

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Учреждение образования
«Брестский государственный технический университет»
Строительный факультет

**ПЕРСПЕКТИВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ
ИННОВАЦИОННОГО РАЗВИТИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА
И ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ**

Сборник научных статей
XIX Международного научно-методического семинара

23-25 октября 2014 года

Часть I

Брест 2014

УДК 69.05:378.2(08)

ББК38

П27

- Рецензенты: доктор технических наук, директор филиала Института РУП БелНИИС – научно-исследовательский центр
Найчук А.Я., кандидат технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Архитектурно-строительное проектирование» Ульяновского государственного технического университета
Тур В.И.
- Редколлегия: *Председатель – Семенюк С.М.*, кандидат технических наук, доцент, декан строительного факультета,
Боровикова Е.А., начальник редакционно-издательского отдела,
Шалобыта Н.Н., кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Строительные конструкции»,
Жданов Д.А., магистр технических наук, ассистент кафедры «Строительные конструкции»,
Лещук Е.В., магистр технических наук, ассистент кафедры «Строительные конструкции»,
Романюк И.Н., инженер-программист редакционно-издательского отдела

- П27 **Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров:** сборник научных статей XIX Международного научно-методического семинара; Брест, 23-25 октября 2014 года / БрГТУ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2014. – Ч. 1 – 362 с.

ISBN 978-985-493-309-2 (ч. I)

ISBN 978-985-493-308-5

Представлены статьи ведущих ученых Беларуси, России, Украины, Польши и др., отражающие перспективные направления инновационного развития в области проектирования строительных конструкций; производства строительных материалов; строительного материаловедения; геотехнических аспектов. Ряд публикаций посвящен проблемам подготовки инженерных кадров в строительной отрасли, особенностям преподавания дисциплин с учетом внедрения европейских норм проектирования. Адресовано интересующимся данными проблемами.

УДК 69.05:378.2(08)

ББК38

ISBN 978-985-493-309-2 (ч. I)

ISBN 978-985-493-308-5

© Издательство БрГТУ, 2014

К 80-ЛЕТИЮ Т.М. ПЕЦОЛЬДА

Тимофей Максимович Пецольд – известный ученый в области теории и практики железобетона, доктор технических наук, профессор, заслуженный деятель науки Республики Беларусь, лауреат премий Совета Министров БССР и Совета Министров Республики Беларусь.

Родился Т. М. Пецольд 25 октября 1934 года в семье педагогов и медиков. Его дед, профессор Г. Э. Пецольд, возглавлял в 1926–1934 гг. кафедру немецкого языка в Белгосуниверситете. Отец, М. Г. Пецольд, был хирургом, а мама, Анна Нестеровна, – фельдшером.

В 1953 г. Т. М. Пецольд окончил среднюю школу № 4 в г. Минске и поступил на строительный факультет БПИ, который закончил в 1958 г. Во время учебы слушал лекции профессоров С. С. Атаева, П. И. Лавренко, доцентов А.Ф. Анищенко, Н. П. Фролова, И. Л. Хаютина, И. М. Ветрюка, И.Т. Хачатрянц, А. А. Барташевича и др.

В школьные и студенческие годы Тимофей Максимович активно занимался спортом – плаванием и водным поло, выступал за сборную Белоруссии.

В период учебы в БПИ с увлечением занимался под руководством доц. Н.П. Фролова студенческой научной работой и при распределении, по ходатайствам его и проф. С. С. Атаева, был направлен на работу в созданный в 1957 г. Институт строительства и архитектуры АН БССР (ИСиА АН БССР), возглавлял который проф. С. С. Атаев, а доц. Н. П. Фролов был заместителем директора по научной работе. Эти талантливые ученые и организаторы науки сыграли в жизни Т.М. Пецольда огромную роль не только в формировании его как ученого, но и стали примером высочайшей культуры, порядочности и человечности.

