

– марки по удобоукладываемости П1

$$КС_0 = 3,14 + 948744e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}; \quad (7)$$

– марки по удобоукладываемости Ж2

$$КС_0 = 2,86 + 883276e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}. \quad (8)$$

Зависимость развития карбонизации во времени в зоне расположения стальной арматуры с учетом начальной карбонизации, для смесей:

– марки по удобоукладываемости П1

$$КС_B = 3,74 + 1,06 \sqrt{t}; \quad (9)$$

– марки по удобоукладываемости Ж2

$$КС_B = 3,42 + 1,10 \sqrt{t}. \quad (10)$$

Зависимость развития карбонизации во времени по сечению бетона для смесей:

– марки по удобоукладываемости П1

$$КС(C, l, t) = 3,14 + (0,600 + 1,06 \sqrt{t})e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}; \quad (11)$$

– марки по удобоукладываемости Ж2

$$КС(C, l, t) = 2,86 + (0,560 + 1,10 \sqrt{t})e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}. \quad (12)$$

Полученные зависимости позволяют прогнозировать развитие карбонизации цементно-песчаной фракции бетона класса по прочности на сжатие $S^{18}/_{22,5}$ для основных типов ЖБЭ.

Оценку значимости полученных расчетно-экспериментальных зависимостей выполняли методами математической статистики в программе «Statgraphics».

При оценке адекватности регрессионных расчетно-экспериментальных зависимостей изменения во времени по сечению бетона показателя КС использовали следующие положения:

- соответствие характера предлагаемой зависимости, определяемой моделью $КС(t, l)$, полученным научным и экспериментальным представлениям о карбонизации;
- отличие экспериментальных данных (т. е. фактических значений $КС_{ф}$, полученных для целей проверки адекватности полученной зависимости) от предлагаемых значений $КС_{прог}$ не более чем на 30 %, что соизмеримо с погрешностью измерения степени карбонизации фенолфталеиновым тестом (ФФТ);
- значение коэффициента детерминации, значимо отличающегося от нуля (в соответствии со статистическим критерием F-Фишера), свидетельствующего о том, что модель в значительной степени описывает реально существующую зависимость;
- наличие остатков (т. е. отклонений фактических ($КС_{ф}$) и прогнозируемых ($КС_{пр}$) значений) как взаимно независимых случайных величин;
- наличие остатков одинаково распределенных (по нормальному закону) случайных величин с нулевым математическим ожиданием и постоянной дисперсией.

Проверка остатков на «независимость» проводилась по критериям «серий», на «нормальность» – по критериям согласия χ^2 -Пирсона, λ -Колмогорова и Шапиро-Вилка, на «отсутствие систематической ошибки» – с использованием статистического критерия t -Стьюдента. Все проверки выполнялись для принятого в инженерной практике уровня значимости $\alpha = 0,05$.

Для каждой проверки адекватности предлагаемой зависимости подбирались по два реально эксплуатируемых ЖБЭ (колонны и плиты покрытия) с одинаковыми сроками эксплуатации и схожими эксплуатационными условиями.

В качестве примера на рис. приведены фактические значения показателя КС, полученные при исследовании бетона колонн (класса по прочности на сжатие $C^{18}/_{22,5}$), эксплуатировавшихся в условиях повышенной карбонизации сельскохозяйственных помещений 10 и 30 лет, и прогнозные кривые. Аналогично исследовался бетон плит покрытия.

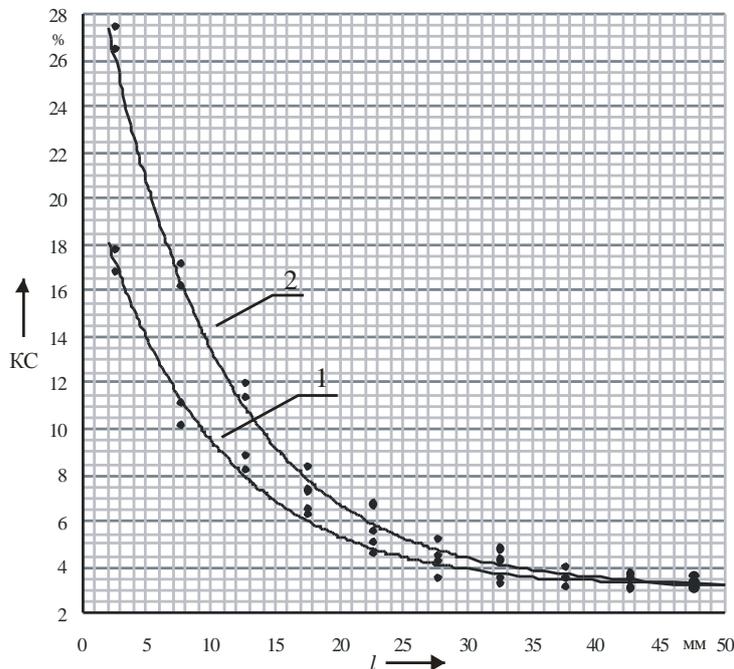


Рисунок. Проверка адекватности расчетно-экспериментальных зависимостей карбонизации во времени по сечению бетона класса по прочности на сжатие $C^{18}/_{22,5}$ в условиях эксплуатационной среды коровника:

- 1 – прогнозная зависимость $КС(\sigma, l, t)$ для 10 лет эксплуатации; 2 – прогнозная зависимость $КС(\sigma, l, t)$ для 30 лет эксплуатации; • – фактические значения показателя карбонатной составляющей ($КС_{ф}$)

Образцы бетона отбирали и определяли фактические значения карбонатной составляющей по сечению бетона с шагом 5 мм, до глубины 50 мм (по два образца для каждого значения сечения бетона) в соответствии с методикой [1].

Результаты проверки адекватности полученных расчетно-экспериментальных зависимостей карбонизации бетона колонн (марка бетонной смеси по удобоукладываемости П1) и плит покрытия (марка бетонной смеси по удобоукладываемости Ж2) коровников для различных сроков эксплуатации сведены в табл. 2–4.

Таблица 2 – Проверка адекватности расчетно-экспериментальных зависимостей

Срок эксплуатации, лет	Марка по удобоукладываемости	«Нормальность» остатков		
		Статистика Шапиро-Вилка, P-Value	Критерий χ^2 -Пирсона, P-Value	Критерий λ -Колмогорова, P-Value
10	П1	0,430354	0,551890	0,903634
30	П1	0,629214	0,797215	0,966398
10	Ж2	0,350462	0,509315	0,819975
30	Ж2	0,114783	0,042699	0,214959

Таблица 3 – Проверка адекватности расчетно-экспериментальных зависимостей

Срок эксплуатации, лет	Марка по удобоукладываемости	Независимость «остатков»		
		Критерий пересечений медианы, P-Value	Критерий спадов и возрастных, P-Value	Критерий Бокса-Пирса, P-Value
10	П1	0,250691	0,164431	0,516808
30	П1	0,038677	0,780959	0,004197
10	Ж2	0,250691	0,164431	0,471139
30	Ж2	1,00000	1,00000	0,181965

Таблица 4 – Проверка адекватности расчетно-экспериментальных зависимостей

Срок эксплуатации, лет	Марка по удобоукладываемости	Отсутствие систематической ошибки	Значимость коэффициента детерминации
		t-статистика Стьюдента, P-Value	Статистика Фишера
10	П1	0,929438	178,559
30	П1	0,014529	368,043
10	Ж2	0,781955	260,504
30	Ж2	0,279411	171,020

По результатам проверки значимости предлагаемых расчетно-экспериментальных зависимостей прогнозирования изменения во времени по сечению

– проверка гипотез о равенстве математического ожидания «остатков» нулю (t-статистика Стьюдента; P-Value = 0,014529...0,929438) показала, что гипотеза об отсутствии «систематической ошибки» согласуется с экспериментальными данными;

– проверка гипотезы о нормальном распределении «остатков» (критерии Шапиро-Вилка, P-Value = 0,114783...0,629214 ; χ^2 -Пирсона, P-Value = 0,042699...0,797215; Колмогорова-Смирнова, P-Value = 0,214959...0,966398), – что по данному критерию гипотеза о нормальном распределении согласуется с экспериментальными данными;

– проверка гипотезы о взаимной независимости «остатков» (критерии пересечений медианы, P-Value = 0,038677...1,00000; спадов и возрастных, P-Value = 0,164431...1,00000; Бокса-Пирса, P-Value = 0,004197...0,516808), – что по данному критерию гипотеза о независимости «остатков» согласуется с экспериментальными данными.

Таким образом, выполненные проверки показывают, что предлагаемое расчетно-экспериментальное регрессионное выражение значимо по всем критериям, в нем корректно учтены все основные факторы, значимо влияющие на изменение карбонатной составляющей бетона. Влияние прочих неучтенных факторов незначимо и взаимно компенсируется.

Заключение.

Расчетно-экспериментальные зависимости изменения карбонатной составляющей во времени по сечению бетона класса по прочности на сжатие $C^{18}/_{22,5}$ для составов различных марок по удобоукладываемости позволяют достаточно объективно прогнозировать карбонизацию бетона.

Их использование дает возможность исследовать и прогнозировать карбонизацию в любом сечении бетона (что особенно важно, в любой точке защитного слоя).

Литература:

1. Васильев, А. А. К вопросу объективности современной оценки и прогнозирования карбонизации бетона на основе индикаторного метода. / А. А. Васильев // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. – Брест, 2020. – № 1. – С. 77–80.
2. Васильев, А. А. Карбонизация бетона (оценка и прогнозирование) : [монография] / А. А. Васильев; Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2013. – 303 с.
3. Васильев, А. А. Карбонизация и оценка поврежденности железобетонных конструкций : [монография] / А. А. Васильев. – Гомель: БелГУТ, 2012. – 263 с.
4. Васильев, А. А. О необходимости разработки Белорусского нормативного документа по оценке карбонизации бетона. А. А. Васильев // Проблемы современного строительства Минск. Сб. науч. трудов. Мн. БНТУ, 2022. – С. 184–196.
5. Васильев, А. А. Оценка и прогнозирование технического состояния железобетонных конструкций с учетом карбонизации бетона : [монография] / А. А. Васильев; Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2019. – 215 с.
6. Васильев, А. А. Прогнозирование начальной карбонизации бетона различных классов по прочности на сжатие / А. А. Васильев, Ю. К. Кабышева, Н. А. Леонов // Современные научные знания: сб. статей Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза: МЦНС «Наука и Просвещение». – 2023. – С. 21–24.
7. Васильев, А. А. Экспресс-метод определения карбонатной составляющей (показателя КС) цементно-песчаной фракции бетона / А. А. Васильев // Вестник БелГУТа: Наука и транспорт. – Гомель: БелГУТ, 2021. – № 1 (42). – С. 94–97.
8. Неразрушающие методы оценки и прогнозирования технического состояния железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в воздушных средах : практическое пособие / Т. М. Пецольд [и др.] ; под ред. А. А. Васильева. – Гомель: БелГУТ, 2007. – 146 с.

УСТОЙЧИВЫЕ ВЯЖУЩИЕ СИСТЕМЫ НА ОСНОВЕ ФОСФОГИПСА-ДИГИДРАТА

В. Г. ПОВИДАЙКО

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Как известно, гипсовые вяжущие вещества имеют низкую водостойкость и соответственно низкую морозостойкость, вследствие чего изделия на их основе применяются преимущественно для внутренних работ. К достоинствам гипсовых вяжущих веществ относятся короткие сроки схватывания и твердения и достаточно высокие прочностные показатели, что способствует сокращению технологического цикла и снижению себестоимости производства изделий на их основе. Использование положительных свойств гипсовых вяжущих материалов и повышения их водостойкости и морозостойкости за счет введения в качестве гидравлической добавки портландцемента изучалось многими исследователями. Гипсовое вяжущее вещество в сочетании с портландцементом образует неустойчивую саморазрушающуюся вяжущую систему, в которой образуется высокосульфатная форма гидросульфатоалюмината кальция – этtringит. А. В. Волженский и А. В. Ферронская предложили вводить в сырьевую смесь пуццолановые (гидравлические) добавки, содержащие активный кремнезем (трепел, опоки, диатомит). В результате образуется более устойчивая низкосульфатная форма гидросульфатоалюмината кальция. Такой материал переходит в стабильное состояние и с течением времени не происходит его саморазрушения [1]. А. В. Волженский, Т. А. Карпова и др. [2] разработали технологию получения водостойкого бетона из необожженного фосфогипса и известково-пуццолановых компонентов при теплогозовой сушке при температуре (80–120) °С. При этом следует отметить, что введение в технологический процесс тепловой обработки приведет к дополнительным затратам и удорожанию готовой продукции.

На белорусский строительный рынок не поставляются пуццолановые добавки, поскольку имеют ограниченную область применения. В этой связи, проводились исследования по получению устойчивых вяжущих систем на основе фосфогипса-дигидрата с имеющимися сырьевыми материалами и добавками.

При малой дозировке портландцемента фосфогипсовые композиции менее подвержены разрушению. Обусловлено это тем, что количества саморазрушающихся новообразований в объеме твердеющего материала недостаточно для его разрушения. При этом прочность такого материала крайне низкая и недостаточная с точки зрения практического применения.

В опытах использовались активные и нейтрализующие добавки в минимальном количестве, но достаточном для получения заданных прочностных показателей. Содержание фосфогипса-дигидрата в композиционной вяжущей системе составляет более 70 %. Предварительно фосфогипс-дигидрат смешивается с нейтрализующей добавкой. Затем в сырьевую смесь вводятся активные добавки и осуществляется механоактивация в дисковых или цилиндрических истирающих устройствах при водотвердом отношении 0,30–0,32. В процессе механоактивации происходит разрушение крупных дефектных агрегатов фосфогипса и равномерное распределение активных добавок по всему объему. Таким образом, достигается гомогенизация вяжущей системы при оптимальном сочетании компонентов. Активные добавки связывают алюминатную составляющую портландцемента и препятствуют образованию этtringита. Образцы, изготовленные на основе композиционных фосфогипсовых вяжущих систем, имеют предел прочности при сжатии 2–4 МПа, среднюю плотность – 1200–1300 кг/м³, морозостойкость – более 35 циклов. На основе композиционных вяжущих систем рекомендуется изготавливать стеновые материалы для малоэтажного строительства.

Литература:

1. Волженский А. В. Минеральные вяжущие вещества: Учеб. для вузов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 464 с., ил.
2. Волженский А. В., Карпова Т. А., Чистов Ю. Д., Гусарова (Ермакова) Г. А. Известково-пуццолановый микробетон с необожженным фосфогипсом // Семинар ВДНХ СССР – Научные разработки МИСИ им. В. В. Куйбышева для выставки «Достижения ученых высшей школы в научно-исследовательской работе». – М., 1987. – С. 13.

ВЛИЯНИЕ ВИДА ПОДГОТОВКИ ПОВЕРХНОСТИ СТЕКЛОВОЛОКОННОЙ АРМАТУРЫ НА ЕЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ И СЦЕПЛЕНИЕ С БЕТОНОМ

В. Е. РУМЯНЦЕВА¹, В. С. КОНОВАЛОВА²

¹ д.т.н., профессор, чл.-корр. РААСН, заведующий кафедрой естественных наук и техносферной безопасности, Ивановский государственный политехнический университет, профессор кафедры естественнонаучных дисциплин, Ивановская пожарно-спасательная академия Государственной противопожарной службы Министерства Российской Федерации по делам гражданской обороны, чрезвычайным ситуациям и ликвидации последствий стихийных бедствий,

² к.т.н., доцент кафедры естественных наук и техносферной безопасности, Ивановский государственный политехнический университет
г. Иваново, Российская Федерация

Аннотация. Рассмотрено влияние вида обработки поверхности стекловолоконной арматуры на технические характеристики. За счет создания навивки на поверхности стержня композитной арматуры повышаются прочностные показатели. Обработка поверхности композитной арматурой плазмой и нанесение покрытий ухудшают прочностные характеристики. Исследована прочность сцепления стекловолоконной арматуры с бетоном. Повышению сцепления способствует создание на поверхности прутка из стекловолокна навивки сложного профиля, поскольку увеличение числа выступов на поверхности интенсивнее препятствует сдвигу арматуры в бетоне. Разработанный вид навивки периодического профиля в 2 раза повышает прочность сцепления композитной арматуры с бетоном. Покрытия на поверхности стекловолоконной арматуры имеют меньшую адгезию к бетону по сравнению с необработанными стержнями, разница составляет до 8,5 %. При воздействии на армированный композитной арматурой с покрытиями бетон агрессивной хлоридсодержащей среды происходит большая потеря прочности сцепления в композите вследствие коррозионного взаимодействия материала покрытий с поступающими через бетонное покрытие к поверхности арматуры хлорид-ионами. Разработанный вид навивки периодического профиля обеспечивает поддержание сцепления стекловолоконной арматуры с бетоном при воздействии жидкой агрессивной хлоридсодержащей среды.

Ключевые слова: композитная арматура, стекловолоконная арматура, армированный бетон, сцепление композитной арматуры с бетоном, прочность сцепления, обработка поверхности композитной арматуры, виды навивки, характеристики стекловолоконной арматуры, коррозия бетона, прочность бетона.

INFLUENCE OF THE TYPE OF SURFACE PREPARATION OF FIBERGLASS REINFORCEMENT ON ITS TECHNICAL CHARACTERISTICS AND ADHESION TO CONCRETE

V. E. RUMYANTSEVA¹, V. S. KONOVALOVA²

¹ Doctor of technical sciences, professor, corresponding member of the RAACS, head of the department of natural sciences and technosphere safety, Ivanovo State Polytechnic University, professor of the department of natural sciences, Ivanovo Fire Rescue Academy of State Firefighting Service of Ministry of Russian Federation for Civil Defense, Emergencies and Elimination of Consequences of Natural Disasters,

² PhD in engineering, associate professor of the department of natural sciences and technosphere safety, Ivanovo State Polytechnic University
Ivanovo, Russian Federation

Abstract. The influence of the type of surface treatment of fiberglass reinforcement on the technical characteristics is considered. Strength indicators increase due to the formation of the winding on

the surface of the composite reinforcement. Surface treatment of composite reinforcement with plasma and coating degrade strength characteristics. The bonding strength of fiberglass reinforcement with concrete is investigated. An increase in adhesion is facilitated by the creation of a complex profile winding on the surface of a fiberglass rod, since an increase in the number of protrusions on the surface more intensively prevents the rebar from shifting in concrete. The developed type of winding of the periodic profile increases the adhesion strength of composite reinforcement with concrete by 2 times. Coatings on the surface of fiberglass reinforcement have less adhesion to concrete compared to untreated rods, the difference is up to 8.5 %. When exposed to concrete reinforced with composite reinforcement with coatings of an aggressive chloride-containing medium, a large loss of adhesion strength occurs in the composite due to the corrosive interaction of the coating material with chloride ions coming through the concrete coating to the surface of the reinforcement. The developed type of winding of the periodic profile ensures the maintenance of adhesion of fiberglass reinforcement with concrete when exposed to a liquid aggressive chloride-containing medium.

Keywords: composite reinforcement, fiberglass reinforcement, reinforced concrete, adhesion of composite reinforcement to concrete, adhesion strength, surface treatment of composite reinforcement, types of winding, characteristics of fiberglass reinforcement, concrete corrosion, concrete strength.

Введение.

В последние два десятилетия использование полимерных стержней представляет большой интерес для армирования бетонных изделий, в частности для усиления бетонных балочных конструкций, из-за их высокой удельной прочности, высокой коррозионной стойкости и низкой стоимости изготовления. Армированный стекловолоконной арматурой бетон состоит из высокопрочных, стойких к щелочам стекловолоконных стержней, встроенных в бетонную матрицу. В этой форме как волокна, так и матрица сохраняют свою физическую и химическую идентичность, предлагая при этом синергетическую комбинацию свойств, которые не могут быть достигнуты при действии любого из компонентов по отдельности.

Встроенная в бетон арматура, независимо от материала, сопротивляется вытягиванию с помощью трех основных механизмов. Первый – это химическая адгезия между двумя материалами на их границе раздела. Вторым является фрикционное соединение, которое возникает из-за шероховатости поверхности арматурного прутка. Третьим механизмом, способствующим сцеплению, является механическая опора, например, создаваемая выступами арматурных стержней на окружающий бетон.

Для сцепления с бетоном в процессе производства на поверхности композитной арматуры формируются специальные кромки или наносится песчаное покрытие. Одной из основных проблем является слабая прочность сцепления между стержнями композитной арматуры и бетонным материалом [1–5]. Поскольку эта основная проблема вызывает низкую способность к изгибу, высокий прогиб и большую ширину трещин в железобетонных балках [6–8]. Вследствие этого, использование стеклопластиковых стержней на практике не получило достаточного распространения, а также инженерные применения этих полезных материалов все еще ограничены.

Адгезионное соединение играет решающую роль, поскольку обеспечивает эффективную передачу напряжения от бетона к стеклопластику для обеспечения целостности и долговечности усиленных конструкций. В частности, что касается усиления при сдвиге, то почти все стекловолоконные стержни, усиленные приклеенной навивкой, выходят из строя из-за расслаивания или отслаивания стеклопластика [9–11].

Известно [3; 12–15], что ребристые прутки из стекловолокна по-разному развивают прочность сцепления в зависимости от механических свойств бетона. Бетоны со средней прочностью на сжатие в диапазоне 25–40 МПа не оказывают сильного влияния на прочность сцепления, в то время как в диапазоне 40–65 МПа прочность сцепления значительно возрастает [2; 16–18]. Высокая прочность бетона задерживает появление трещин в нижних слоях, но обеспечивает более плавное и быстрое продвижение трещин [19–23].

В этом исследовании цель состоит в том, чтобы представить применимое решение, касающееся нарушений сцепления стеклопластиковых стержней с бетоном и состоящее в модификации обработки поверхности композитной арматуры.

Основные результаты исследований.

Испытания проводились на образцах стекловолоконной арматуры диаметром 10 мм с различными видами обработки поверхности (табл. 1). Из технических характеристик видно, что нанесение покрытий на поверхность композитной арматуры снижает прочностные свойства на 2–6 %, а модуль упругости незначительно повышается на 0,5–1 %. Спиралевидная навивка на арматурном стержне (рис. 1, *а*), приклеенная к поверхности эпоксидной смолой, повышает прочностные характеристики примерно на 6 % и модуль упругости на 1,5–2 %. При формировании на поверхности стекловолоконного прутка разработанной навивки периодического профиля (рис. 1, *б*) [24; 25] происходит повышение прочностных показателей на 20–30 %, а модуля упругости на 3 %.

Таблица 1 – Технические характеристики стеклокомпозитной арматуры с различными видами обработки поверхности

Вид обработки поверхности	Предел прочности на изгиб, МПа	Предел прочности на растяжение, МПа	Модуль упругости, МПа
Без покрытия	1380	1170	54700
Напыление из нержавеющей стали	1350	1150	55300
Напыление из оксида титана	1340	1130	55100
Обработка плазмой	1300	1100	55000
Спиралевидная навивка	1452	1237	55700
Навивка периодического профиля	1840	1430	56300

Источник: данные авторов

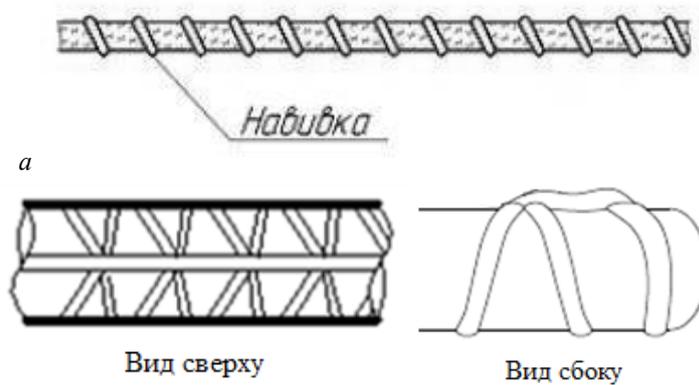
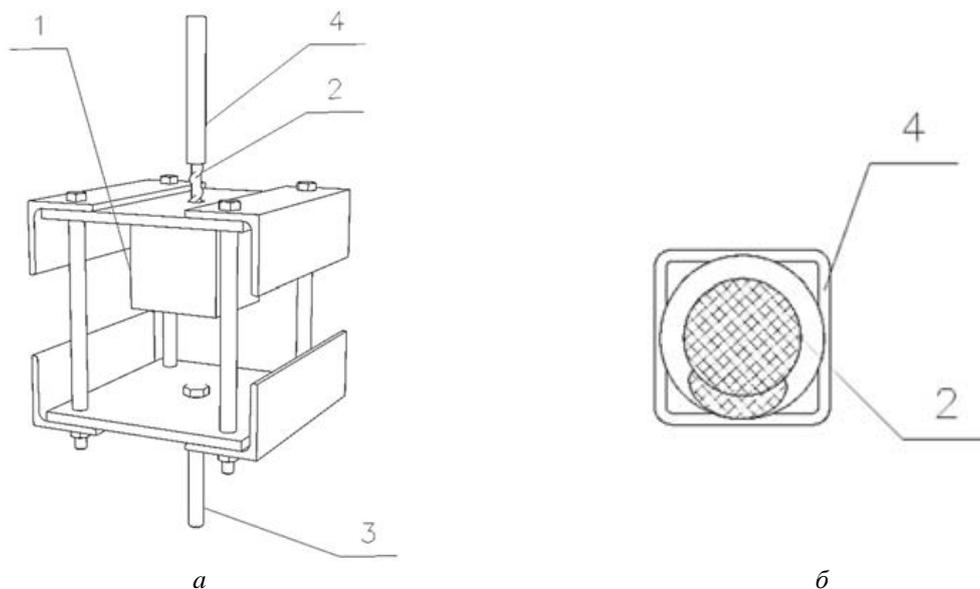


Рисунок 1 – Виды испытуемой навивки стеклокомпозитной арматуры:
а – спиралевидная; *б* – периодического профиля

Источник: данные авторов

Для изучения сцепления композитной арматуры с бетоном изготовлены образцы из портландцемента марки ЦЕМ I 42,5 Н и гравийного щебня размером фракции 5–20 мм в качестве наполнителя. После твердения на воздухе в течение 28 суток проводились испытания по вырыванию прутка стекловолоконной арматуры из бетона на разрывной машине с помощью разработанного для этой цели приспособления (рис. 2) [26].

Дополнительные исследования прочности сцепления композитной арматуры с бетоном проведены после воздействия на образцы воды и 2 %-ого раствора $MgCl_2$ в течение 6 месяцев. Из полученных результатов (табл. 2) видно, что покрытия из нержавеющей стали и оксида титана, а также обработка плазмой не способствуют повышению адгезии композитной арматуры к бетону. У образцов стекловолоконной арматуры со спиралевидной навивкой прочность сцепления выше на 30 %, по сравнению с образцом без навивки и покрытия. У образца с навивкой периодического профиля сцепление с бетоном почти в 2 раза больше, чем у необработанного арматурного стержня, и на 50 % выше, чем у образца со спиралевидной навивкой.



Риснок 2 – Приспособление для испытаний на вырывание арматурного стержня из бетона:
а – общий вид приспособления; *б* – поперечное сечение гильзы; 1 – удерживающее устройство;
 2 – стержень арматуры; 3 – отверстие для болта; 4 – гильза

Таблица 2 – Усилия вырывания (кН) стеклокомпозитной арматуры из бетона с разными видами обработки поверхности и типами навивки

Вид поверхности	До воздействия среды	После выдерживания в воде	После выдерживания в 2 %-ом растворе MgCl ₂
Без покрытия	41,0	39,1	38,3
Напыление из нержавеющей стали	37,9	36,5	34,0
Напыление из оксида титана	36,4	35,7	33,2
Обработка плазмой	40,4	38,7	36,6
Спиралевидная навивка	53,3	53,1	51,0
Навивка периодического профиля	79,1	78,9	76,3

Источник: данные авторов

После воздействия на бетон воды и агрессивной хлоридсодержащей среды прочность сцепления композитной арматуры с бетоном снижается вследствие вымывания из структуры цементного камня гидроксида кальция, разрушения кальцийсодержащих фаз и снижения прочности цементного камня [27; 28]. Для наглядного сравнения результаты приведены на рис. 3.

После пребывания образцов в воде в течение 6 месяцев прочность сцепления стекловолоконной арматуры без обработки поверхности с бетоном уменьшилась на 4,5 %, арматуры с напылением из нержавеющей стали – на 3,5 %, арматуры с напылением из оксида титана – на 2 %, обработанной плазмой арматуры – на 4 %, арматуры со спиралевидной навивкой – на 0,4 %, арматуры с периодической навивкой – на 0,25 %.

После воздействия на образцы 2 %-ого раствора MgCl₂ в течение 6 месяцев прочность сцепления стекловолоконной арматуры без обработки поверхности с бетоном уменьшилась на 6,5 %, арматуры с напылением из нержавеющей стали – на 10 %, арматуры с напылением из оксида титана – на 8,5 %, обработанной плазмой арматуры – на 9,5 %, арматуры со спиралевидной навивкой – на 4 %, арматуры с периодической навивкой – на 3,5 %.

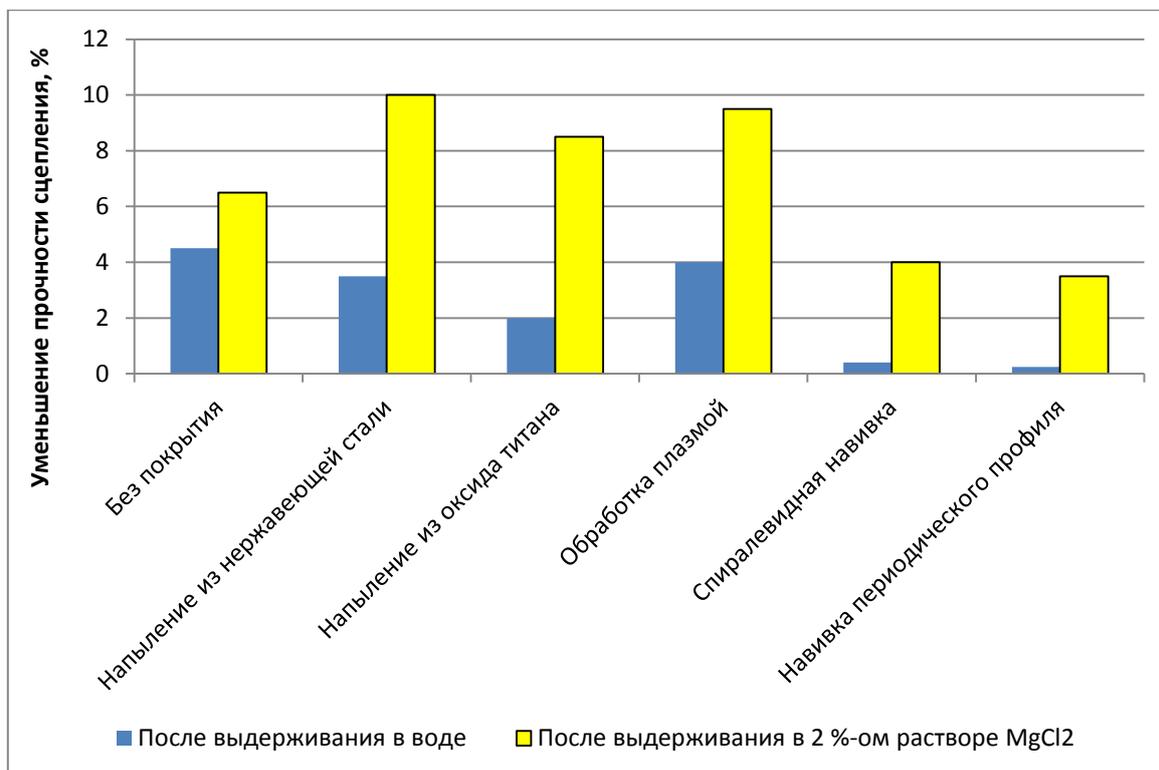


Рисунок 3 – Уменьшение прочности сцепления стекловолоконной арматуры с разными видами обработки поверхности с бетоном после воздействия воды и агрессивной хлоридсодержащей среды в течение 6 месяцев

Большее снижение сцепления композитной арматуры с напыленными покрытиями и обработанных плазмой стержней при воздействии на бетон 2 %-ого раствора MgCl₂ может быть связано с воздействием на покрытия хлорид-ионов, проникающих к поверхности арматуры. Было установлено [29], что для накопления у поверхности арматуры в бетоне предельной концентрации хлорид-ионов (0,4 % по массе бетона) требуется в среднем 174 дня. Следовательно, за 6 месяцев испытаний уже начались коррозионные процессы на поверхности обработанной плазмой стекловолоконной арматуры и образцов с напыленными покрытиями из нержавеющей стали и оксида титана. Вследствие этого нарушилась адгезия покрытий с бетоном.

Очевидно, что посредством увеличения количества выступов на поверхности композитной арматуры можно значительно повысить ее сцепление с бетоном. Навивка периодического профиля имеет большую площадь поверхности приклеивания к арматурному стержню, что предотвращает проскальзывание прутка при вырывании, однако остается вероятность частичного скалывания и отрыва витков навивки.

Выводы.

При создании на поверхности стержня навивки улучшаются технические характеристики композитной арматуры. Напыления из нержавеющей стали и оксида титана и обработка плазмой снижают прочностные показатели стекловолоконной арматуры.

Повышение прочности сцепления композитной арматуры с бетоном может быть обеспечено созданием на поверхности арматурного стержня навивки сложного профиля. Обработка поверхности стекловолоконной арматуры плазмой и нанесение покрытий не целесообразны, поскольку в целом снижают адгезию арматурных стержней и бетона, а при эксплуатации изделий в агрессивных средах значительно уменьшают сцепление в композите.

Разработанная навивка периодического профиля способствует улучшению эксплуатационных характеристик стекловолоконной арматуры и может быть рекомендована для применения к арматуре в бетонных изделиях, эксплуатирующихся в жидких хлоридсодержащих средах.

Литература:

1. Исследование влияния утолщений в стеклопластиковой арматуре на сцепление с бетоном / Т. А. Зиннуров [и др.] // Известия КГАСУ. – 2021. – № 2 (56). – С. 84–93.

2. Экспериментальные исследования прочности сцепления стеклопластиковой арматуры с цементно-песчаным бетоном / А. Н. Николюкин [и др.] // Транспортные сооружения. – 2019. – Т. 6. – № 1. – 02SATS119.
3. Макарова, Н. В. Прочностные и деформационные свойства контакта композитной арматуры с мелкозернистым бетоном / Н. В. Макарова, А. И. Комаров, В. Г. Цуприк // Вестник инженерной школы ДВФУ. – 2020. – № 3 (44). – С. 139–150.
4. Adhesion, strengthening and durability issues in the retrofitting of Reinforced Concrete (RC) beams using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) – A Review / P. J. Poot Cauich, et al. // Revista ALCONPAT. – 2019. – Vol. 9. – No. 2. – P. 130–150.
5. A Study on the Adhesion in the Interfacial Transition Zone Between Glass Fibre Reinforced Rebar and the Cement Matrix / G. Yakovlev, et al. // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2021. – Vol. 1203. – P. 032023.
6. Шарифов, А. Х. Экспериментальные исследования прочности, жесткости и трещиностойкости облегченных плит с комбинированным армированием / А. Х. Шарифов, Ю. А. Ивашенко, А. Дж. Рахмонзода // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2021. – Т. 21. – № 4. – С. 5–15.
7. О результатах экспериментального и численного исследований напряженно-деформированного состояния бетонных конструкций, армированных предварительно напряженными полимеркомпозитными стержнями / А. А. Пискунов [и др.] // Интернет-журнал «Транспортные сооружения». – 2018. – № 2. – 02SATS218.
8. Kosior-Kazberuk, M. Analysis of deflection and cracking of concrete beams with non-metallic reinforcement / M. Kosior-Kazberuk, J. Krassowska // CzOTO. – 2019. – Vol. 1. – Issue 1. – P. 782–789.
9. Diab, H. M. An Anchorage Technique for Shear Strengthening of RC T-Beams Using NSM-BFRP Bars and BFRP Sheet / H. M. Diab, A. M. Sayed // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2020. – Vol. 14. – Article No. 49.
10. Сцепление полимеркомпозитной арматуры с цементным бетоном / В. Г. Хозин [и др.] // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2013. – № 1 (23). – С. 214–220.
11. Полоз, М. А. Анализ применения полимеркомпозитной арматуры в армобетонных конструкциях / М. А. Полоз, Н. В. Фролов, М. Ш. Ноурузи // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В. Г. Шухова. – 2017. – № 3. – С. 45–50.
12. Численное моделирование сцепления композитной арматуры с бетоном / Т. А. Зиннуров [и др.] // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». – 2015. – Т. 7. – № 4. – 11TVN415.
13. Хорохордин, А. М. Сравнительная оценка механических свойств полимерной композитной арматуры / А. М. Хорохордин, А. М. Усачев, Д. Н. Коротких // Строительные материалы. – 2018. – № 7. – С. 71–75.
14. Influence of rib parameters on mechanical properties and bond behavior in concrete of fiber-reinforced polymer rebar / P. Zhang, et al. // Advances in Structural Engineering. – 2021. – Vol. 24. – Issue 1. – P. 196–208.
15. Experimental Study on the Bond Performance between Fiber-Reinforced Polymer Bar and Unsaturated Polyester Resin Concrete / W. Li, et al. // Advances in Civil Engineering. – 2021. – Vol. 2021. – Article ID 6676494.
16. Алимов, М. Ф. Исследование совместной работы цементных бетонов и композитной арматуры в изгибаемых элементах, работающих в условии действия агрессивных сред : автореферат дис.... кандидата технических наук : 2.1.1. / М. Ф. Алимов ; ФГБОУ ВО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства». – Пенза, 2022. – 27 с.
17. Concrete cover effect on the bond of GFRP bar and concrete under static loading / A. Veljkovic, et al. // Composites Part B: Engineering. – 2017. – Vol. 124. – P. 40–53.
18. A Review on the Physical Parameters Affecting the Bond Behavior of FRP Bars Embedded in Concrete / B. Başaran, et al. // Polymers. – 2022. – Vol. 14. – Issue 9. – P. 1796.
19. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях: монография: в 2 ч. Ч. 1 / С. Н. Леонович [и др.], под ред. С. Н. Леоновича. – Минск: БНТУ, 2016. – 393 с.
20. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях: монография: в 2 ч. Ч. 2 / С. Н. Леонович [и др.], под ред. С. Н. Леоновича. – Минск: БНТУ, 2016. – 204 с.

21. Loading rate effect on the fracture behaviour of highstrength concrete / G. Ruiz, et al. // EPJ Web of Conferences. – 2010. – Vol. 6. – P. 23007.
22. Иваненко, А. Н. Раскрытие трещин в железобетонных элементах с учетом сопротивления бетона их развитию : диссертация... кандидата технических наук : 05.23.01 / А. Н. Иваненко. – Сочи, 2015. – 156 с.
23. Deformation Characteristics of Ultrahigh-Strength Concrete under Unrestrained and Restrained States / J.-H. Lee, et al. // Advances in Materials Science and Engineering. – 2017. – Vol. 2017. – Article ID 3679323.
24. Joint Work of Cement Concrete and Composite Reinforcement with Periodic Profile Winding / S. V. Fedosov, et al. // Materials Science Forum. – 2019. – Vol. 974. – P. 119–124.
25. Караваев, И. В. Навивка для композитной арматуры периодического профиля / И. В. Караваев, И. В. Воробьев, В. С. Коновалова // Молодые ученые – развитию Национальной технологической инициативы (ПОИСК). – 2018. – № 1 (1). – С. 303–305.
26. Приспособление для проведения испытаний по вырыванию из бетона прутка композитной арматуры : полез.модель RU 149570 / И. В. Караваев, Ю. А. Щепочкина, В. Е. Румянцева, В. С. Коновалова. – Опубл. 10.01.2015.
27. Romyantseva, V. E. Changes in the structural and phase composition and strength characteristics of concrete during liquid corrosion in chloride-containing media / V. E. Romyantseva, V. S. Konvalova, B. E. Narmaniya // Journal of Physics: Conference Series. – 2021. – Vol. 1926. – P. 012057.
28. Федосов, С. В. Исследование процессов коррозионной деструкции железобетонных изделий в агрессивных средах с хлорид-ионами / С. В. Федосов, В. Е. Румянцева, В. С. Коновалова // Вестник гражданских инженеров. – 2016. – № 5 (58). – С. 61–67.
29. Скорость проникновения хлорид-ионов к поверхности стальной арматуры в гидрофобизированных бетонах / С. В. Федосов [и др.] // Современные наукоемкие технологии. Региональное приложение. – 2018. – № 4 (56). – С. 93–98.

References:

1. Zinnurov T. A., Majstrenko I. Yu., Erokhin D. I., Zamilova A. Kh., Umarov B. Sh. *Issledovaniye vliyaniya utolshcheniy v stekloplastikovoy armature na stsepleniye s betonom* [Investigation of the effect of thickenings in fiberglass reinforcement (FRP) on adhesion to concrete]. *Izvestija KGASU*. 2021. No. 2 (56). Pp. 84–93. (rus)
2. Nikol'yukin A. N., Yartsev V. P., Kolomnikova I. I., Aljabouri D. Z. *Ekspperimentalnyye issledovaniya prochnosti stsepleniya stekloplastikovoy armatury s tsementno-peschanym betonom* [Experimental studies of the strength of adhesion of fiberglass reinforcement with cement-sand concrete]. *Russian journal of transport engineering*. 2019. Vol. 1. No. 6. P. 02SATS119. (rus)
3. Makarova N. V., Komarov A. I., Tsuprik V. G. *Prochnostnyye i deformatsionnyye svoystva kontakta kompozitnoy armatury s melkozernistym betonom* [Strength and deformation properties of the contact of composite reinforcement with fine-grained concrete]. *FEFU: SCHOOL of ENGINEERING BULLETIN*. 2020. – No. 3/44. – Pp. 139–150. (rus)
4. Poot Cauich P. J., Martínez-Molina R., Gamboa Marrufo J. L., Herrera Franco P. J. Adhesion, strengthening and durability issues in the retrofitting of Reinforced Concrete (RC) beams using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP). – A Review. *Revista ALCONPAT*. 2019. – Vol. 9. No. 2. – Pp. 130–50.
5. Yakovlev G., Saidova Z., Drochytka R., Gordina A., Pudov I., Kuzmina N., Begunova E., Mohamed Elrefai A. E. M. A Study on the Adhesion in the Interfacial Transition Zone Between Glass Fibre Reinforced Rebar and the Cement Matrix. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2021. Vol. 1203. Article No. 032023.
6. Sharifov A. Kh., Ivashenko Yu. A., Rakhmonzoda A. Dzh. *Ekspperimentalnyye issledovaniya prochnosti, zhestkosti i treshchinostoykosti oblegchennykh plit s kombinirovannym armirovaniyem* [Experimental Studies of Strength, Rigidity and Cracking Resistance of Lightweight Slabs with Combined Reinforcement]. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*. 2021. – Vol. 21. No. 4. – Pp. 5–15. (rus).
7. Piskunov A. A., Zinnurov T. A., Berezhnoi D. V., Umarov B. Sh., Volter A. R. *O rezultatakh eksperimentalnogo i chislennogo issledovaniy napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya betonnykh konstruksiy, armirovannykh predvaritelno napryazhennymi polimerkompozitnymi sterzhnyami*

[Experimental and numerical studies of stress-strain state of concrete structures reinforced with polymer-composite reinforcement]. *Russian journal of transport engineering*. 2018. – No. 2. P. 02SATS218. (rus)

8. Kosior-Kazberuk M., Krassowska J. Analysis of deflection and cracking of concrete beams with non-metallic reinforcement. *CzOTO*. 2019. – Vol. 1. Issue 1. – Pp. 782–789.

9. Diab H. M., Sayed A. M. An Anchorage Technique for Shear Strengthening of RC T-Beams Using NSM-BFRP Bars and BFRP Sheet. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2020. – Vol. 14. Article No. 49.

10. Khozin V. G., Piskunov A. A., Gizdatullin A. R., Kuklin A. N. *Stsepleniye polimerkompozitnoy armatury s tsementnym betonom* [Adhesion fiber-reinforced polymer bars with cement concrete]. *Izvestiya KGASU*. 2013. – No. 1 (23). – Pp. 214–220. (rus)

11. Poloz M., Frolov N., Nouruzi M. *Analiz primeneniya polimerkompozitnoy armatury v armobetonnnykh konstruksiyakh* [Analysis of the application of composite polymer reinforcement in reinforced concrete designs]. *Bulletin of Belgorod State Technological University named after. V. G. Shukhov*. 2017. – No. 3. – Pp. 45–50. (rus)

12. Zinnurov T. A., Piskunov A. A., Safiyulina L. G., Petropavlovskikh O. K., Yakovlev D. G. *CHislennoye modelirovaniye stsepleniya kompozitnoy armatury s betonom* [Numerical modeling of bond composite reinforcement and concrete]. *Internet-journal «NAUKOVEDENIYE»*. 2015. Vol. 7. No. 4. 11TVN415. (rus)

13. Khorokhordin A. M., Usachev A. M., Korotkih D. N. *Sravnitel'naya otsenka mekhanicheskikh svoystv polimernoy kompozitnoy armatury* [Comparative assessment of mechanical properties of polymer composite reinforcement]. *Stroitel'nye Materialy [Construction Materials]*. 2018. – No. 7. – Pp. 71–75. (rus)

14. Zhang P., Zhang S., Gao D., Dong F., Liu Y., Zhao J., Sheikh S. A. Influence of rib parameters on mechanical properties and bond behavior in concrete of fiber-reinforced polymer rebar. *Advances in Structural Engineering*. 2021. – Vol. 24. Issue 1. – Pp. 196–208.

15. Li W., Zhou M., Liu F., Jiao Y., Wu Q. Experimental Study on the Bond Performance between Fiber-Reinforced Polymer Bar and Unsaturated Polyester Resin Concrete. *Advances in Civil Engineering*. 2021. Vol. 2021. Article ID 6676494.

16. Alimov, M. F. *Issledovaniye sovmestnoy raboty tsementnykh betonov i kompozitnoy armatury v izgibayemykh elementakh, rabotayushchikh v uslovii deystviya agressivnykh sred* [Investigation of the joint work of cement concretes and composite reinforcement in bendable elements operating under the action of aggressive media] : avtoreferat dis.... kandidata tekhnicheskikh nauk : 2.1.1. / M. F. Alimov ; Penzenskiy gosudarstvennyy universitet arkhitektury i stroitelstva. – Penza, 2022. – 27 p. (rus)

17. Veljkovic A., Carvelli V., Haffke M. M., Pahn M. Concrete cover effect on the bond of GFRP bar and concrete under static loading. *Composites Part B: Engineering*. 2017. – Vol. 124. – Pp. 40–53.

18. Başaran B., Kalkan İ., Beycioğlu A., Kasprzyk I. A Review on the Physical Parameters Affecting the Bond Behavior of FRP Bars Embedded in Concrete. *Polymers*. 2022. Vol. 14. Issue 9. P. 1796.

19. *Prochnost, treshchinostoykost i dolgovechnost konstruksionnogo betona pri temperaturnykh i korrozionnykh vozdeystviyakh* [Strength, crack resistance and durability of structural concrete under temperature and corrosion influences] : monografiya : v 2 ch. CH. 1 / S. N. Leonovich, et al., pod red. S. N. Leonovicha. – Minsk : BNTU, 2016. – 393 p. (rus)

20. *Prochnost, treshchinostoykost i dolgovechnost konstruksionnogo betona pri temperaturnykh i korrozionnykh vozdeystviyakh* [Strength, crack resistance and durability of structural concrete under temperature and corrosion influences] : monografiya : v 2 ch. CH. 2 / S. N. Leonovich, et al., pod red. S. N. Leonovicha. – Minsk : BNTU, 2016. – 204 p. (rus)

21. Ruiz G., Zhang X. X., Yu R. C., Porrás R., Poveda E., del Viso J. Loading rate effect on the fracture behaviour of highstrength concrete. *EPJ Web of Conferences*. 2010. Vol. 6. P. 23007.

22. Ivanenko, A. N. *Raskrytiye treshchin v zhelezobetonnnykh elementakh s uchetom soprotivleniya betona ikh razvitiyu* [Opening cracks in reinforced concrete elements, taking into account the resistance of concrete to their development] : dissertatsiya... kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.01 / A. N. Ivanenko ; Rost. gos. stroit. un-t. – Sochi, 2015. – 156 p. (rus)

23. Lee J.-H., Lim K.-M., Yoo D.-Y., Lim N.-H. Deformation Characteristics of Ultrahigh-Strength Concrete under Unrestrained and Restrained States. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2017. Vol. 2017. Article ID 3679323.

24. Fedosov S. V., Roumyantseva V. E., Konovalova V. S., Narmaniya B. E. Joint Work of Cement Concrete and Composite Reinforcement with Periodic Profile Winding. *Materials Science Forum*. 2019. – Vol. 974. – Pp. 119–124.
25. Karavayev I. V., Vorobyev I. V., Konovalova V. S. *Navivka dlya kompozitnoy armatury periodicheskogo profilya* [Winding for composite reinforcement of periodic profile]. *Molodyye uchenyye – razvitiyu Natsionalnoy tekhnologicheskoy initsiativy (POISK)*. 2018. – No. 1 (1). – Pp. 303–305. (rus)
26. *Prisposobleniye dlya provedeniya ispytaniy po vryvaniyu iz betona prutka kompozitnoy armatury* [A device for carrying out tests for pulling out a rod of composite reinforcement from concrete]: polez.model RU 149570 / I. V. Karavayev, YU. A. SHCHepochkina, V. YE. Rummyantseva, V. S. Konovalova. – Opubl. 10.01.2015.
27. Rummyantseva V. E., Konovalova V. S., Narmaniya B. E. Changes in the structural and phase composition and strength characteristics of concrete during liquid corrosion in chloride-containing media. *Journal of Physics: Conference Series*. 2021. Vol. 1926. P. 012057.
28. Fedosov S. V., Rummyantseva V. E., Konovalova V. S. *Issledovaniye protsessov korrozionnoy destruktzii zhelezobetonnykh izdeliy v agressivnykh sredakh s khlorid-ionami* [Study of corrosion destruction processes of reinforced concrete products in aggressive environments containing chloride ions]. *Bulletin of civil engineers*. 2016. – No. 5 (58). – Pp. 61–67.
29. Fedosov S. V., Rummyantseva V. E., Konovalova V. S., Karavaev I. V. *Skorost proniknoveniya khlorid-ionov k poverkhnosti stalnoy armatury v gidrofobizirovannykh betonakh* [Rate of penetration of chloride ions to the surface of steel reinforcement in hydrophobized concretes]. *Modern High Technologies. Regional Application*. 2018. – No. 4 (56). – Pp. 93–98.

РАЗДЕЛ IV. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УДК 624.154.546
ББК 38.58

ИССЛЕДОВАНИЕ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ НА СПЛОШНОСТЬ И ОДНОРОДНОСТЬ УЛЬТРАЗВУКОВЫМ МЕЖСКВАЖИННЫМ МЕТОДОМ

Н. А. БУДРЕВИЧ

аспирант кафедры «Строительные материалы и технология строительства», инженер ЦНИИСК
Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В статье представлены результаты натурных испытаний ультразвуковым межскважинным методом на примере одной буронабивной сваи. Приведен ультразвуковой профиль испытываемой буронабивной сваи и произведена оценка прочности. Целью работы являлось определение фактической длины сваи (по проходимости труб доступа) и выявление дефектов буронабивной сваи межскважинным ультразвуковым методом. Объект исследования – буронабивная железобетонная свая диаметром 600 мм и проектной длиной 18 м. На основе полученных в ходе экспериментальных исследований данных сделаны выводы о длинах и дефектах сплошности буронабивных свай. Также кратко изложена методика проведения испытаний ультразвуковым межскважинным методом.

Ключевые слова: буронабивные сваи, ультразвуковой контроль, неразрушающий контроль, сплошность, однородность.

INVESTIGATION OF BORED PILES FOR CONTINUITY AND HOMOGENEITY BY ULTRASONIC BOREHOLE METHOD

N. A. BUDREVICH

post-graduate student of the department “Building materials and construction technology”,
engineer Center for Scientific Research and Testing of Building Structures
Belarusian National Technical University
Minsk, Republic of Belarus

Abstract. The article presents the results of full-scale tests by the ultrasonic inter-well method on the example of one bored pile. The ultrasonic profile of the tested bored pile is given and the strength is assessed. The purpose of the work was to determine the actual length of the pile (by the passability of the access pipes) and to identify defects in the bored pile by the interwell ultrasonic method. The object of the study is a bored reinforced concrete pile with a diameter of 600 mm and a design length of 18 m. Based on the data obtained in the course of experimental studies, conclusions were drawn about the lengths and continuity defects of bored piles. The methodology for testing by the ultrasonic interwell method is also briefly described.

Keywords: bored piles, ultrasonic testing, non-destructive testing, continuity, homogeneity.

Методика испытаний.

Основу ультразвукового межскважинного метода составляют данные, которые получены путем регистрации времени/скорости распространения ультразвукового (далее – УЗ) импульса, которые фиксировались прибором Пульсар-2.2 версия ДБС (рис. 1), в направлении поперечном по отношению к оси буронабивной сваи с шагом принятым 500 мм. Принципиальная схема проведения испытаний приведена на рис. 2. Для обеспечения получения данных в арматурных каркасах свай предусмотрена установка вертикальных труб доступа (далее – ТД) диаметром 50 мм. ТД предпочтительно должны быть изготовлены из низкоуглеродистой стали, а также необходима установка заглушек на ТД. На исследуемой свае была предусмотрена установка 3-х ТД (рис. 3) [1–4].



Рисунок 1 – Состав измерительного комплекса Пульсар-2.2 версия ДБС:
 1 – электронный блок; 2 – разъемы для подключения ультразвуковых датчиков;
 3 – разъем для подключения датчиков длины кабеля; 4 – УЗ датчик; 5 – смотчики кабеля;
 6 – кабель для подключения УЗ датчиков; 7, 8 – датчики положения Н1, Н2

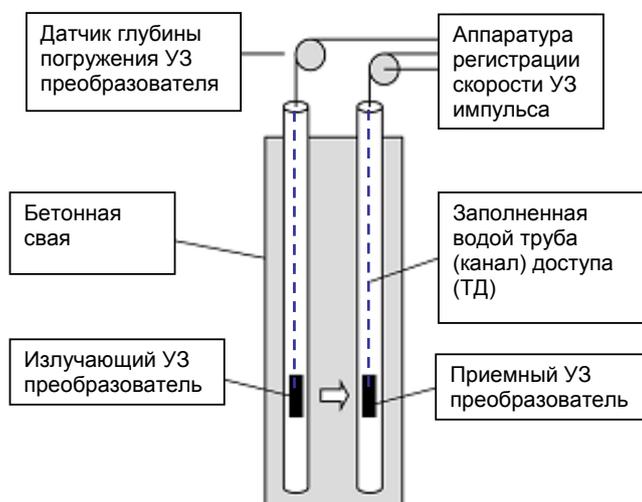


Рисунок 2 – Принципиальная схема проведения испытаний

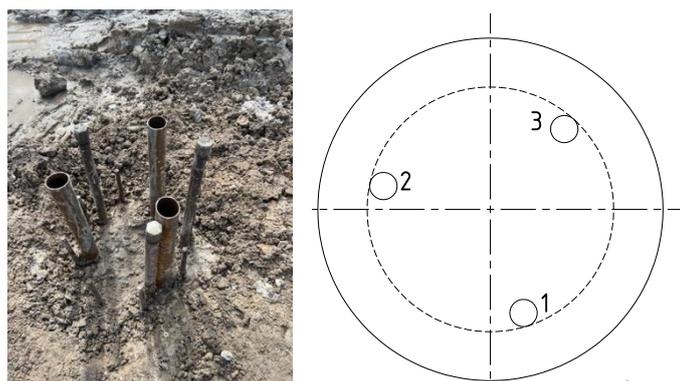


Рисунок 3 – Общий вид и схема испытываемой сваи

Результаты испытаний.

Средняя скорость ультразвукового межскважинного контроля по трассам прозвучивания приведена в табл. 1. На рис. 4 представлены диаграммы распределения по отметкам ствола сваи времени и скорости распространения УЗ импульса.

Таблица 1 – Результаты измерений УЗ скорости в теле сваи

Средняя скорости распространения импульса, м/с				Коэффициент вариации, %
1–2	2–3	1–3	средняя	
3 732	3 934	4 198	3 955	5,92

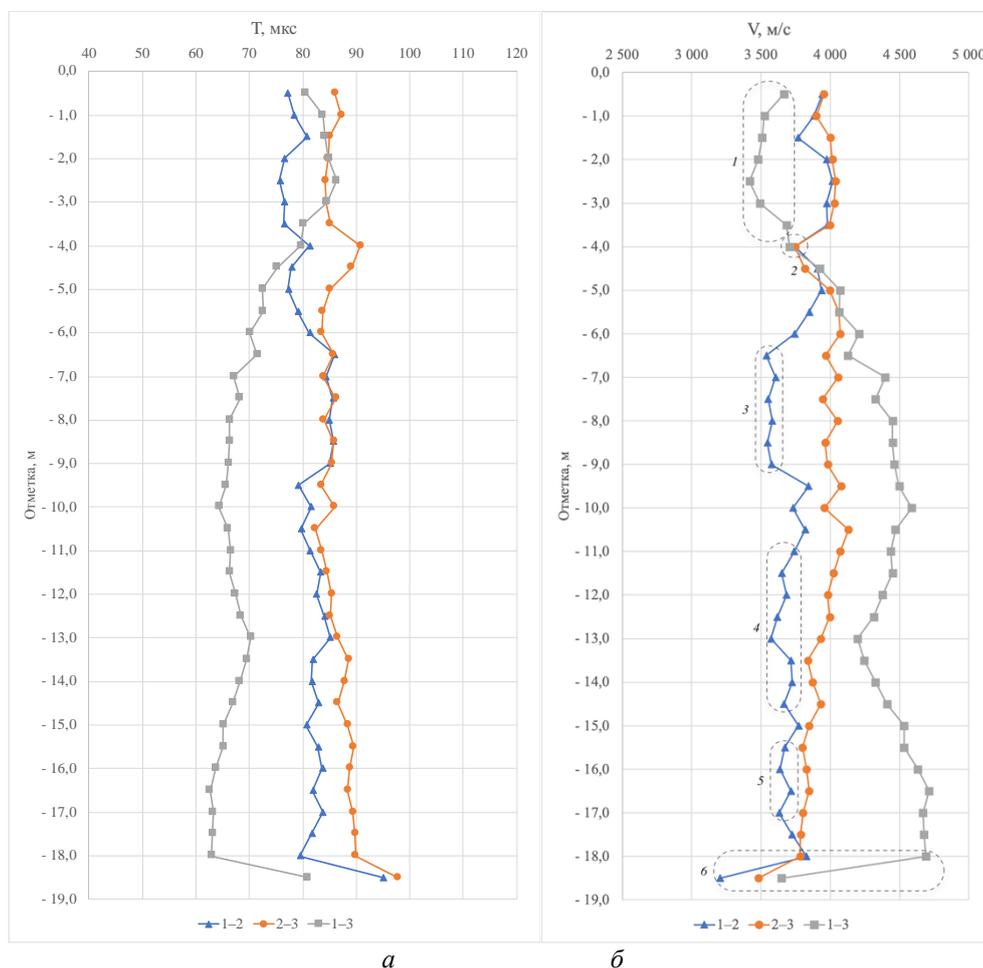


Рисунок 4 – Диаграммы распределения по отметкам ствола сваи времени и скорости распространения УЗ импульса:
a – диаграмма распределения времени распространения УЗ импульса;
б – диаграмма распределения скорости УЗ импульса

По данным УЗ мониторинга выявлены зоны неоднородности и понижения прочности бетона в интервале отм. $-0,5...-4,0$ м, $-6,5...-9,0$ м, $-11,0...-14,5$ м, $-15,5...-17,0$ м и $-18,5$ м. Снижение прочности на отм. $-0,5...-3,5$ м распространяется главным образом на области сечения по трассе 1–3 (фрагмент 1 рис. 4, б); значение прочности этой области сечения оценивается как 60...90 % от среднего значения прочности по всей длине сваи. На отм. $-4,0$ м по всем трассам (фрагмент 2 рис. 4, б) регистрируется незначительное снижение прочности бетона на 10 % от среднего значения прочности. Снижение прочности на отм. $-6,5...-9,0$ м, $-11,0...-14,5$ м, $-15,5...-17,0$ м (фрагменты 3, 4, 5 рис. 4, б) распространяются на области сечения по трассе 1–2; значения прочности этих областей сечений оцениваются как 75...90 % от среднего значения прочности по всей длине сваи. На отм. $-18,5$ м по всем трассам регистрируется аномальное снижение скорости распространения УЗ (фрагмент 6 рис. 4, б). На отм. $-6,0...-18,0$ м регистрируется увеличение скорости УЗ до 4 700 м/с по трассе прозвучивания 1–3, что может быть обусловлено образованием зоны концентрации/уплотнения крупного заполнения или присутствием стальных элементов армирования.

Показатели прочности бетона испытываемой сваи приведены в табл. 2. Среднее значение прочности бетона по всем трассам прозвучивания без учета аномальных данных – 41,9 МПа.

При этом характеристическая прочность бетона $f_{ck,cube} = 36,9$ МПа при коэффициенте вариации средней прочности бетона в сечении по всей длине ствола – $v = 7,3$ %. Общая длина сваи по проходимости канальных труб – 18,5 м (проектная длина сваи – 18 м).

Таблица 2 – Оценка прочности бетона испытываемой сваи

H , м	$f_c(1-2)$, МПа	$f_c(2-3)$, МПа	$f_c(1-3)$, МПа	f_c^* , МПа	f_c^{**} , МПа
-0,5	41,1	41,4	33,3	38,6	38,6
-1,0	39,4	39,9	29,3	36,2	36,2
-1,5	36,2	42,8	28,9	35,9	35,9
-2,0	42,0	43,2	28,1	37,7	37,7
-2,5	43,2	43,8	26,4	37,8	37,8
-3,0	42,0	43,6	28,4	38,0	38,0
-3,5	42,2	42,6	33,8	39,5	39,5
-4,0	35,5	35,5	34,5	35,2	35,2
-4,5	40,1	37,6	40,6	39,4	39,4
-5,0	41,0	42,6	44,7	42,8	42,8
-5,5	38,5	44,5	44,5	42,5	42,5
-6,0	35,5	44,8	48,6	43,0	43,0
-6,5	29,8	41,8	46,3	39,3	39,3
-7,0	31,6	44,4	53,9	43,3	43,3
-7,5	30,1	41,2	51,9	41,1	41,1
-8,0	30,9	44,2	55,4	43,5	43,5
-8,5	30,0	41,7	55,4	42,4	42,4
-9,0	30,8	42,2	55,8	42,9	42,9
-9,5	38,3	44,9	56,8	46,7	46,7
-10,0	35,1	41,6	59,3	45,3	45,3
-10,5	37,7	46,5	56,0	46,7	46,7
-11,0	35,4	44,8	55,1	45,1	45,1
-11,5	32,9	43,4	55,4	43,9	43,9
-12,0	33,9	42,2	53,4	43,2	43,2
-12,5	32,0	42,6	51,6	42,1	42,1
-13,0	30,7	40,8	48,3	39,9	39,9
-13,5	34,8	38,2	49,7	40,9	40,9
-14,0	35,0	39,2	51,9	42,0	42,0
-14,5	33,4	40,8	54,3	42,8	42,8
-15,0	36,3	38,4	57,7	44,2	44,2
-15,5	33,5	37,1	57,7	42,8	42,8
-16,0	32,5	37,9	60,6	43,7	43,7
-16,5	34,8	38,4	62,8	45,3	45,3
-17,0	32,4	37,2	61,6	43,7	43,7
-17,5	35,0	36,7	61,8	44,5	44,5
-18,0	37,9	36,6	62,2	45,6	45,6
-18,5	20,3	28,1	32,8	27,1	

$s =$	3,9	3,0
$v =$	0,093	0,073
$f_{cm} =$	41,5	41,9
$f_{ck} =$	35,1	36,9

Выводы.

Выполнен контроль сплошности и однородности сваи ультразвуковым межскважинным методом буронабивной сваи. Полученные экспериментальные данные позволили выявить дефекты, расположенные по стволу буронабивной сваи.

Литература:

1. Исследование качества ультразвуковым межскважинным методом : материалы международной научно-технической конференции «Проблемы современного строительства», Минск, 24

мая 2022 г. / Белорус. нац. техн. ун-т ; редкол.: В. В. Бондарь [и др.]. – Минск : БНТУ, 2022. – 319 с.

2. Леонович, С. Н. Анализ эхо-импульсного метода контроля буронабивных свай / С. Н. Леонович, Д. Ю. Снежков, Н. А. Будревич // Вестник инженерной школы ДВФУ. – Владивосток, 2021. – Вып. 3. – С. 74–82.

3. Снежков, Д. Ю. Оценка качества буронабивных свай сейсмоакустическим и межскважинным ультразвуковым методами / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович, Н. А. Будревич, Miao Jijun // Бетон и железобетон. – Москва, 2022. – Вып. 3.

4. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности = Бетоны. Ультразвуковой метод определения тривалості : ГОСТ 17624-2012. – Введ. 01.01.2014. – Москва: НИИЖБ. – 16 с.

О ДИАГНОСТИКЕ СПЛОШНОСТИ СТВОЛА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ МЕТОДОМ МЕЖСКВАЖИННОГО УЛЬТРАЗВУКОВОГО МОНИТОРИНГА

Д. Ю. СНЕЖКОВ

к.т.н., доцент, доцент кафедры «Строительные материалы и
технология строительства»
Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В статье рассмотрены основы метода межскважинного ультразвукового мониторинга буронабивных свай. Представлен расчет влияния вариации модулей упругости бетона и инородных включений на скорость ультразвука и его затухание. Показана большая эффективность использования показателя затухания ультразвука в сравнении с его скоростью распространения для выявления дефектов бетона. Приведены результаты натурных испытаний буронабивных свай. Представлена расчетная методика определения показателя затухания ультразвука.

Ключевые слова: буронабивные сваи, дефектность свай, межскважинный ультразвуковой мониторинг, показатель затухания ультразвука, методика расчета, волновое сопротивление.

ABOUT THE DIAGNOSIS OF THE BORED PILES TRUNK INTEGRITY BY ULTRASONIC CROSSHOLE TESTING

D. U. SNEZHKOVA

PhD in engineering, associate professor, Department
"Building materials and construction technology"
Belarusian National Technical University
Minsk, Republic of Belarus

Abstract. The article discusses the basics of bored piles ultrasonic crosshole testing. The calculation of the effect of the concrete elastic modulus variation and foreign inclusions on the ultrasound speed and ultrasound attenuation is presented. The high efficiency by the ultrasound attenuation index using in comparison with its propagation velocity for detecting concrete defects is shown. The results of field tests of bored piles are presented. A computational method for determining the ultrasound attenuation index is presented.

Keywords: bored piles, pile defectiveness, ultrasonic crosshole testing, ultrasound attenuation index, calculation method, wave resistance.

Введение.

Снижение затрат при обеспечении высокой достоверности контроля качества изготовления буронабивных свай может быть достигнуто совместным использованием метода испытаний свай нагружением и оперативных неразрушающих методов контроля [2; 3]. Поскольку геологические показатели грунтового основания фундамента остаются практически постоянными в пределах площади свайного поля, то значимое снижение несущей способности любой из свай по отношению к испытанным методом нагружения следует ожидать лишь в случае серьезных нарушений технологии ее изготовления, следствием которых могут являться следующие дефекты: фрагментация ствола сваи и инородные включения в массиве бетона, не обеспечение проектной длины, появление участков с уменьшенным эффективным сечением («шейки»), расслоение бетонной смеси, снижение прочности бетона и др. Все перечисленные дефекты могут быть обнаружены косвенными методами испытаний, в частности, – методом межскважинного ультразвукового мониторинга.

Метод ультразвукового межскважинного мониторинга (в западной классификации – CHUM – *Crosshole Ultrasonic Monitoring*) был разработан во Франции в конце 1960-х годов [8]. В соответствии с этим способом несколько расположенных на равном расстоянии стальных или пла-

стиковых труб, называемых в дальнейшем каналы доступа, обычно диаметром 50 мм, крепятся внутри арматурного каркаса и заполняются водой (см. рис. 1). После затвердевания бетона сваи, два ультразвуковых преобразователя – излучатель и приемник – погружаются в каналы и синхронно пошагово в них перемещаются.

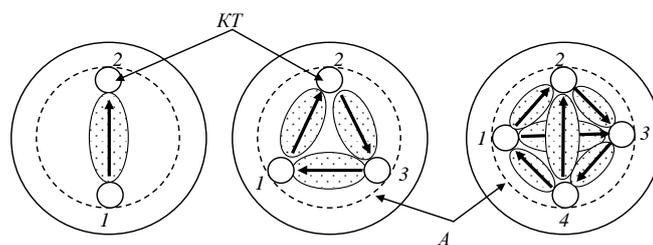


Рисунок 1 – Варианты размещения канальных труб в сечении сваи:
 КТ – канальные трубы; А – поперечная арматура, стрелками показаны возможные траектории прозвучивания бетона

Излучатель посылает ультразвуковые (УЗ) импульсы, приемный преобразователь их регистрирует. Обычно регистрируются время прихода первого вступления (FAT – *First Arrival Time*) и относительная энергия (RE – *Relative Energy*) всех импульсов. Аномальное отклонение скорости распространения УЗ импульса или его относительной энергии на участке измерения указывают на зону с некачественным бетоном. Этот метод стандартизирован [4; 7] и является ведущим методом в мире для испытания свай большого диаметра. Но, несмотря на распространенность метода СНУМ, следует констатировать отсутствие в стандартах однозначных критериев выявления дефектов сваи.

В статье производится сравнительная оценка чувствительности метода СНУМ к дефектам структуры бетона на основе измерения скорости УЗ и на основе измерения затухания УЗ импульса; предлагается алгоритм определения показателя мощности УЗ сигнала в приемном тракте прибора.

Сравнительная оценка чувствительности метода СНУМ к дефектам структуры бетона.

Скорость УЗ импульса связана с параметрами среды зависимостью

$$V_l = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}}, \quad (1)$$

из которой следует взаимоисключающий эффект влияния на скорость УЗ модуля упругости E и плотности бетона ρ . Снижение плотности бетона сваи может иметь место при попаданиях в него грунтовых фрагментов, включений воздуха и воды. Как правило, при снижении плотности бетона происходит снижение и его модуля упругости, поэтому скорость УЗ изменяется в значительно меньшей степени, чем каждый из указанных параметров. Данное обстоятельство может затруднить выявление дефектов сплошности бетонного ствола сваи методом СНУМ в случаях, когда дефект имеет диффузный характер, с невыраженным снижением плотности в зоне дефектности, а диагностическим параметром является скорость (время) распространения УЗ импульса в зоне контроля.

Кроме скорости УЗ импульса метод СНУМ предполагает использование в качестве диагностического параметра качества бетона показателя затухания УЗ импульса [6]. Использование этого параметра обычно вызывает у исследователей некоторые затруднения, поскольку при обычных ультразвуковых испытаниях бетона, например, при оценке его прочности показатель затухания УЗ не используется. Причина, в первую очередь, кроется в нестабильности акустического контакта преобразователей с бетоном, вследствие чего возникающая значительная вариация амплитуд зондирующего импульса и импульса на приеме может полностью замаскировать проявление эффекта затухания УЗ в контролируемом бетоне. Типовая методика СНУМ свободна от этого недостатка, поскольку передача УЗ импульса и его прием происходит через иммерсионную среду – воду, что практически устраняет нестабильность акустического контакта. Но производители УЗ приборов, в частности, прибора «Пульсар-2.2 ДБС», не предоставляют никакой информации об алгоритме оценки мощности УЗ сигнала на приеме, что превращает ука-

занный прибор в некую «вещь в себе», что и исключает возможность сопоставления показателя мощности с данными других приборов.

Как указывалось выше, вариация модуля упругости бетона и его плотности могут взаимно компенсировать свое влияние на скорость УЗ импульса. Поэтому рассмотрим предельный случай, когда указанные два параметра не коррелированы. Продифференцируем выражение (1) по модулю упругости E , рассматривая плотность ρ и коэффициент Пуассона как константы

$$\frac{dV}{dE} = 0,5 \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{E \cdot \rho}}. \quad (2)$$

Из формул (1) и (2) следует выражение для относительного показателя чувствительности скорости УЗ при вариации модуля упругости

$$\frac{dV}{V} = 0,5 \cdot \frac{dE}{E}. \quad (3)$$

Такое же выражение, но со знаком минус в правой части будет для чувствительности скорости УЗ от вариации плотности бетона ρ .

При распространении УЗ импульса имеет значение не только наличие прямой трассы, соединяющей излучатель и приемник, но и состояние соседних областей смежных с прямой трассой. На рис. 1 показана схема распространения УЗ импульса в сечении ствола сваи между преобразователями в канальных трубах.

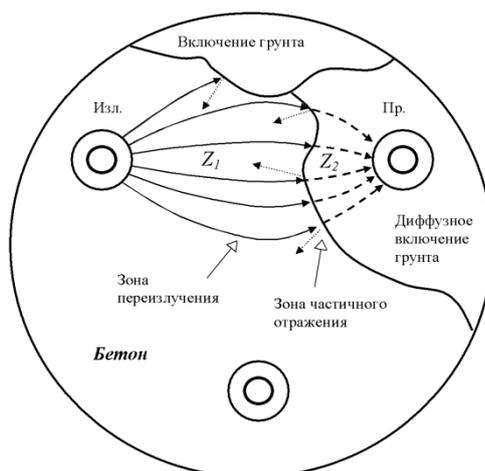


Рисунок 2 – Схема влияния дефектов сплошности бетона на процесс распространения ультразвукового импульса

В соответствии принципом Гюйгенса, каждая точка среды, через которую проходит волновой фронт, может рассматриваться как переизлучатель – виртуальный источник волн, множество которых и формирует волновой фронт в точке приема. Если дефекта вблизи прямой трассы нет, то время распространения ультразвукового импульса будет минимальным, а энергия максимальная (с учетом суммирования всех волн от виртуальных излучателей). При наличии выраженного дефекта, например, крупных включений грунта, часть таких виртуальных излучателей исчезает и, соответственно, в точку приема поступит меньше энергии, хотя время регистрации волны в точке приема изменится незначительно. Затухание УЗ импульса на трассе контроля зависит от множества факторов, в частности: геометрического рассеивания, потерь энергии связанных с эффектами динамической вязкости бетона, рассеивания УЗ волны на структурных неоднородностях бетона, эффектами отражения волны от макродефектов структуры бетона. Из указанного перечня рассмотрим только последний фактор.

Описание процесса прохождения акустической волны через границу, разделяющую среды с разными физико-механическими свойствами, формализуют использованием параметра волнового сопротивления среды Z , которое может быть выражено через плотность среды ρ и скорость акустической волны V следующей зависимостью

$$Z = \rho \cdot V = \sqrt{\rho \cdot E} . \quad (4)$$

Если акустическая волна проходит границу раздела двух сред с акустическими сопротивлениями Z_1 и Z_2 (см. рис. 2), то на границе произойдет формирование отраженной волны с амплитудой P_1 и поглощенной с амплитудой P_2 . Зависимость коэффициента поглощения β , который определяет мощность волны регистрируемой приемником, выражается следующей формулой

$$\beta = \frac{P_2}{P_1} = \frac{2 \cdot Z_2}{Z_1 + Z_2} . \quad (5)$$

Из выражения (5) определим производную β по Z_2

$$\frac{d\beta}{dZ_2} = \frac{4Z_2 + 2Z_1}{(Z_1 + Z_2)^2} . \quad (6)$$

Найдем параметр чувствительности коэффициента поглощения к вариации волнового сопротивления Z_2

$$\frac{d\beta}{\beta} = \frac{2Z_2 + Z_1}{Z_1 + Z_2} \cdot \frac{dZ_2}{Z_2} . \quad (7)$$

Заменим абсолютные значения волновых сопротивлений относительным показателем $z = Z_2/Z_1$, формула (7) приобретет вид

$$\frac{d\beta}{\beta} = \frac{2z + 1}{z + 1} \cdot \frac{dZ_2}{Z_2} . \quad (8)$$

Для сопоставимости полученного результата с данными по формуле (3) рассмотрим обе оценки для случая равенства плотности бездефектного бетона и бетона с диффузным включением грунта. В этом случае формула (8) примет вид

$$\frac{d\beta}{\beta} = K \cdot \frac{dE_2}{E_2} , \quad (9)$$

где

$$K = 0,5 \cdot \frac{2\sqrt{\zeta} + 1}{\sqrt{\zeta} + 1} , \quad \zeta = E_2/E_1 .$$

На рис. 3 показана зависимость показателя чувствительности K от соотношения модулей упругости E_1 и E_2 .

Видно, что показатель чувствительности мощности УЗ импульса к вариации модулей упругости K превосходит показатель чувствительности скорости УЗ импульса к вариации модуля упругости для типовых значений модуля упругости в среднем в полтора раза. При этом не учитывалось положительное влияние на величину K вариации плотности бетона, которая, как следует из формулы (1), должна дополнительно увеличивать показатель чувствительности.

Полученный результат указывает на то, что показатель затухания волны (относительная энергия) β является более чувствительным параметром к наличию дефектов бетона, в сравнении с таким традиционным показателем, как скорость распространения волнового фронта.

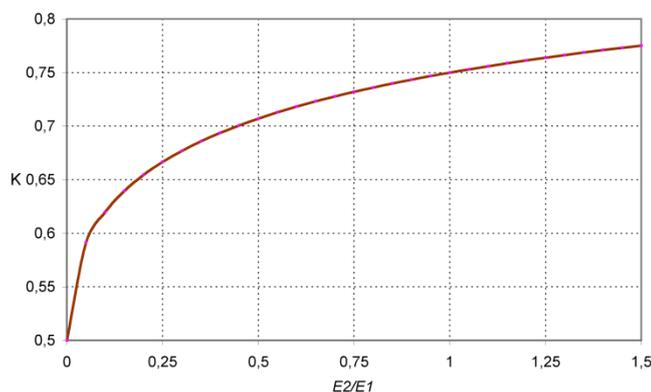


Рисунок 3 – Зависимость показателя чувствительности коэффициента затухания УЗ от соотношения модулей упругости бетона

Определение показателя затухания ультразвукового импульса.

Оценка относительной энергии ультразвукового импульса обычно производится по амплитуде сигнала [6]. Но, как показала практика проведения ультразвукового мониторинга, у такой методики есть серьезный изъян, обусловленный большим диапазоном вариации мощности сигнала на приеме. С одной стороны, – возможно достижение УЗ импульсом уровня ограничения, с другой стороны – присутствие сигнала помехи, который по амплитуде может стать соизмеримым с информационным УЗ импульсом, не позволяет иметь уровень сигнала ниже уровня помехи. Наличие двух границ – нижней и верхней, в пределах которых можно зарегистрировать амплитуду УЗ сигнала, создает определенную техническую проблему – необходимость оператору непрерывно отслеживать размах УЗ сигнала, не позволяя ему регулировкой чувствительности прибора достигать порога ограничения. Такая процедура измерений значительно замедляет контроль и увеличивает нагрузку на оператора. Выставить же изначально низкую чувствительность приемного тракта прибора нельзя, так как резко снизится точность регистрации времени (скорости) распространения УЗ импульса [5]. На рис. 4 показана временная диаграмма сигнала акустического импульса, не достигающего порога ограничения.

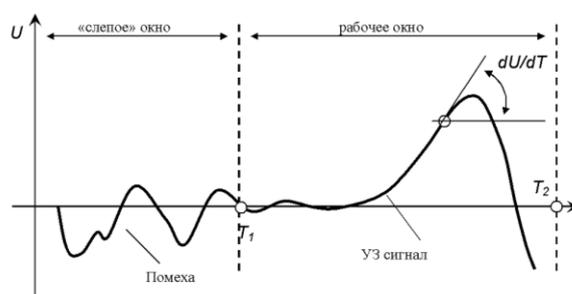


Рисунок 4 – Ультразвуковой сигнал ниже порога ограничения

На рис. 5 показан акустический импульс достигающий порога ограничения.

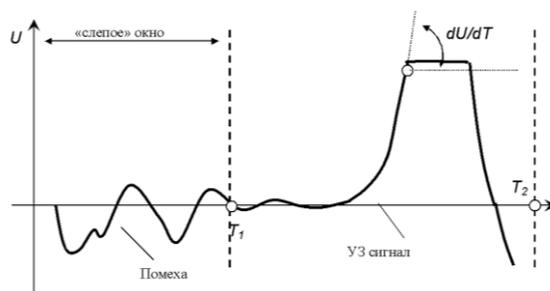


Рисунок 5 – Ультразвуковой сигнал достигший порога ограничения

По стандартной методике энергию такого импульса оценить невозможно, так как его амплитуда неизменна и равна уровню ограничения независимо от фактического размаха сигнала на входе приемного тракта прибора.

Упростить процедуру обработки данных УЗ мониторинга и автоматически получать показатель затухания энергии УЗ импульса β на трассах прозвучивания ствола сваи можно используя в качестве показателя затухания не амплитуду первого вступления УЗ импульса, а максимальное значение производной сигнала по времени – dU/dT (см. рис. 4 и рис. 5) для первого вступления УЗ сигнала, то есть

$$\beta^* = \frac{dU}{dT} . \quad (10)$$

Главным достоинством предлагаемой методики является слабая зависимость результата оценки β^* от начальных настроек измерительного тракта УЗ прибора, и простое решение задачи автоматизации обработки массива данных УЗ сигнала, например, в среде MS Excel.

На рис. 6 показаны ультразвуковые профили буронабивной сваи, изготовленной по технологии полого шнека на объекте «Минск-Мир» (г. Минск). Темными точками на диаграмме рис. 6, *а* показан профиль сваи по данным измерения скорости УЗ. Время распространения УЗ определялось по типовой процедуре FAT, с ручной коррекцией позиции первого вступления. На этой же диаграмме приведены данные полученные обработкой сигналов программой «Пульсар-ДБС-2.2», которая оказалась не в состоянии отслеживать «истинный» момент времени регистрации УЗ сигнала, в результате чего получались сильно заниженные оценки скорости УЗ. На диаграмме рис. 6, *б* показан ультразвуковой профиль этой же сваи по данным автоматического расчета показателя затухания УЗ – dU/dU_{max} . Отчетливо наблюдается дефектная область сваи в интервале отметок 0 м...–10 м, где уровень УЗ сигнала составляет 0 %...50 % от среднего уровня для бездефектной зоны ниже –10 м. Данные измерения скорости УЗ также указывают на некоторое ухудшение качества бетона на отметках 0 м...–10 м. Но наблюдаемое снижение скорости с 4000 м/с до 3750 м/с можно трактовать лишь как снижение прочности бетона на 15 %...25 % ориентируясь на методику ГОСТ [1]. В то же время, данные оценки затухания УЗ указывают на значительные нарушения сплошности ствола сваи.

Следует отметить следующие два момента. Значения скорости УЗ на отметках –1,5 м и –27,5 м совпадают (см. рис. 6, *а*). В то же время по данным оценки показателя затухания УЗ отметка –1,5 м является зоной дефектности, а отметка –27,5 м не является. Это указывает на лучшую селективность контроля дефектов бетона по затуханию УЗ сигнала.

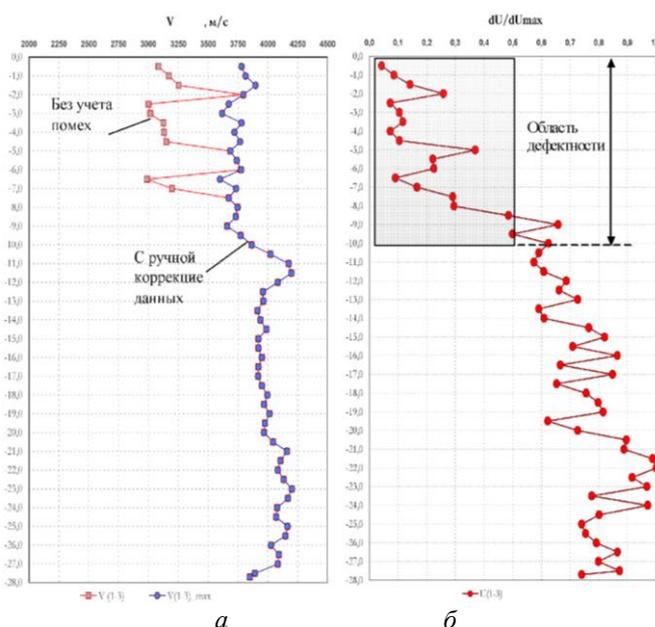


Рисунок 6 – Ультразвуковые профили буронабивной сваи (объект Минск-Мир):
а – параметр – скорость распространения УЗ импульса;
б – параметр – относительная энергия ультразвукового импульса

Второй момент парадоксальный: высокая точность определения скорости УЗ приводит к потере чувствительности метода к дефектности бетона. Грубые (без учета помех) оценки скоро-

сти УЗ (см. рис. 6, а) явно указывают на дефектность бетона значительным понижением скорости, а точные оценки (с ручной коррекцией данных), как указывалось выше, – дефект «чувствуют» слабо.

Выводы.

1. Для метода межскважинного ультразвукового мониторинга буронабивных свай предложена расчетная методика определения энергии принятого ультразвукового импульса, отличающаяся от стандартизированных использованием параметров переднего фронта импульса. Методика позволяет снизить вероятность ошибочных результатов при оценке дефектности бетонного ствола свай.

2. Представлены данные испытаний буронабивных свай акустическими методами; показана одна из причин возможных измерительных ошибок метода межскважинного ультразвукового мониторинга, и рассмотрены методические приемы их устранения.

Литература:

1. ГОСТ 17624-2012. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности. – М.: НИИЖБ им. А. А. Гвоздева, 2014. – 16 с.
2. Капустин, В. В. Возможности сейсмоакустических и ультразвуковых методов при контроле качества свайных фундаментов / А. А. Чуркин, И. Н. Лозовский, А. В. Кувалдин // Геотехника. – 2018. – Т. 10. № 5–6. – С. 62–71.
3. Леонович, С. Н. Исследование эхо-импульсного метода контроля буронабивных свай / Д. Ю. Снежков, Н. А. Будревич // Вестник инженерной школы ДВФУ, 2021. – № 3 (48) – С. 74–82.
4. ASTM D6760-16: Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing, Vol. 04–09. – Pp. 943–949, West Conshohocken PA.
5. Amir J. M. Determining First Arrival Time and Wave Speed in Cross-Hole Ultrasonic (CSL) Erez I Amir. Piletest Piletest Technical Notes Apr-2016, pp. 122–138.
6. Amir J. M. Relative Energy in Cross-Hole Ultrasonic (CSL) Piletest Piletest Technical Notes Nov-2016. – Pp. 139–144.
7. JGJ-106-2014 Технический стандарт для обследования свай фундамента здания (Промышленный стандарт Китайской Народной Республики), 2014-10-01. – P. 80.
8. Levy, J.F Sonic pulse method of testing cast-in-site concrete piles. Ground Engineering Proc 5th Intl. Conf on Application of Stress Wave Theory to Piling, Orlando, pp. 859-869., 1970., London, 3 (3). – Pp. 17–19.

References:

1. GOST 17624-2012. Betony. Ul'trazvukovoj metod opredeleniya prochnosti. – М.: NIIZHB im. A. A. Gvozdeva, 2014. – 16 s. (rus).
2. Kapustin, V. V. Vozmozhnosti sejsmoakusticheskikh i ul'trazvukovykh metodov pri kontrole kachestva svajnyh fundamentov / A. A. Churkin, I. N. Lozovskij, A. V. Kuvaldin // Geotekhnika. – 2018. – T. 10. № 5–6. – S. 62–71. (rus).
3. Leonovich, S. N. Issledovanie ekhoimpul'snogo metoda kontrolya buronabivnyh svaj / D.Yu. Snezhkov, N. A. Budrevich // Vestnik inzhenernoj shkoly DVFU, 2021. – № 3 (48). – S. 74–82. (rus).
4. ASTM D6760-16: Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing, Vol. 04–09 pp. 943–949, West Conshohocken PA.
5. Amir J. M. Determining First Arrival Time and Wave Speed in Cross-Hole Ultrasonic (CSL) Erez I Amir. Piletest Piletest Technical Notes Apr-2016, pp. 122–138.
6. Amir J. M. Relative Energy in Cross-Hole Ultrasonic (CSL) Piletest Piletest Technical Notes Nov-2016, pp. 139–144.
7. JGJ-106-2014 Tekhnicheskij standart dlya obsledovaniya svaj fundamenta zdaniya (Promyshlennyj standart Kitajskoj Narodnoj Respubliki), 2014-10-01. – P. 80. (rus).
8. Levy, J. F Sonic pulse method of testing cast-in-site concrete piles. Ground Engineering Proc 5th Intl. Conf on Application of Stress Wave Theory to Piling, Orlando, pp. 859–869., 1970., London, 3 (3), pp. 17–19.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ СИЛ СЦЕПЛЕНИЯ В КОНТАКТНОЙ ЗОНЕ БАЛОЧНЫХ ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ ПРИ АНАЛИЗЕ НДС ПЛИТЫ

О. В. КОЗУНОВА¹, А. Г. ПУСЕНКОВ²

¹ кандидат технических наук, доцент, ведущий научный сотрудник ПКО, доцент кафедры «Архитектура и строительство» ПГС,

УО «Белорусский государственный университет транспорта», Гомель.

Докторант БНТУ, доцент кафедры «Математические методы в строительстве» ФТК, Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь

² магистр, аспирант кафедры «Архитектура и строительство» ПГС, УО «Белорусский государственный университет транспорта».

Главный инженер завода КПД ОАО «Гомельский ДСК», Гомель, Беларусь

Аннотация. В статье представлена система взаимодействия балочной плиты и упругого основания с учетом касательных напряжений в контактной зоне. Для решения рассматриваемой задачи авторами применяется вариационно-разностный метод (ВРМ), который реализуется в перемещениях через конечно-разностные соотношения теории упругости при использовании в решении функционала полной потенциальной энергии деформации системы, состоящей из плиты, упругого основания и зоны контактного взаимодействия.

Предлагаемая методика статического расчета позволяет определить внутренние усилия в балочной плите и осадки упругого основания под плитой с учетом касательных напряжений в контактной зоне, достаточно полно исследовать эту зону взаимодействия балочной плиты с упругим основанием, а также получить полную картину влияния касательных напряжений на напряженно-деформированное состояние упругого основания. Численная реализация ВРМ производится методом конечных разностей в вариационной постановке в программном пакете Mathematica.

Ключевые слова: балочная плита, упругое основание, силы сцепления.

ACCOUNT FOR THE INFLUENCE OF COUPLING FORCES IN THE CONTACT ZONE OF BEAM PLATES ON AN ELASTIC FOUNDATION IN THE ANALYSIS OF THE STATUS OF A PLATE

O. V. KOZUNOVA¹, A. G. PUSENKOV²

¹ Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Leading Researcher of PKO, Associate Professor of the Department "Architecture and Construction" PGS, EE "Belarusian State University of Transport", Gomel.

Doctoral student of BNTU,

Associate Professor of the Department of Mathematical Methods in Construction, FTK, Belarusian National Technical University, Minsk, Belarus

² Magistr, postgraduate student of the department "Architecture and construction" PGS, Educational Establishment "Belarusian State University of Transport".

Chief Engineer of the KPD Plant of JSC "Gomel DSK", Gomel, Belarus

Abstract. The article presents a system of interaction between a beam plate and an elastic foundation, taking into account shear stresses in the contact zone. To solve the problem under consideration, the authors use the variational-difference method (VRM), which is implemented in displacements through the finite-difference relations of the theory of elasticity when using the total potential energy of deformation of the system, consisting of a plate, an elastic base and a zone of contact interaction, in solving the functional.

The proposed method of static calculation makes it possible to determine the internal forces in the beam slab and the settlements of the elastic foundation under the slab, taking into account the tangential stresses in the contact zone, to study this zone of interaction of the beam slab with the elastic foundation quite fully, and also to get a complete picture of the effect of tangential stresses on the stress-

strain state elastic base. The numerical implementation of the CRM is carried out by the finite difference method in the variational setting in the Mathematica software package.

Keywords: beam slab, elastic foundation, adhesion forces.

Введение.

Из-за разнообразия конструктивных решений плит и грунтовых условий в настоящее время нет возможности дать строгое решение пространственной задачи. В связи с этим допускают использование приближенного решения, согласно которому влияние жесткости балочной плиты и реактивных касательных напряжений на расчетные величины плитного фундамента определяют строго в плоской постановке. Затем результаты такого расчета используют для приближительной оценки влияния указанных факторов на результаты расчетов по действительной пространственной схеме, выполненных по существующим методам без учета этих факторов [1].

Взаимодействие балочной плиты и упругого основания ленточного фундамента с учетом касательных напряжений в зоне контактного взаимодействия по сути является разновидностью контактных задач теории упругости [2], решение которой возможно в нелинейной постановке при работе упругих сред в зоне небольших упруго-пластических деформаций, т. е. с учетом физической нелинейности.

Учет нелинейности деформирования балочной плиты позволяет увеличить, как правило, допустимую нагрузку на плиту за счет перераспределения и уменьшения максимальных значений усилий, но при этом обнаруживается резкое возрастание

неравномерности осадок. Данные нелинейного расчета позволяют выполнить достоверную оценку работы конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Постановка задачи. Балочная плита ленточных фундамента неглубокого заложения находится на упругом однородном слое глубиной (толщиной) H с приложенной внешней нагрузкой $q(x)$. Параметры плиты следующие: высота плиты h , ширина плиты $2l$, изгибная жесткость EJ .

Вводим *гипотезы (предположения) и допущения* для расчета балочных плит на упругом основании:

1. Допущения и гипотезы теории упругости справедливы для рассчитываемой области упругого основания.
2. Допущения и гипотезы плоского изгиба балки (плиты) справедливы для плиты.
3. При моделировании контактной зоны между балочной плитой и основанием могут возникать и растягивающие, и сжимающие напряжения, силы трения при моделировании учитываются, также учитываются касательные напряжения в зоне контактного взаимодействия.

Алгоритм решения задачи. Для решения рассматриваемой задачи авторами применяется вариационно-разностный метод (ВРМ) [3], который реализуется в перемещениях через конечно-разностные соотношения теории упругости (случай плоской деформации) при использовании в решении функционала полной потенциальной энергии деформации системы, состоящей из плиты, упругого основания и зоны контактного взаимодействия.

Основание при расчете заменяется прямоугольной расчетной областью, на границах которой перемещения равны нулю; в контактной зоне справедливо равенство осадок основания прогибам плиты.

Основание аппроксимируется разбивочной сеткой конечных размеров с постоянным шагом по осям (рис. 1).

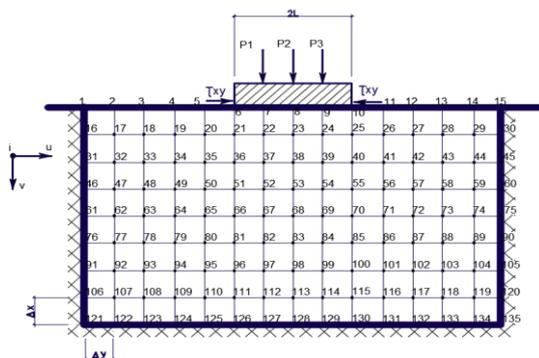


Рисунок 1 – Разбивочная сетка расчетной области

За неизвестные принимаем: $u_i(x,y)$, $v_i(x,y)$ – компоненты вектора перемещения i -той узловой точки основания, направленные вдоль осей X и Y соответственно; $p_y^{(i)}(x,y)$ – реактивные давления в зоне контакта балочной плиты с основанием.

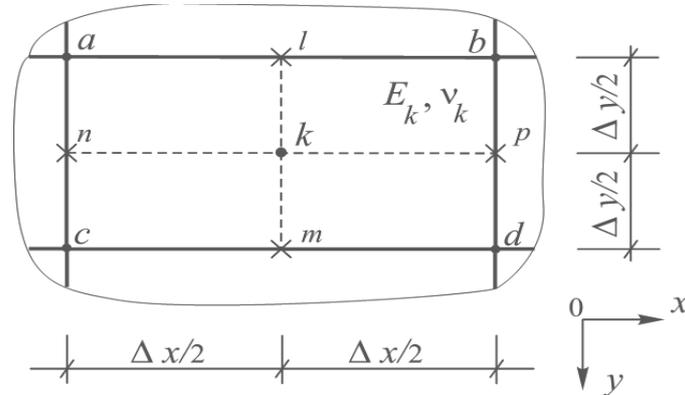


Рисунок 2 – Прямоугольная ячейка метода конечных разностей

Соотношение Коши в выражениях деформаций в точке k

$$\varepsilon_x^{(k)} = \frac{\partial u_k}{\partial x} = \left(\frac{u_b + u_d}{2} - \frac{u_a + u_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \frac{u_b + u_d - u_a - u_c}{2 \Delta x}; \quad (1)$$

$$\varepsilon_y^{(k)} = \frac{\partial v_k}{\partial y} = \left(\frac{v_c + v_d}{2} - \frac{v_a + v_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} = \frac{v_c + v_d - v_a - v_b}{2 \Delta y};$$

$$\begin{aligned} \gamma_{xy}^{(k)} &= \frac{\partial u_k}{\partial y} + \frac{\partial v_k}{\partial x} = \left(\frac{u_c + u_d}{2} - \frac{u_a + u_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} + \left(\frac{v_b + v_d}{2} - \frac{v_a + v_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \\ &= \frac{u_c + u_d - u_a - u_b}{2 \Delta y} + \frac{v_b + v_d - v_a - v_c}{2 \Delta x}. \end{aligned} \quad (2)$$

Энергия деформаций прямоугольной ячейки

$$U_{i,j}^{(k)} = \frac{E_k}{2(1 + \nu_k)} \left[\frac{\nu_k}{1 - 2\nu_k} (\varepsilon_x^{(k)} + \varepsilon_y^{(k)})^2 + (\varepsilon_x^{(k)})^2 + (\varepsilon_y^{(k)})^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xy}^{(k)})^2 \right] \Delta x \Delta y. \quad (3)$$

Величина полной потенциальной энергии балочной плиты на упругом основании \mathcal{E} состоит из энергии деформации плиты U , энергии деформации упругого основания A и работы внешней нагрузки Π :

$$\mathcal{E} = U + A + \Pi. \quad (4)$$

Хотелось бы отметить, что при составлении соотношения полной энергии деформации упругого основания A в формуле (4) авторами был выполнен учет касательных напряжений в контактной зоне в дополнительном слагаемое: энергия сцепления в контактной зоне плиты с основанием, т. е.

$$A = U_f + U_t, \quad (5)$$

где U_f – энергия деформации упругого основания (плоская деформация) [3]; U_t – энергия сцепления в контактной зоне плиты с основанием.

Энергия деформаций упругого основания

$$U_f = \sum_{j=1}^{MY-1} \left(\sum_{i=1}^{NX-1} U_{i,j}^{(k)} \right) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{MY-1} \left(\sum_{i=1}^{NX-1} \left(\frac{E_k}{1+v_k} \cdot \left[\frac{v_k}{1-2v_k} \cdot \left(\frac{1}{2\Delta x} (u_b + u_d - u_a - u_c) + \frac{1}{2\Delta y} (v_c + v_d - v_a - v_b) \right)^2 + \left(\frac{1}{2\Delta x} (u_b + u_d - u_a - u_c) \right)^2 + \left(\frac{1}{2\Delta y} (v_c + v_d - v_a - v_b) \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2\Delta y} (u_c + u_d - u_a - u_b) + \frac{1}{2\Delta x} (v_b + v_d - v_a - v_c) \right)^2 \right] \Delta x \Delta y \right) \right), \quad (6)$$

где NX – число узлов по оси X ; и MY – число узлов по оси Y .

Энергия сцепления в контактной зоне

$$U_t = \frac{\Delta x}{2} \sum_{i=1}^{K-1} EA_{i=11+1} \left(\frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta x} \right)^2, \quad (7)$$

где EA – жесткость плиты при продольных деформациях.

Энергия деформации плиты при изгибе

$$U = \frac{\Delta x}{2} \sum_{i=1}^{K-1} EJ_{i=11+1} \cdot \left(\frac{v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}}{\Delta x^2} \right)^2. \quad (8)$$

Потенциал внешней нагрузки

$$\Pi = - \sum_{i=1}^{K-1} q_i(x) v_i \Delta x. \quad (9)$$

Вначале решается задача в линейной постановке. По вычисленным значениям перемещений i -той узловой точки $u_i(x)$, $v_i(y)$, используя геометрические уравнения Коши и конечно-разностные соотношения (1, 2), определяется *интенсивность деформаций* и *интенсивность напряжений* в центрах ячеек (см. формулы теории упругости).

Имея значения напряжений и перемещений, полученных в результате решения задачи в первом приближении, определяется *касательный* или *секущий модули деформации* для каждой ячейки и задача решается во втором и последующих приближениях, с учетом изгибной жесткости балочной плиты.

Итерационный процесс заканчивается, как только разница между последующим и предыдущим приближением исследуемой функции будет соответствовать требуемой точности решения задачи.

Решение задачи. Для решения задачи составлена расчетная программа Mathematica 10.0 и проведена ее числовая апробация для однослойного основания (песок средней плотности) – $\sigma_y = 0,2 \text{ МПа}$ $v = 0,3$; $E = 20 \text{ МПа}$; железобетонная плита фундамента (бетон марки С20/25) – $R = 90\,000 \text{ Н}$; $l = 1,6 \text{ м}$, $h = 0,2 \text{ м}$; $E_\sigma = 2,35 \cdot 10^{10} \text{ Па}$. Определяем критерий сходимости 4 %.

На рис. 3 приведены результаты расчета осадок основания и плиты, с учетом касательных напряжений и без них в контактной зоне для первых двух итераций, а так же линейный расчет для сравнения. Сходимость составила 3,2 %.

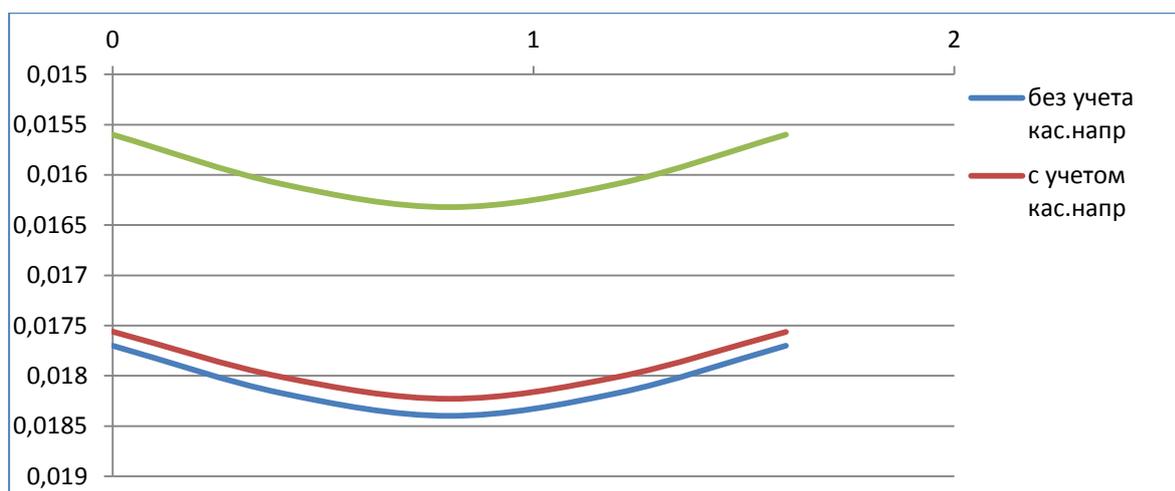


Рисунок 3 – График сравнения результатов осадок основания и плиты с учетом касательных напряжений и без них в контактной зоне для первых трех итераций, а так же линейного расчета

На рис. 4 представлена эпюра изгибающих моментов балочной плиты с учетом касательных напряжений и без них в контактной зоне для первых двух итераций. Эпюры реактивных давлений и поперечных сил почти полностью между собой совпадают.

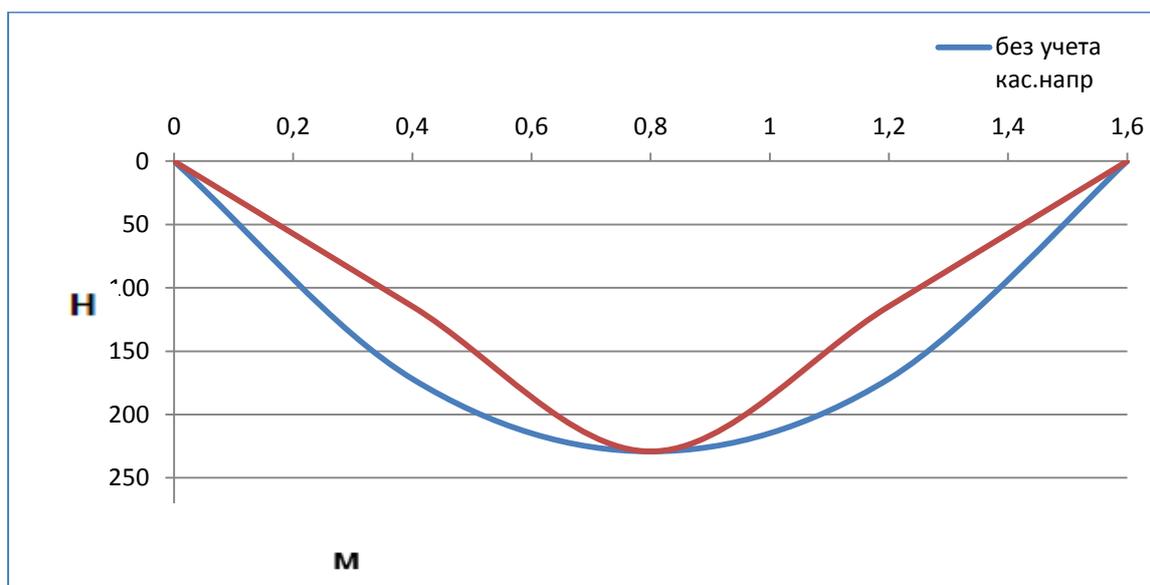


Рисунок 4 – Эпюра изгибающих моментов

Выводы.

Предложенная авторами методика расчета системы балочной плиты с однородным упругим основанием вариационно-разностным методом с использованием конечно-разностных уравнений полной потенциальной энергии, позволяет определить внутренние усилия в балочной плите и осадки упругого основания под плитой, более полно исследовать эту зону биконтактного взаимодействия с учетом касательных напряжений.

Полученные результаты уменьшения осадок (рис. 2) и изменения формы изогнутой оси эпюры изгибающих моментов (рис. 3) говорит о влиянии касательных напряжений, что так же подтверждается в работах Гудушаури И. И. [8].

Литература:

1. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. Разработано к СНиП II-15-74. М.: Стройиздат., 1984. – 265 с.
2. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности: уч. для строит. спец. вузов / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2002. – 400 с.

3. Козунова, О. В. Особенности проектирования плитных фундаментов на многослойных основаниях со слабыми слоями грунтов / О. В. Козунова // Рекомендации по проектированию и устройству рациональных фундаментов на основаниях, сложенных озерно-ледниковыми и лесовидными грунтами : Р 5.01.056.09 : введ. 01.10.09. – Минск : Стройтехнорм, 2009. – Гл. 8. – С. 39–47.

4. Статический анализ системы «балочная плита – нелинейно-упругое неоднородное основание» вариационно-разностным методом: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: специальность 05.23.17 Строительная механика / Козунова О. В.

5. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Ма-ликова, В. И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.

6. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 127 с.

7. Яголковский С. Н. Влияние учета сцепления упругого слоя с подстилающим основанием на результаты расчета балок // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1969. – № 4. – С. 3–5.

8. Гудушаури И. И. Расчет фундаментных полос на действие симметричных и обратнoсимметричных нагрузок с учетом касательных напряжений на поверхности контакта. «Известия АН СССР». – Механика и машиностроение, 1960. – № 6.

References:

1. Guidelines for the design of slab foundations for frame buildings and tower-type structures. Developed for SNiP II-15-74. М.: Stroyizdat., 1984. – 265 p.

2. Alexandrov, A. V. Fundamentals of the theory of elasticity and plasticity: Uch. for building. specialist. universities / A. V. Aleksandrov, V. D. Potapov. – 2nd ed., Rev. – М.: Higher. school, 2002. – 400 p.

3. Kozunova, O. V. Features of designing slab foundations on multilayer foundations with weak soil layers / O. V. Kozunova // Recommendations for the design and installation of rational foundations on foundations composed of lacustrine-glacial and loess-like soils : R 5.01.056.09 : introduction. 01.10.09. – Мinsk: Stroytekhnorm, 2009. – Ch. 8. – P. 39–47.

4. Static analysis of the system "beam slab – non-linear elastic inhomogeneous foundation" by the variational-difference method: thesis for the degree of candidate of technical sciences: specialty 05.23.17 Structural mechanics / Kozunova O. V.

5. Gorbunov-Posadov, M. I. Calculation of structures for elastic foundation / M. I. Gorbunov-Posadov, T. A. MaLikova, V. I. Solomin. – М.: Stroyizdat, 1984. – 679 p.

6. Bosakov, S. V. Static calculations of plates on elasticbasis / S. V. Bosakov. – Мinsk: BNTU, 2002. – 127 p.

7. Yagolkovsky S. N. Influence of taking into account the adhesion of the elastic layer with the underlying base on the results of the calculation of beams.// Bases, foundations and soil mechanics. – 1969. – No. 4. – P. 3–5.

8. Gudushauri I. I. Calculation of foundation strips for the action of symmetrical and inversely symmetrical loads, taking into account shear stresses on the contact surface. "News of the Academy of Sciences of the USSR". – Mechanics and Engineering, 1960. – No. 6.

РАЗДЕЛ V. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 69.058
ББК 38.5

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ – ВАЖНЕЙШЕЕ ЗВЕНО СИСТЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ КВАЛИФИКАЦИИ СПЕЦИАЛИСТОВ ПО ОБСЛЕДОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СОВРЕМЕННОМ ЭТАПЕ

И. И. НЕВЕРОВИЧ¹, В. В. БОНДАРЬ²

¹к.т.н., доцент, профессор кафедры «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений» филиала БНТУ «Межотраслевой институт повышения квалификации и переподготовки кадров по менеджменту и развитию персонала»,

²к.т.н., доцент, заведующий кафедрой «Строительные конструкции имени доктора технических наук, профессора Т. М. Пецольда» Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В статье представлен краткий анализ действующих в настоящее время в Республике Беларусь национальных технических нормативных правовых актов, обязательных и добровольных для применения, относящихся к вопросам обследования зданий и сооружений из каменных и армокаменных конструкций. Изложены основные проблемы, возникающие при соотнесении отдельных параметров, геометрических допусков на элементы каменных конструкций по недавно введенным в действие нормативным документам в части обследования, проектирования и возведения каменных и армокаменных конструкций. В публикации приведены конкретные примеры несоответствий и противоречий между смежными национальными техническими нормативными правовыми актами.

Особое внимание в статье обращено на чрезвычайную важность разработки для профильных специалистов Республики Беларусь новых национальных норм в области обследования элементов зданий и сооружений, а также сопутствующей справочной и научно-технической литературы.

Ключевые слова: ремонт и реконструкция, здания и сооружения, обследование строительных конструкций, надежность, эксплуатационная пригодность, безопасность, каменные и армокаменные конструкции, дефекты и повреждения, геометрические допуски, разработка нормативных документов.

IMPROVING THE REGULATORY BASE IS THE MOST IMPORTANT LINK OF THE PROFESSIONAL DEVELOPMENT SYSTEM OF BUILDING AND STRUCTURE SURVEY SPECIALISTS AT PRESENT DAYS

I. I. NEVEROVICH¹, V. V. BONDAR¹

¹ PhD in engineering, associate professor, Department
«Construction and operation of buildings and structures»

BNTU branch «Intersectoral Institute of professional development and personnel retraining on management and personnel development»,

² PhD in engineering, associate professor, Head of the Department
«Building structures named after Doctor of Technical Sciences, Professor T. M. Petzold»
Belarusian National Technical University
Minsk, Republic of Belarus

Abstract. The article presents a brief analysis of the national technical normative legal acts currently in force in the Republic of Belarus, mandatory and voluntary for application, relating to the issues of inspection of buildings and structures made of stone and reinforced stone structures. The main problems arising in correlation of some parameters and geometrical tolerances for the elements of masonry structures according to the recently put into operation normative documents in terms of exami-

nation, designing and erection of masonry and reinforced masonry structures have been described. The publication contains concrete examples of discrepancies and contradictions between the related national technical normative legal acts.

Special attention in the article is drawn to the extreme importance of development of new national norms in the field of structural elements inspection and related reference and scientific-technical literature for specialists in the field of building and civil engineering in the Republic of Belarus.

Keywords: repair and reconstruction, buildings and structures, inspection of building structures, reliability, serviceability, safety, stone and reinforced stone structures, defects and damages, geometric tolerances, development of regulatory documents.

Введение.

На современном этапе в общем объеме продукции строительной отрасли нашей страны значительную долю составляют объекты по ремонту и реконструкции зданий и сооружений, и эта доля имеет тенденцию к увеличению. Поэтому особое значение приобретают экономические вопросы данного сектора строительной отрасли.

В этих условиях резко возрастает роль активных участников этого процесса – специалистов по техническому обследованию зданий и сооружений, с чего, как правило, и начинается данный процесс. Экономическая эффективность предстоящего ремонта или реконструкции объекта в значительной степени зависит от того, насколько грамотно сработают специалисты, проводящие его обследование.

Основной задачей обследования является разработка рекомендаций и технических решений по восстановлению утраченных эксплуатационных качеств элементов здания или придания им новых качеств в изменившихся условиях эксплуатации при ремонте или реконструкции. В ряде случаев необходимо оценить остаточный срок службы здания и разработать восстановительные мероприятия с оценкой целесообразности их выполнения или разработать только поддерживающие (временные) мероприятия для обеспечения безопасной эксплуатации объекта на установленный заказчиком конкретный ограниченный период времени.

По существу, конечной целью выполнения оценки технического состояния является установление уровня вмешательства в существующую конструкцию (восстановление свойств, усиление) с позиций обеспечения требуемой безопасности, жизнедеятельности и экономической целесообразности с учетом прогнозируемого остаточного срока эксплуатации.

По результатам обследования и расчета аттестованный специалист по обследованию зданий обязан обосновать и сформулировать необходимые мероприятия по ремонту и усилению конструкций, необходимым изменениям режима эксплуатации, назначить сроки их выполнения. Предполагаемые ремонтно-восстановительные мероприятия должны обеспечивать работоспособное состояние конструкции (при установленных режимах эксплуатации) по крайней мере на межремонтный срок, установленный для данных элементов.

По результатам обследования также принимается решение о необходимости, целесообразности и сроках полного или частичного ремонта здания, его реконструкции. Выбор способа ремонта или усиления производится на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом требуемой степени увеличения несущей способности конструкций и возможности реализации принятого способа в конкретных условиях эксплуатации объекта. Решение об усилении конструкций принимается после того, как установлено, что другие способы обеспечения требуемой надежности, такие как перераспределение или снижение нагрузок, невозможны или нецелесообразны.

Окончательное решение о целесообразности и необходимых объемах работ по ремонту и усилению (реконструкции) здания принимается на основании технико-экономического анализа, с учетом конкретной совокупности обстоятельств, экономических, экологических, социальных и других последствий отказов и планируемых восстановительных мер, но в любом случае на основании выводов и рекомендаций обследователя.

Правом выполнять классификацию дефектов, оценивать степень их распространенности, а также степень ответственности элементов или их отдельных участков за работоспособность конструкций (в том числе методом экспертной оценки в ситуациях, не приведенных в нормативных документах), разрабатывать выводы о техническом состоянии конструкций и их пригодности к дальнейшей эксплуатации, необходимости восстановления или усиления (ремонта)

конструкций, разрабатывать технические решения и рекомендации по методам восстановления, усиления или замены дефектных конструкций можно наделить только высококвалифицированных опытных и ответственных исполнителей работ. Ведь от их квалификации во многом зависит техническая, экономическая и иные стороны успеха процесса ремонта, реконструкции или модернизации объекта.

Совершенствование национальной нормативной базы по обследованию, проектированию и возведению строительных конструкций.

Неотъемлемой частью системы, формирующей уровень знаний, умений и навыков обследователя, как специалиста, повышение этого уровня, повышения квалификации, помимо всего прочего, является наличие научно-технической литературы по специальности. И особое место здесь занимает нормативная литература, в частности, технические нормативные правовые акты (далее по тексту – ТНПА). Наличие такой литературы, детально, доходчиво и подробно описывающей явления, ситуации, условия и действия специалистов в этих условиях, играет решающую роль в разработке специалистом – обследователем достоверных и близких к действительности выводов и рекомендаций. Такая литература должна по возможности содержать справочные материалы, инструкции, рекомендации, методики расчетов и т. д., если не предполагается ее сопровождение отдельными дополнительными пособиями.

Касаясь данной проблемы с нормативной литературой для обследователей в нашей стране, следует отметить определенные положительные тенденции. Наряду с ранее изданными нормами СП 1.04.02-2022 «Общие положения по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений» [1] параллельно были разработаны и изданы нормы СП 1.04.03-2022 «Обследование и усиление каменных и армокаменных конструкций» [2]. В последнем документе приведены полезные для обследователей данные, касающиеся специфики дефектов и повреждений и оценки технического состояния каменных конструкций по внешним признакам, приведена методика учета влияния дефектов и повреждений при расчете несущей способности поврежденных каменных конструкций, приведена методика расчета для отдельных видов усиления каменных конструкций.

Особенно хотелось бы остановиться на приведенной в нормативном документе методике оценки категории технического состояния каменных конструкций по внешним признакам, приведенным в табл. А-1 норм [2]. Как известно, основы такой методики были разработаны в ЦНИИСК им. Кучеренко (г. Москва) в конце прошлого столетия. Тогда же было введено и понятие о 5 категориях технического состояния, только тогда они назывались иначе: нормальное (хорошее) состояние, слабое, среднее, сильное повреждение, разрушение, что соответствовало нынешним названиям пяти категорий. Тогда же лабораторией каменных конструкций ЦНИИСК были разработаны и внешние признаки, соответствующие категориям технического состояния каменных конструкций.

Признаки, разработанные в ЦНИИСК, адекватно и близко к действительности оценивали техническое состояние каменных конструкций. И хотя эти признаки не фигурировали в наших нормативных документах, обследователи широко ими пользовались. И в большинстве случаев такая оценка технического состояния оказывалась более близкой к действительности, чем оценка по табл. 12.3 норм [3] в зависимости от класса и распространенности дефекта. Конечно, в нынешних нормах [2] внешние признаки технических состояний в значительной степени дополнены с использованием наработанного опыта исследователей, что еще больше повысило значимость внешних признаков при оценке технического состояния.

Следует обратить внимание, что оценка класса дефекта по формуле 12.2 [3] с использованием величины отклонения параметра от нормируемого значения, и последующее установление (на основе этой величины) категории технического состояния, для каменных конструкций в ряде случаев совершенно неприемлемо. И особенно это заметно в настоящее время в связи с выходом новых норм по проектированию каменных конструкций [4], основанных на требованиях Еврокода-6. Включенные в них отдельные требования по возведению каменных конструкций, а отчасти, и по проектированию вступают в противоречие с требованиями по возведению каменных конструкций, изложенными в нормах [4]. Ведь основной массив требований, изложенных в нормах [5], был принят из старых норм бывшего СССР [6], и согласован с требованиями прежнего (отмененного в Республике Беларусь в 2017 году) СНиП II-22-81 [7] по проектированию каменных конструкций. Эти нормативные требования в значительной степени отличаются от требований Еврокода-6.

В сложившейся ситуации оценка класса дефектов с использованием формулы 12.2 [3], как отмечалось выше, представляет определенные трудности. Например, при оценке класса дефекта по отклонению конструкций от вертикали. Допустим, стена в пределах одного этажа отклонилась от вертикали на 20 мм. В соответствии с нормами по возведению [5] предельное значение составляет 10 мм. Тогда по формуле 12.2 норм [3] отклонение от нормируемого значения составит:

$$\frac{(20 - 10) \cdot 100}{10} = 100\% > 40\% .$$

То есть получается, что дефект относится к классу критических, в пору конструкцию отнести к III-V категории технического состояния. Однако в нормах по проектированию [4] записано, что отклонение в 20 мм находится в пределах допусков. Налицо значительное несоответствие.

Можно привести еще один пример – с допусками по отклонению от прямолинейности вертикальной поверхности кладки. Допустим, отклонение от прямолинейности для столба составило 10 мм. Допускаемое отклонение по нормам [5] составляет 5 мм. Тогда по формуле 12.2 [3] отклонение от нормируемого значения составит:

$$\frac{(10 - 5) \cdot 100}{5} = 100\% > 40\% .$$

Получается, что дефект является критическим. В то же время по нормам [4] отклонение в 10 мм находится в пределах допусков.

Можно взять пример с допусками по толщине стены. Допустим, что уменьшение толщины стены по сравнению с проектной документацией составило 15 мм. Здесь ситуация обратная. В соответствии с нормами по возведению [5] это допускается и дефект отсутствует. В соответствии с нормами по проектированию [4] допуск составляет 10 мм на всю толщину стены. Дефект имеется в наличии с превышением допуска на величину:

$$\frac{(15 - 10) \cdot 100}{10} = 50\% .$$

Снова очевидно явное несоответствие. И таких примеров можно привести много. В такой ситуации оценка категории технического состояния с использованием внешних признаков является весьма полезной как на стадии общего, так и детального обследования.

Следует обратить внимание, что указанные выше проблемы взаимосвязки ТНПА, стандартов по обследованию, проектированию и возведению касаются не только каменных и армокаменных конструкций. Данный вопрос в полной мере можно отнести и к нормативным документам, регламентирующим требования к обследованию, проектированию и возведению конструкций из железобетона, металлических конструкций, а также элементов из дерева и пластмасс. Более того, с учетом значительного количества контролируемых показателей качества, используемых при возведении зданий и сооружений, следовало бы многие из них повторно проанализировать, переосмыслить, или даже отменить. Подробнее данная проблема была поднята и описана в работе [8].

Весьма полезным для работы обследователей оказалось бы включение в нормы по обследованию каменных конструкций [2] коэффициентов, учитывающих снижение несущей способности конструкций вследствие отдельных дефектов (наличия силовых трещин, дефектов узлов опирания, огневого повреждения кладки, нарушения перевязки, утолщения швов, наличия пуштовки, половняка). Эти коэффициенты были предложены тогда же, когда и оценка технического состояния по внешним признакам, в работах ЦНИИСК (упомянутых выше). Значения указанных коэффициентов гораздо более объективно отражают степень влияния дефектов на снижение несущей способности, чем обезличенные коэффициенты, приведенные в табл. 12.2 норм [3], и принимаемые в зависимости от категории технического состояния, но вне зависимости от вида конструкций (железобетонных, каменных или иных).

Обследователи давно использовали эти коэффициенты и давно ждали их легализации. Длительный опыт обследовательской работы подтвердил их более значимую объективность по сравнению с коэффициентами табл. 12.2 [3]. Вместе с тем, в первоначальный проект норм [2] были введены коэффициенты, учитывающие некоторые дефекты (наличие силовых трещин, дефекты узлов опирания). К сожалению, во введенный в действие документ [2] эти коэффициенты не вошли.

Выводы.

Завершая оценку документа [2], следует подчеркнуть значимость включенных в него таких материалов, как подробный перечень и анализ дефектов и повреждений каменных конструкций, оценка технического состояния по внешним признакам, отдельные расчеты усиления каменных конструкций, для повышения профессионального уровня и успешной бездефектной работы обследователей, несмотря на отдельные недоработки документа. В частности, для расчета кладки, усиленной обоями, при определении коэффициента продольного изгиба по табл. 7.2, в последней неправильно приведена формула. Очевидно, правильное написание формулы следующее:

$$K_E = \frac{E}{f_k}.$$

В заключение следует отметить, что разработка документов, подобных СП 1.04.03-2022 [2] по каменным и армокаменным конструкциям, а также по другим видам конструкций (железобетонным, стальным и т. д.) крайне необходима и полезна для инженеров-обследователей.

Литература:

1. Общие положения по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений: СП 1.04.02-2022. – Введ 05.05.2022. – Минск. Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2022. – 80 с.
2. Обследование и усиление каменных и армокаменных конструкций: СП 1.04.03-2022. – Введ 01.08.2022. – Минск. Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2022. – 83 с.
3. Техническое состояние зданий и сооружений: СН 1.04.01-2020. – Введ 27.10.2020. – Минск. Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 68 с.
4. Каменные и армокаменные конструкции: СП 5.02.01-2021. – Введ 01.04.2021. – Минск. Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 115 с.
5. Возведение строительных конструкций зданий и сооружений: СН 1.03.01-2019– Введ 29.11.2019. – Минск. Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2021. – 123 с.
6. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М: АПП ЦИТП, 1991. – 192 с.
7. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – Москва: Стройиздат, 1983. – 40 с.
8. Бондарь, В. В. О значениях допустимых отклонений контролируемых показателей качества при возведении железобетонных конструкций / В. В. Бондарь // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / МАиС Респ. Беларусь, РУП «Институт БелНИИС». – Минск: Колорград, 2020. – С. 129–147.

References:

1. Obshchie polozheniya po obsledovaniyu stroitel'nyh konstrukcij zdaniy i sooruzhenij: SP 1.04.02-2022. – Vved 05.05.2022. – Minsk. Minstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2022. – 80 p. (rus).
2. Obsledovanie i usilenie kamennyh i armokamennyh konstrukcij: SP 1.04.03-2022. – Vved 01.08.2022. – Minsk. Minstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2022. – 83 p. (rus)
3. Tekhnicheskoe sostoyanie zdaniy i sooruzhenij: SN 1.04.01-2020. – Vved 27.10.2020. – Minsk. Minstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2020. – 68 p. (rus)
4. Kamennye i armokamennye konstrukcii: SP 5.02.01-2021. – Vved 01.04.2021. – Minsk. Minstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2020. – 115 p. (rus)
5. Vozvedenie stroitel'nyh konstrukcij zdaniy i sooruzhenij: SN 1.03.01-2019– Vved 29.11.2019. – Minsk. Minstrojarhitektury Respubliki Belarus, 2021. – 123 p. (rus)

6. SNiP 3.03.01-87. Nesushchie i ograzhdayushchie konstrukcii. Normy proektirovaniya / Gosstroj SSSR. – M: APP CITP, 1991. – 192 p. (rus)
7. SNiP II-22-81. Kamennye i armokamennye konstrukcii. Normy proektirovaniya / Gosstroj SSSR. – Moskva: Strojizdat, 1983. – 40 p. (rus)
8. Bondar', V. V. O znacheniyah dopustimyh odklonenij kontroliruemyh pokazatelej kachestva pri vozvedenii zhelezobetonnyh konstrukcij / V. V. Bondar' // Problemy sovremennogo be-tona i zhelezo-betona: sb. nauch. tr. / MAiS Resp. Belarus, RUP «Institut BelNIIS». – Minsk: Kolorgrad, 2020. – pp. 129–147. (rus)

**ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ И УСИЛЕНИЕ СУЩЕСТВУЮЩИХ
КОНСТРУКЦИЙ ПУТЕМ УСТРОЙСТВА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ОПОР ПО
ТРЕБОВАНИЯМ СП «ОБСЛЕДОВАНИЕ И УСИЛЕНИЕ БЕТОННЫХ И
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ»**

Д. Н. ЛАЗОВСКИЙ¹, В. В. ТУР²

¹ д.т.н., профессор, профессор кафедры строительных конструкций
Полоцкий государственный университет
г. Новополоцк, Республика Беларусь,

² д.т.н., профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов
Брестский государственный технический университет
г. Брест, Республика Беларусь

Аннотация. В статье представлены предложения по оценке технического состояния существующих бетонных и железобетонных конструкций, классификации способов их усиления, а также по проектированию их усиления путем устройства дополнительных жестких и упругих опор для реформирования Национального комплекса технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства и строительных правил с целью упорядочения требований технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства согласно Указу Президента Республики Беларусь «О строительных нормах и правилах» от 05.06.2019 г. № 217.

Ключевые слова: бетонные и железобетонные конструкции, оценка технического состояния конструкций, классификация способов усиления, вероятная схема разрушения конструкции, дополнительная опора, жесткая опора, упругая опора, опорный хомут.

**STRENGTHENING OF EXISTING STRUCTURES BY DEVICE ADDITIONAL SUPPORTS
ON REQUIREMENTS JV "SURVEY AND STRENGTHENING CONCRETE AND
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES"**

D. N. LAZOVSKY¹, V. V. TUR²

¹ Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Building Structures
Polotsk State University

Novopolotsk, Republic of Belarus,

² Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Technology of Concrete and
Building Materials

Brest State Technical University

Brest, Republic of Belarus

Abstract. The article presents proposals for assessing the technical condition of existing concrete and reinforced concrete structures, classifying ways to strengthen them, as well as designing their strengthening by installing additional rigid and elastic supports to reform the National Complex of Technical Regulatory Legal Acts in the field of architecture and construction. regulations and building regulations in order to streamline the requirements of technical regulatory legal acts in the field of architecture and construction in accordance with the Decree of the President of the Republic of Belarus “On Building Regulations and Rules” dated 06/05/2019 No. 217.

Keywords: concrete and reinforced concrete structures, assessment of the technical condition of structures, classification of strengthening methods, probable pattern of structural failure, additional support, rigid support, elastic support, support collar.

Введение.

При проектировании усиления бетонных и железобетонных конструкций требования безопасности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести усиленных конструкций обеспечиваются:

- соответствующим выбором материалов (требования к бетону и арматуре, материалам отдельных элементов усиления);
- проверкой предельных состояний с учетом оценки технического состояния и конструированием усиления;
- осуществлением контроля при проектировании, выполнении усиления и эксплуатации усиленных конструкций.

При проектировании усиления конструкций соблюдение названных требований обеспечивается при условии выполнения:

- проверок предельных состояний с учетом оценки технического состояния усиливаемой конструкции и фактических свойств бетона и арматуры по методу частных коэффициентов при постоянных, переходных, особых расчетных ситуациях [1];
- назначения численных значений воздействий, включая нагрузки при выполнении усиления, согласно действующим нормативным документам;
- правил составления эффектов воздействий [1] (нагрузки при выполнении усиления рассматриваются как отдельное переменное воздействие);
- соответствия расчетных моделей сопротивления усиленных конструкций предъявляемым требованиям.

Общие требования проверок предельных состояний усиленных конструкций.

Аналогично оценке надежности существующих конструкций применяются расчетные модели усиленных конструкций, основанные на полностью вероятностном моделировании с учетом фактических распределений базисных переменных, полученных при оценке технического состояния усиливаемой конструкции, и коэффициентов вариации базисных переменных элементов усиления.

Проверку предельного состояния в переходных расчетных ситуациях при усилении бетонных и железобетонных конструкций осуществляют:

- при выполнении отдельных этапов усиления конструкций;
- при распалубке элементов усиления из монолитного бетона, транспортировании и монтаже отдельных элементов усиления конструкций;
- при передаче усилия предварительного напряжения в случае применения предварительно напряженной арматуры или элементов усиления;
- до набора проектной прочности монолитным бетоном при усилении конструкций.

При проектировании усиления конструкций монолитным бетоном учитывают длительные (реологические) эффекты, зависящие от продолжительности воздействий, включая релаксацию напряжений арматурной стали элементов усиления, усадку, расширение (при использовании напрягающего бетона) и ползучесть монолитного бетона [2; 3]. Эффекты воздействий, являющиеся результатом ограничения вынужденных деформаций (вызванные, например, усадкой, расширением и ползучестью бетона усиления, неравномерными осадками опор и т. д.) определяют количественно и включают в соответствующие сочетания воздействий при проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности.

Проверка предельного состояния эксплуатационной пригодности усиленной конструкции включает:

- проверку ширины раскрытия трещин;
- проверку деформаций (прогибов и перемещений);
- проверку ограничения напряжений.

При проверке предельного состояния эксплуатационной пригодности учитывают начальное напряженно-деформированное состояние усиливаемой конструкции, принимают средние значения модулей упругости и характеристические значения прочности материалов.

Проверку ширины раскрытия трещин (прогибов) в усиленной конструкции производят из условия, согласно которому ширина раскрытия трещин в конструкции, вызванная расчетными воздействиями (эффектами воздействий) и их сочетаниями с учетом начального напряженно-деформированного состояния, не превышает предельных значений в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции, условий ее эксплуатации и характеристик свойств материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры усиливаемой конструкции и дополнительной арматуры усиления. При проверке ширины раскрытия трещин (прогибов) усиленных железобетонных конструкций учитывают начальное значение ширины раскрытия тре-

щин конструкции при усилении (если наличие трещин (прогибов) установлено фактически при обследовании или расчетным путем).

Учет повреждений существующих конструкций.

Аналитический расчет бетонных и железобетонных конструкций при местном разрушении бетона усиливаемой конструкции производят при фактических геометрических размерах ее поперечного сечения (за исключением разрушенного участка).

В расчете изгибаемых железобетонных элементов таврового и двутаврового поперечного сечения при наличии в месте сопряжения полки и ребра силовых продольных трещин, пересекающих полку, площадь сечения бетона и арматуры свесов полки не учитывают. В случае увеличения толщины полки наращиванием монолитным бетоном с обеспечением совместной работы с ребром и полкой усиливаемой конструкции при сдвиге вдоль ребра в расчете допускается учитывать площадь сечения свесов полки. При наличии в изгибаемых железобетонных элементах таврового и двутаврового поперечного сечения в месте сопряжения полки и ребра силовых продольных трещин, пересекающих ребро, площадь сечения бетона и арматуры полки не учитывают в расчете.

При повреждении арматуры коррозией, обрыве части стержней арматуры аналитический расчет производят с учетом фактического уменьшения сечения или отсутствия части арматуры существующего железобетонного элемента. Пораженные коррозией на 50 % и более площади сечения арматурные стержни, арматуру из высокопрочной проволоки при наличии в ней язвенной или питтинговой коррозии, а также при наличии коррозии, вызванной хлоридами, в расчете не учитываются.

В случае повреждения поперечной арматуры (или мест ее сварки), закрепляющей продольные сжатые стержни от их бокового выпучивания в любом направлении, и увеличении расстояния между хомутами более допустимого [2], а также при потере сцепления с бетоном продольные сжатые стержни в расчете не учитывают. Аналогично, при нарушении анкеровки (сварки, охвата продольной арматуры) поперечной арматуры, предусмотренной для восприятия поперечных сил, данные стержни поперечной арматуры в расчете также не учитываются.

При нарушении сцепления с бетоном отдельных стержней рабочей арматуры в растянутой зоне на участке по длине элемента (откол защитного слоя, коррозия арматуры), при обеспеченной анкеровке по торцам, железобетонный элемент рассматривают как статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из железобетонного элемента и арматуры с нарушенным сцеплением [4; 5].

Способы усиления конструкций.

Усиление бетонных и железобетонных конструкций с целью обеспечения несущей способности, эксплуатационной пригодности и живучести производится изменением параметров самой конструкции путем увеличения поперечного сечения бетона и арматуры или изменением условий ее статической работы при внешних воздействиях (рис. 1).

Усиление бетонных и железобетонных конструкций производят путем увеличения поперечного сечения исходя из *вероятной схемы разрушения конструкций*, установленной в результате аналитических расчетов усиливаемых конструкций, в растянутой зоне, в сжатой зоне, на восприятие поперечной силы и крутящего момента. В случае возможного разрушения конструкций по двум и более зонам, а также при невозможности достижения требуемой степени повышения несущей способности путем усиления только одной зоны следует применять комбинированное усиление (двух и более зон) конструкций.

Усиление конструкций путем изменения их первоначальной расчетной схемы производят посредством:

- изменения места передачи нагрузок на конструкцию;
- повышением степени внешней статической неопределимости с устройством дополнительных жестких и упругих опор, установкой дополнительных связей при обеспечении неразрезности и пространственной работы конструкций;
- повышения степени внутренней статической неопределимости с устройством затяжек, шарнирно-стержневых цепей, распорок.



Рисунок 1 – Способы усиления бетонных и железобетонных конструкций

Если усиление железобетонных конструкций производят под нагрузкой, следует выполнять предварительное напряжение дополнительных элементов или связей (подклинивать дополнительные опоры, предварительно растягивать затяжки, сжимать распорки).

Усиление дополнительными жесткими опорами.

Дополнительные жесткие опоры выполняют железобетонными или стальными в виде стоек, подкосов, подвесок и т. д., опирающихся на конструкции или самостоятельные фундаменты (рис. 2).

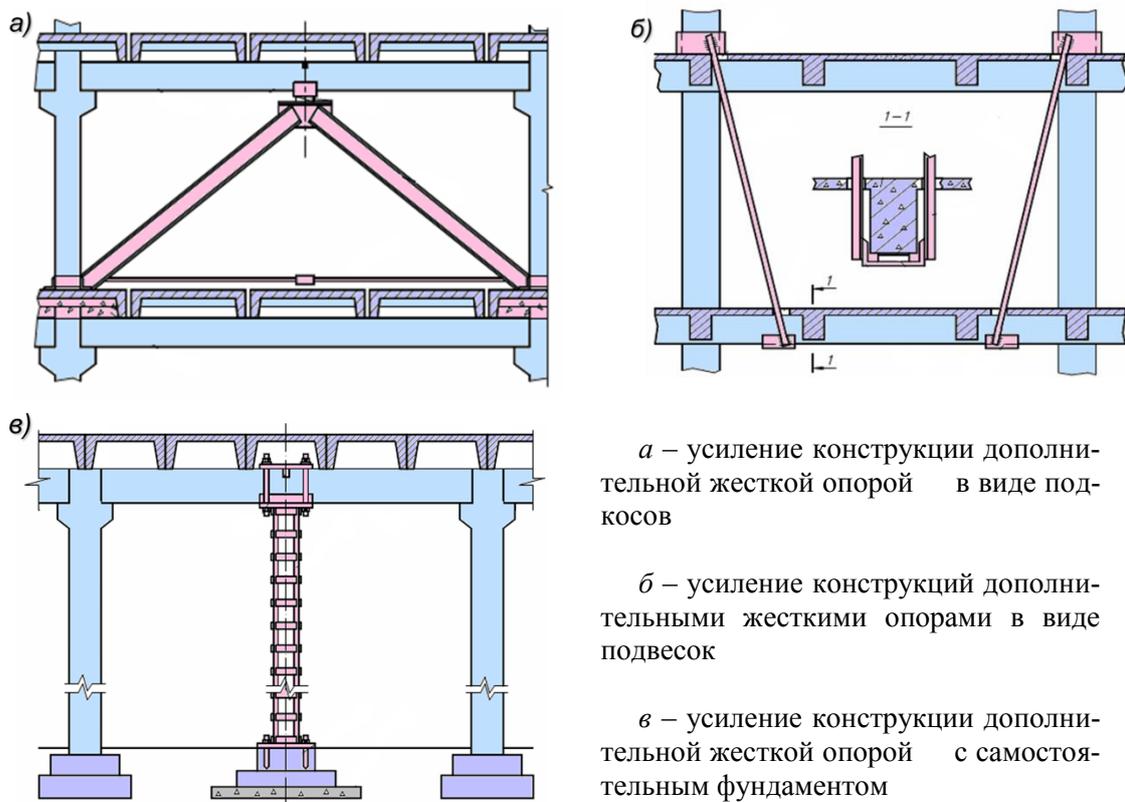


Рисунок 2 – Усиление железобетонных конструкций дополнительными жесткими опорами

При устройстве дополнительных жестких опор с опиранием на самостоятельные фундаменты следует учитывать, что основание под подошвой существующих фундаментов в период эксплуатации уплотнено, по сравнению с грунтом под подошвой нового фундамента.

При устройстве дополнительных жестких опор в виде подкосов и подвесок нагрузку передают на существующие фундаменты или колонны. При этом производят проверку фундамента и его основания при дополнительном воздействии опорной реакции от подкосов. При передаче нагрузки от дополнительных подкосов на колонны для восприятия возникающего распора устраивают затяжки.

Для включения дополнительных жестких опор в совместную работу при условии отсутствия переменной нагрузки производят подклинивание конструкций набором стальных пластин с помощью домкратов и клиньев.

При отсутствии верхней арматуры над дополнительной опорой или площади ее поперечного сечения менее минимального значения в соответствии с СП 5.03.01 (п. 9.2.2) [2], конструкцию после образования трещин считают разрезной. В данном случае устраивают уширение опирания для усиливаемой конструкции на дополнительную опору, учитывающее возможное отклонение в развитии трещин, или формируют магистральное направление трещины путем поперечного надреза конструкции сверху по оси дополнительной опоры глубиной, равной меньшему из значений: толщины защитного слоя надопорной арматуры или 50 мм, с последующим заполнением образовавшегося зазора податливым гидроизоляционным материалом.

Для исключения появления дополнительных крутящих моментов в усиленной конструкции оси дополнительных опор в месте контакта с усиливаемой конструкцией должны находиться в одной плоскости с ее продольной осью.

Устройство дополнительных жестких опор повышает степень статической неопределимости усиливаемых конструкций и, соответственно, изменяет их расчетную схему для определения в них внутренних усилий. Распределение внутренних усилий в статически неопределимых конструкциях определяется распределением их жесткостей в поперечных сечениях по длине конструкции. При усилении дополнительными опорами конструкций, находящихся под нагрузкой, их жесткости в поперечных сечениях по длине могут быть снижены из-за наличия трещин и проявления пластических свойств рабочей арматуры. Теоретически верно учитывать изменение жесткостей по длине усиливаемой конструкции, которое происходит под нагрузкой при первоначальной расчетной схеме, в расчете по измененной расчетной схеме после усиления. Это дает точные результаты [7; 8], но усложняет расчет.

При расчете конструкций, усиленных дополнительными жесткими опорами, изгибающие моменты в поперечных сечениях усиленной конструкции, вычисленные по упругой схеме, допускается суммировать от нагрузки, действующей до усиления при первоначальной расчетной схеме, и от нагрузки, приложенной к конструкции после усиления при измененной расчетной схеме. Считаем это допустимым при отсутствии трещин в усиливаемой конструкции в момент времени усиления в зонах с увеличивающимся изгибающим моментом при измененной расчетной схеме. Суммарная эпюра изгибающих моментов от расчетных воздействий не должна выходить за пределы эпюры материалов, характеризующей расчетную несущую способность усиленной конструкции с учетом возможного перераспределения усилий.

При проектировании усиления конструкций дополнительными жесткими опорами производят проверку прочности усиливаемой конструкции при действии увеличивающихся поперечных сил в местах установки дополнительных опор.

Расчет железобетонных и стальных жестких опор (стоек, подкосов, подвесок и др.) производят по правилам СП 5.03.01 [2] и СП 5.04.01 [6] соответственно на воздействия после усиления.

Пример результатов расчета шарнирно опертой балки, усиленной под нагрузкой дополнительной жесткой опорой в середине пролета, приведена на рис. 3.

Усиление дополнительными упругими опорами.

Дополнительные упругие опоры создают с помощью изгибаемых стальных или железобетонных элементов, расположенных со стороны верхней, нижней или боковых граней усиливаемой конструкции и опирающихся на другие конструкции или самостоятельные опоры (рис. 4, а). Нагрузка от усиливаемой конструкции передается через расклинивающие прокладки, позволяющие включить дополнительные упругие опоры в совместную работу с конструкцией.

Для усиления изгибаемых большепролетных конструкций многопролетных зданий дополнительные упругие опоры могут выполняться в виде двухконсольных кронштейнов. Двухкон-

сольные кронштейны выполняют с помощью прокатных профилей, опирающихся на оголовки колонн, или с помощью треугольных ферм. Высоту опорной части кронштейнов принимают равной высоте опорных частей усиливаемых балок. Длина вылета консолей не должна превышать $1/6-1/4$ пролета усиливаемой конструкции (рис. 4, б).

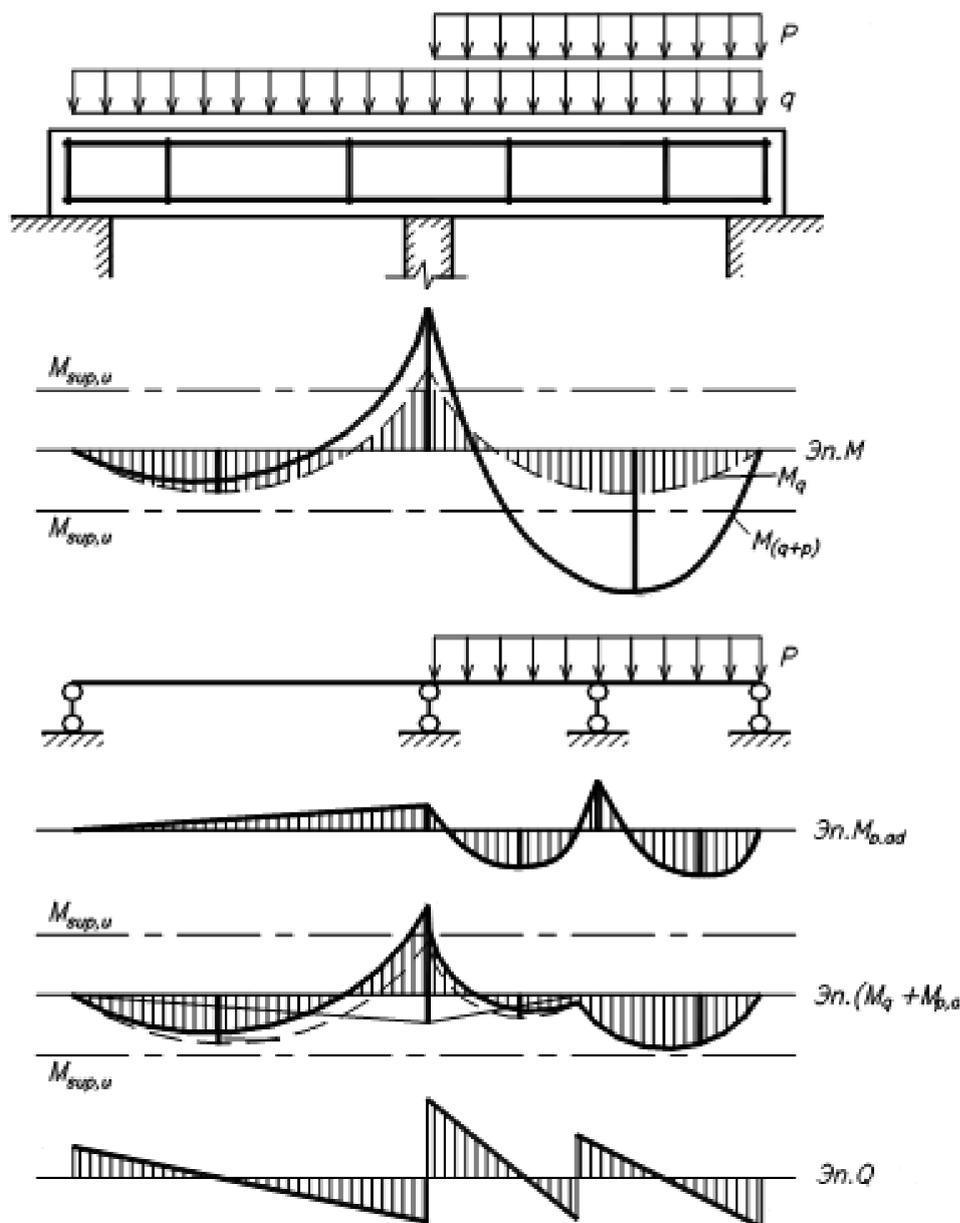


Рисунок 3 – Пример результатов расчета шарнирно опертой балки, усиленной под нагрузкой дополнительной жесткой опорой в середине пролета

Для опирания элементов дополнительных опор на существующие колонны на последних устраивают специальные опорные хомуты. Опорные хомуты выполняют железобетонными или стальными с последующим обетонированием или покрытием антикоррозионными составами [5]. Железобетонные опорные хомуты армируют наклонной или замкнутой горизонтальной арматурой, размещаемой в подготовленных пазах глубиной, равной толщине защитного слоя. Поперечная арматура хомутов соединяется сваркой с оголенной продольной арматурой колонн. Стальные опорные хомуты выполняют из прокатных профилей, которые размещают в подготовленных пазах и приваривают к продольной арматуре колонн.

Устройство дополнительных упругих опор, аналогично с жесткими опорами, повышает степень статической неопределенности усиливаемых конструкций и, соответственно, изменяет их

расчетную схему для определения в них внутренних усилий. Расчет железобетонных конструкций, усиленных дополнительными упругими опорами, допускается производить на действие изгибающих моментов, определенных суммированием моментов, вычисленных по упругой схеме, от нагрузки, действующей до усиления при первоначальной расчетной схеме, и от нагрузки, приложенной к конструкции после усиления при измененной расчетной схеме с учетом упругих деформаций дополнительных опор. Статический расчет конструкций, усиленных дополнительными упругими опорами, производят из условия равенства прогибов усиливаемой конструкции и упругой опоры в месте их контакта.

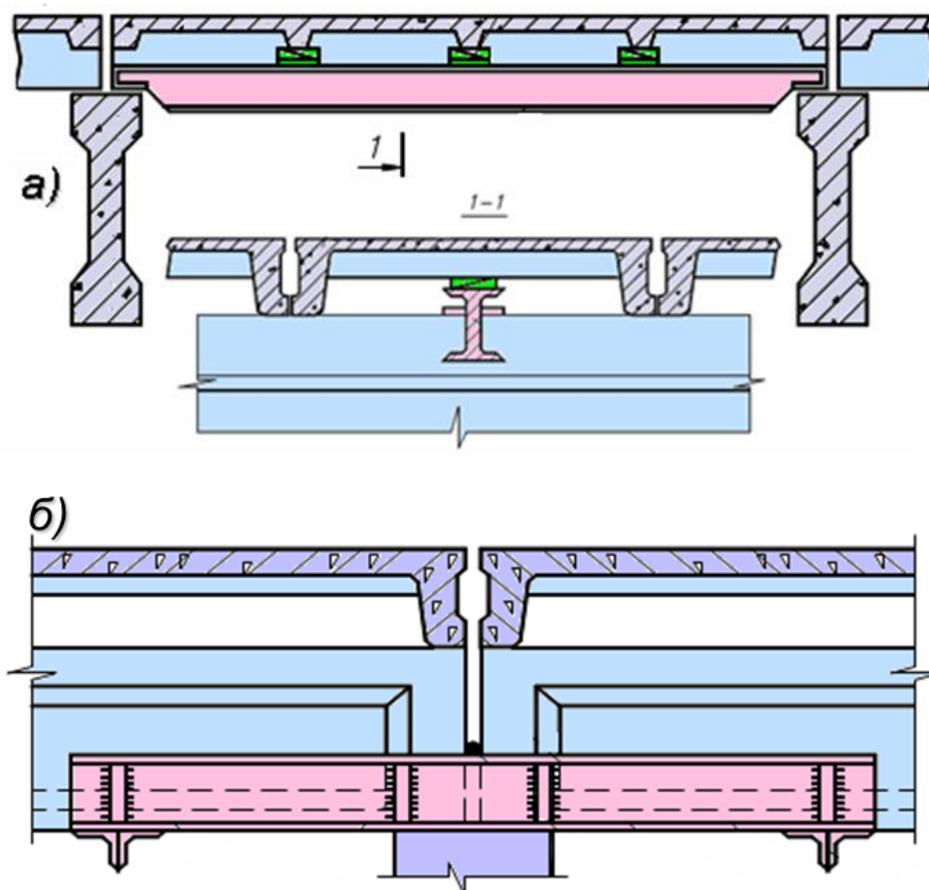


Рисунок 4 – Усиление железобетонных конструкций дополнительными упругими опорами:
 а – усиление конструкции дополнительной упругой опорой в виде шарнирно опертой балки в пролете;
 б – усиление конструкции дополнительной упругой опорой в виде двухконсольного кронштейна

Если между усиливаемой конструкцией и упругой опорой контакт в поперечном направлении предусматривается по всей длине (в отличие от наращивания касательные напряжения по контакту не учитываются), расчет производят исходя из равенства значений кривизны изогнутых осей контактирующих балочных конструкций. Изгибающий момент ($M_{ad} = M_{ad,1} + M_{ad,2}$) от нагрузки, приложенной после усиления, распределяется пропорционально их жесткостям.

$$\frac{M_{ad,1}}{B_1} = \frac{M_{ad,2}}{B_2} \quad (1)$$

Изгибную жесткость усиливаемой железобетонного элемента в предельном состоянии, необходимую для расчета, допускается определять по формуле

$$B = \frac{M_{Rd}}{(1/r)_{cr}} \quad (2)$$

где M_{Rd} – изгибающий момент, соответствующий несущей способности усиливаемой железобетонной конструкции;

$(1/r)_{cr}$ – кривизна усиленного железобетонного элемента с трещинами нормального отрыва при действии изгибающего момента, равного M_{Rd} .

Если конструкция упругой опоры не подвешивается у опор к усиливаемой конструкции, выполняют проверку на отрыв усиливаемой конструкции от опор при снятии переменной нагрузки. При появлении в месте установки дополнительной упругой опоры отрицательных изгибающих моментов производят проверку поперечных сечений усиливаемой конструкции на его воздействие. Расчет элементов железобетонных и стальных упругих опор (балок, ферм, двухконсольных кронштейнов и др.) производят по правилам СП 5.03.01 и СП 5.04.01 соответственно на воздействия после усиления.

Пример результатов расчета шарнирно опертой балки, усиленной под нагрузкой дополнительной упругой опорой в виде стальной балки в середине пролета, приведена на рис. 5.

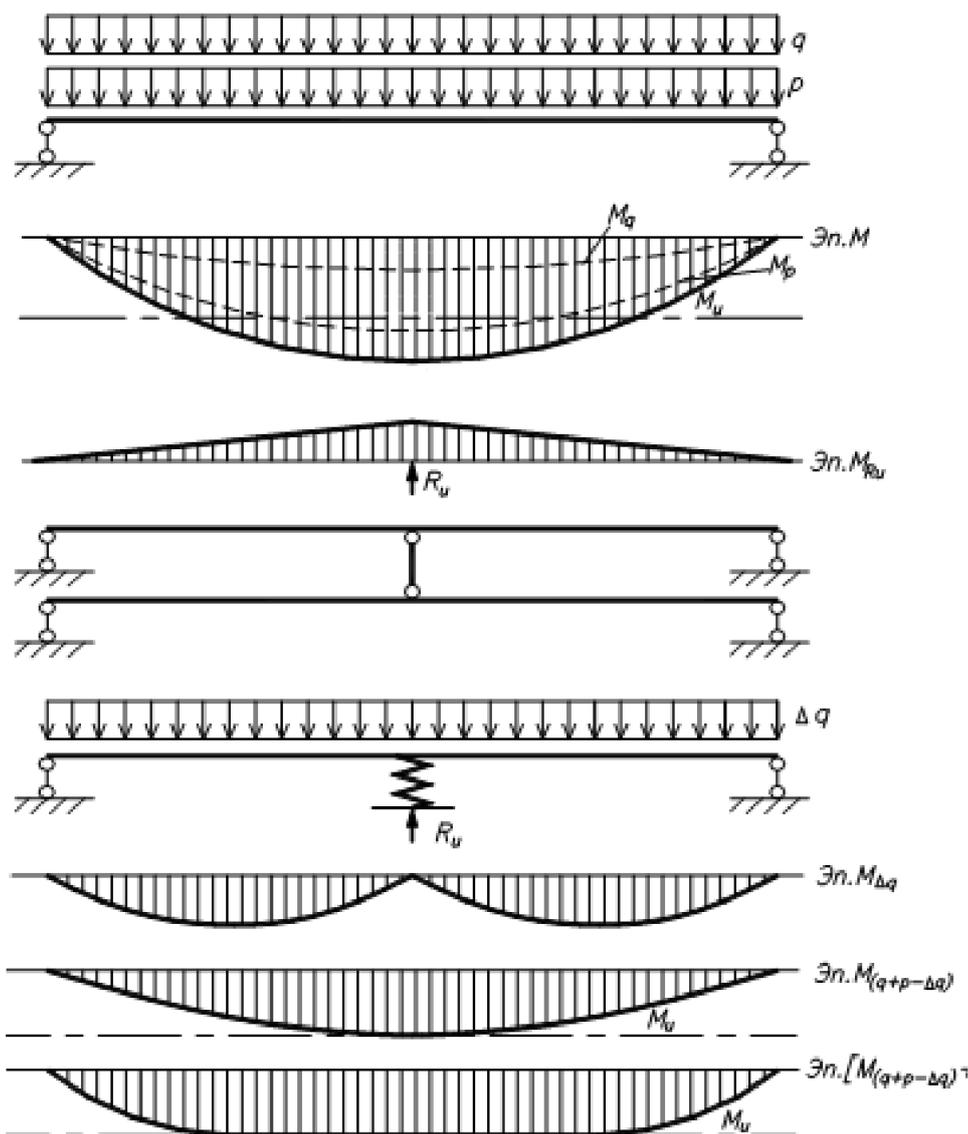


Рисунок 5 – Пример результатов расчета шарнирно опертой балки, усиленной под нагрузкой дополнительной жесткой опорой в середине пролета

Выводы.

Предложена методика оценки технического состояния существующих и усиленных конструкций, классификация способов усиления бетонных и железобетонных конструкций исходя из вероятной схемы их разрушения (усиление «слабой» зоны), инженерный метод оценки не-

сущей способности конструкций, усиленных путем устройства дополнительных жестких и упругих опор.

Литература:

1. СН 2.01.01-2019. Основы проектирования строительных конструкций.
2. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции.
3. Лазовский Д. Н. Учет ползучести и усадки бетона по СП 5.03.01-2020 при расчете железобетонных конструкций на основе деформационной расчетной модели / Д. Н. Лазовский, В. В. Тур, Д. О. Глухов, Е. Д. Лазовский // Вестник Брестского гос. техн. ун-та. Серия: Технические науки (строительство, машиностроение, геоэкология). Экономические науки. – 2021 г. – № 2 (125) – С.7–12.
4. Лазовский Д. Н. Оценка напряженно-деформированного состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном / Д. Н. Лазовский, А. Халед // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сборник статей IV межвузовского семинара/ Под ред. Т. М. Пецольда. – Гомель: Бел. гос. ун-т транспорта. – 1998. – С. 92–100.
5. Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*. – Усиление железобетонных конструкций.
6. СП 5.04.01-2021. Стальные конструкции.
7. Лазовский Д. Н. Расчетная модель напряженно-деформированного состояния статически неопределимых железобетонных конструкций / Д. Н. Лазовский, Д. О. Глухов, Е. Д. Лазовский, А. И. Гиль // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – 2022 г. – № 14 (32). – С.29–44.
8. Lazouski D. Modeling of Behavior of the Bending Reinforced Concrete Structures Under Load / D. Lazouski, D. Gluhov, Y. Lazouski, A.Hil // Sustainable and Digital Building/ Proceedings of the International Conference, 2022//Editors: F.Gaspar, A.Mateus. – Springer. – Switzerland AG. – 2023. – P. 279–291.

РАСЧЕТ МАГНИТНОГО СОСТОЯНИЯ СПЛОШНОГО ФЕРРОМАГНИТНОГО СТЕРЖНЯ В НЕОДНОРОДНОМ ПОЛЕ ПРОХОДНОГО ПРЕОБРАЗОВАТЕЛЯ

А. В. СТРЕЛЮХИН¹, Ю. А. ЕРОХИНА²

¹ к.т.н., доцент, доцент кафедры «Геотехника и строительная механика»,
² старший преподаватель кафедры «Геотехника и строительная механика»
Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. В работе рассмотрена методика расчета магнитного состояния сплошного ферромагнитного стержня, находящегося в постоянном неоднородном поле проходного преобразователя. Методика основана на применении метода пространственных интегральных уравнений, приводящая к нелинейному интегро-дифференциальному уравнению относительно вектора намагниченности. При ее реализации применена дискретная модель ферромагнетика с кусочно-постоянной аппроксимацией вектора намагниченности по элементам разбиения. Расчет проводился с использованием итерационного метода. Решение считается найденным, когда для каждого элемента разбиения стержня при сравнении модуля вектора намагниченности на двух соседних итерациях достигается заданная точность. Для учета нелинейных магнитных свойств материала в зависимости от величины намагничивающего поля использованы аппроксимирующие выражения. Проведено сравнение результатов расчета с использованием различных аппроксимирующих выражений, а также по значениям основной кривой намагничивания, полученных экспериментально.

Ключевые слова: неразрушающий контроль, магнитные методы, ферромагнетик, стержень, магнитное поле, намагниченность, метод пространственных интегральных уравнений, моделирование, численный расчет, итерационная схема.

CALCULATION OF MAGNETIC STATE OF SOLID FERROMAGNETIC CORE IN THE NON-UNIFORM FIELD OF ENCIRCLING SOLENOID

A. V. STRELIUKHIN¹, Y. A. YEROHINA²

¹ PhD in engineering, associate professor,
Department «Geotechnics and Structural Mechanics»,
² Senior lecturer, Department «Geotechnics and Structural Mechanics»
Belarusian National Technical University
Minsk, Republic of Belarus

Abstract. Method of calculation of magnetic state of solid ferromagnetic core located in constant non-uniform field of encircling solenoid is considered. The technique is based on the application of the method of spatial integral equations, leading to a nonlinear integro-differential equation relative the magnetization. In its implementation a discrete model of a ferromagnet with a piecewise constant approximation of the magnetization on the elements of division was used. The calculation was carried out using the iterative method. The solution is considered to be found when for each element of division of the core at comparing the magnetization at two adjacent iterations the specified accuracy is achieved. To take into account the nonlinear magnetic properties of the material depending on the magnitude of the magnetizing field, approximating expressions are used. The calculation results using various approximating expressions, as well as by the values of the main magnetization curve obtained experimentally are compared.

Keywords: non-destructive testing, magnetic methods, ferromagnet, core, magnetic field, magnetization, method of spatial integral equations, modeling, numerical calculation, iteration scheme.

Введение.

Магнитные методы получили широкое распространение при неразрушающем контроле механических свойств и структурного состояния изделий из ферромагнитных материалов [1]. До-

статочно часто эти методы основаны на использовании квазистатических магнитных полей. Поэтому для развития существующих методов, а также для разработки новых приборов и измерительных устройств необходимо знать магнитное состояние объекта контроля в зависимости от величины и конфигурации магнитного поля.

В настоящее время весьма актуальной является разработка физических и теоретических основ магнитной структуроскопии ферромагнитных изделий конечной формы, которые для обеспечения требуемых механических свойств подвергаются термообработке (изотермический отжиг, нормализация, улучшение, закалка с последующим отпусканием, поверхностное упрочнение ТВЧ и др.). Оценка прочностных характеристик стандартными разрушающими методами приводит к повреждению готовых изделий, требует временных затрат, является выборочной и не обеспечивает контроля всех изделий.

Дальнейшее развитие и расширение возможностей магнитных методов возможно за счет компьютерного моделирования процессов, происходящих в ферромагнетике при его перемагничивании. Невозможность применения аналитических методов объясняется явлением гистерезиса, нелинейным характером процесса намагничивания-перемагничивания объекта контроля, а также его зависимостью от размеров и формы образца и конфигурации внешнего поля. Решить такого плана задачи возможно только численным расчетом с использованием вычислительной техники.

Описание модели.

В настоящей работе рассмотрено моделирование магнитного состояния образца в форме сплошного ферромагнитного стержня круглого сечения, находящегося в постоянном неоднородном поле проходного преобразователя. При этом полагалось, что ось преобразователя совпадает с осью стержня, а поставленная задача в этом случае обладает цилиндрической симметрией.

Численный расчет магнитных систем обычно строится относительно формальных источников поля [2]. Одним из подходов является использование интегральных уравнений. В настоящей работе за основу выбран метод пространственных интегральных уравнений, при использовании которого, в отличие от метода граничных интегральных уравнений, не требуется вводить на границах разнородных в магнитном отношении сред краевые условия. Кроме того, использование метода пространственных уравнений позволяет проводить расчет только в области, занимаемой ферромагнитным материалом.

Для расчета магнитного состояния ферромагнитного стержня в приложенном поле проходного преобразователя использовалось выражение для скалярного магнитного потенциала, полагая, что в объеме намагниченного вещества макроскопические токи отсутствуют:

$$\vec{H}^{FM}(Q) = -\text{grad}_Q \left(-\frac{1}{4\pi} \int_{V_M} \frac{\text{div} \vec{M}(N)}{|r_{NQ}|} dV_N + \frac{1}{4\pi} \int_{S_M} \frac{M_n(N)}{|r_{NQ}|} dS_N \right), \quad (1)$$

где V_M – объем ферромагнитного стержня, S_M – площадь его поверхности; N и Q – соответственно обозначения точки источника магнитного поля в ферромагнитном стержне и точка наблюдения; \vec{r}_{NQ} – радиус-вектор из точки N в точку Q ; \vec{H}^{FM} – поле, создаваемое ферромагнитным стержнем; \vec{M} – намагниченность материала стержня.

Напряженность результирующего магнитного поля системы «сплошной ферромагнитный стержень – проходной преобразователь» в любой точке, как в материале стержня, так и вне его в области наблюдения, вычисляется как векторная сумма полей от намагниченного стержня $\vec{H}^{FM}(Q)$ и проходного преобразователя $\vec{H}^{VN}(Q)$:

$$\vec{H}(Q) = \vec{H}^{FM}(Q) + \vec{H}^{VN}(Q). \quad (2)$$

В модели полагаем материал стержня изотропным, тогда вектора напряженности магнитного поля и намагниченности коллинеарны, а выражения (1) и (2) можно записать в следующем виде:

$$\vec{H}(Q) = \frac{\vec{M}(Q)}{\varepsilon} = -\frac{1}{4\pi} \text{grad}_Q \int_{V_M} \vec{M}(N) \text{grad}_N \left(\frac{1}{|r_{NQ}|} \right) dV_N + \vec{H}^{VN}(Q), \quad (3)$$

где ε – магнитная восприимчивость.

Выражение (3) представляет собой нелинейное интегро-дифференциальное уравнение относительно намагниченности. Существуют различные приближения в представлении распределения намагниченности в ферромагнетике. Более точное приближение к описанию распределения намагниченности в объеме ферромагнитного стержня можно получить при использовании кусочно-постоянной аппроксимации намагниченности. Для этого разобьем объем, занимаемый ферромагнитным стержнем, на N_1 достаточно малых элементов (ввиду цилиндрической симметрии рассматриваемой системы это будут элементарные кольца), в каждом из которых будет выполняться условие постоянства компонент вектора намагниченности.

Тогда компоненты напряженности магнитного поля в любой точке Q можно представить в следующем виде:

$$\begin{aligned} z(Q) &= \frac{M_z(Q)}{a} = \sum_{n=1}^{N_1} (M_{zn}(N) \cdot GZ_1 + M_{rn}(N) \cdot GZ_2) + \frac{V^N(Q)}{z}; \\ r(Q) &= \frac{M_r(Q)}{a} = \sum_{n=1}^{N_1} (M_{zn}(N) \cdot GR_1 + M_{rn}(N) \cdot GR_2) + \frac{V^N(Q)}{r}, \end{aligned} \quad (4)$$

где GZ_1 , GZ_2 , GR_1 , GR_2 – безразмерные геометрические коэффициенты, определяющие поле в точке Q от элемента разбиения n при его единичной намагниченности.

Решение системы (4) приводит к системе линейных алгебраических уравнений, решить которую можно прямыми или итерационными методами. В настоящей работе использовался итерационный метод. Критерием прекращения счета являлось совпадение модуля вектора намагниченности для каждого элемента на двух соседних k и $k + 1$ итерациях с заданной точностью ε :

$$\left| \frac{M_n^{k+1} - M_n^k}{M_n^{k+1}} \right| \leq \varepsilon. \quad (5)$$

Система (4) для решения должна быть дополнена уравнением, описывающим зависимость намагниченности M от напряженности магнитного поля H . Самым простым способом является введение в расчет линейной зависимости $M(H)$. Однако такое представление является идеализированным. Более правильным является использование различных аппроксимирующих выражений [3; 4], учитывающих основные параметры реального материала (коэрцитивная сила, намагниченность насыщения и т. д.), либо использование основной кривой намагничивания материала, полученную экспериментально.

В результате расчета по (4) можно получить распределение компонент вектора намагниченности в элементах разбиения по всему объему стержня (полагаем, что первоначально образец размагничен). Исходя из полученных значений, по (4) также можно определить напряженность магнитного поля от ферромагнетика вне самого стержня в заданной области. Исходными параметрами при таком моделировании являются размеры образца, магнитные характеристики его материала и конфигурация намагничивающего поля, создаваемого внешним источником.

Предложенная модель была реализована в компьютерную программу, по которой проведен расчет распределения компонент напряженности магнитного поля, создаваемого сплошным ферромагнитным стержнем, находящимся в поле проходного преобразователя, внутри стержня и на расстоянии 2,5 мм от его поверхности с различными геометрическими параметрами стержня. Величина ε задавалась равной 0,01 %.

Проходной преобразователь имел следующие параметры: внутренний радиус $a_1 = 35$ мм, внешний – $a_2 = 50$ мм; длина $2b = 20$ мм, количество витков $\omega = 105$ и располагался симметрично относительно центра стержня. Рассматривались величины тока 1,5 и 10 А.

Магнитные характеристики материала стержня имели следующие значения: коэрцитивная сила $H_{cs} = 724$ А/м, намагниченность насыщения $M_s = 1,54 \cdot 10^6$ А/м, начальная восприимчивость $\alpha_n = 82$.

Экспериментальная проверка результатов расчета проводилась по интегральным значениям распределения индукции в сплошном ферромагнитном стержне, измеренными в разомкнутой магнитной цепи [5] и хорошо согласуется с результатами расчета.

В связи с тем, что имеющиеся аналитические выражения недостаточно точно описывают основную кривую намагничивания материала, в работе проведено сравнение результатов расчета компонент напряженности магнитного поля при использовании аппроксимирующих выражений [3; 4] и экспериментально полученной основной кривой намагничивания для материала стержня. Анализ результатов показал, что использование различных способов ввода в расчет

зависимости $M(H)$ не приводит к существенным изменениям в распределении составляющих напряженности магнитного поля системы «сплошной ферромагнитный стержень – проходной преобразователь» в рассматриваемой области. Вместе с тем, использование в расчетах аппроксимирующего выражения из [4] и экспериментально снятой основной кривой намагничивания дает более близкие результаты.

Выводы.

1. Предложенный метод численного моделирования позволяет решить задачу магнитостатики по определению магнитного состояния сплошного цилиндрического стержня, находящего в приложенном поле проходного преобразователя, и определению магнитного поля в интересующей области.

2. Показано, что использование арктангенсовых аппроксимаций зависимости $M(H)$ практически не влияет на результаты расчета напряженности магнитного поля вне сплошного ферромагнитного стержня в приложенном поле проходного преобразователя.

Литература:

1. Мельгуй, М. А. Магнитный контроль механических свойств сталей / М. А. Мельгуй – Минск : Наука и техника, 1980. – 184 с.

2. Курбатов, П. А., Аринчин, С. А. Численный расчет электромагнитных полей / П. А. Курбатов, С. А. Аринчин – М.: Энергоатомиздат, 1984. – 168 с.

3. Мельгуй, М. А. Формулы для описания нелинейных и гистерезисных свойств ферромагнетиков / М. А. Мельгуй // Дефектоскопия. – 1987. – № 11. – С. 3–10.

4. Матюк, В. Ф. Математическая модель намагничивания ферромагнетиков / В. Ф. Матюк, А. А. Осипов // Доклады НАН Беларуси. – 2004. – Т. 48, № 5. – С. 43–45.

5. Матюк, В. Ф. Установка УИМХ для измерения магнитных характеристик магнитомягких материалов и изделий / В. Ф. Матюк, А. А. Осипов // Дефектоскопия. – 2007. – № 3. – С. 12–25.

References:

1. Melguy, M. A. Magnityi kontrol mekhanicheskikh svoystv stalei [Magnetic control of mechanical properties of steels] / M. A. Melguy – Minsk : Nauka i tekhnika, 1980. – 184 p. (rus)

2. Kurbatov, P. A., Arinchin, S. A. Chislennyi raschet elektromagnitnykh poley [Numerical calculation of electromagnetic fields] / P. A. Kurbatov, S. A. Arinchin – Moscow : Energoatomizdat, 1984. – 168 p. (rus)

3. Melguy, M. A. Formuly dlya opisaniya nelineynykh i gisterezisnykh svoystv ferromagnetikov [Formulas for describing the nonlinear and hysteretic properties of ferromagnets] / M. A. Melguy // Defektoskopiya. – 1987. – № 11. – pp. 3–10 (rus).

4. Mayuk, V. F. Matematicheskaya model namagnichivaniya ferromagnetikov [Mathematical model of magnetization of ferromagnets] / V. F. Mayuk, A. A. Osipov // Doklady NAN Belarusi. – 2004. – V. 48. – № 5. – pp. 43–45 (rus).

5. Mayuk, V. F. Ustanovka UIMKH dlya izmereniya magnitnykh kharakteristik magnitomyagkikh materialov i izdeliy [UIMC setting for measuring the magnetic characteristics of magnetically soft materials and products] / V. F. Mayuk, A. A. Osipov // Defektoskopiya. – 2007. – № 3. – pp. 12–25 (rus).