В 1950-е годы в ИСиА АН БССР трудилось большое число молодых, талантливых и энергичных ученых, многие из которых до прихода в науку имели за плечами опыт работы в проектных и строительных организациях. Это – д. т. н. И.Н. Ахвердов, кандидаты технических наук Н.П. Блещик, Л.К. Лукша, К.В. Сикержицкий, И.В. Смех, И.Н. Кедич, В.Ф. Залого, Л.Ф. Березовский, В.И. Скрибо и др. В коллективе этих умных, образованных и исключительно порядочных людей и началось, по мнению самого Тимофея Максимовича, формирование его как инженера-строителя, ученого и человека. Здесь пройден путь от младшего научного сотрудника до руководителя лаборатории железобетонных конструкций и научно-экспериментальной базы института. В этот период он принимал участие и руководил научными исследованиями в области создания и внедрения предварительно напряженных армоцементных панелей размерами 3х12 м для покрытий промышленных зданий, железобетонных сводов полупроходных каналов теплотрасс, конструкций покрытий (ферм и плит) из легкого бетона для промышленных зданий, многоспустотных плит стендово-безопалубочного формирования. Все проводимые исследования непременно завершались широким внедрением в практику строительства.

В 1962–1968 гг. Т.М. Пецольд занимался вопросами создания теории расчета и внедрения предварительно напряженных конструкций, армированных стеклопластиковой арматурой (плиты покрытия, шпалы, колонны). Исследования велись в творческом контакте с ведущими научно-исследовательскими и проектными институтами СССР: Научно-исследовательским институтом железобе-

тона Госстроя СССР (НИИЖБ), Проектным институтом № 1 (ПИ-1), Центральным научно-исследовательским институтом промышленных зданий (ЦНИИ-промзданий), г. Москва; Научно-исследовательским институтом строительных конструкций (НИИСК, г. Киев).

В 1968 году Т.М. Пецольд защитил кандидатскую диссертацию по исследованию работы гибких сжатых предварительно напряженных колонн (научные руководители – проф. Г. И. Бердичевский и к. т. н. А.А. Светов из НИИЖБ).

В последующий период работы в ИСиА (уже Госстроя БССР) с участием и под руководством Т. М. Пецольда был проведен большой объем испытаний новых железобетонных конструкций (плиты типа «динакор», безраскосные предварительно напряженные фермы, блок-комнаты объемного домостроения, конструкции новых серий каркасов ИИ-20 и ИИ-04 и др.), которые впервые внедрялись на стройках Белоруссии.

После избрания в 1972 г. заведующим кафедрой «Строительные конструкции», а с 1978 г. – заведующим кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции» БПИ Т. М. Пецольд активно занимался совершенствованием научно-экспериментальной базы, ее оснащением современным оборудованием. Это позволило расширить объем научных исследований с последующим внедрением в строительство прогрессивных железобетонных конструкций и новых конструктивных схем зданий и сооружений. В этот период на кафедре работали талантливые педагоги и ученые – доценты И.Л. Хаютин, В.Я. Микалаевич, И.М. Ветрюк, Г.П. Пастушков, Ю.С. Мартынов и другие, рядом с которыми Т. М. Пецольд приобрел опыт педагога и руководителя научно-педагогического коллектива. При кафедре были созданы две научно-исследовательские лаборатории, одна из которых занималась научными исследованиями в области создания новых конструкций, вторая – вопросами реконструкции зданий и сооружений. На кафедре активно участвовали в проведении исследований аспиранты.

С 1974 г. под руководством Т.М. Пецольда при участии НИИЖБ, проектного института «Белпромпроект», ПИ-1, Минстроя БССР, Минэнерго были начаты комплексные работы по разработке, исследованию и внедрению в строительство тонкостенных железобетонных конструкций кольцевого и полого прямоугольного сечения, изготавливаемых методом центрифугирования. В рамках этой комплексной работы были проведены обширные экспериментальные исследования технологии центрифугирования тонкостенных несущих конструкций, разработаны и внедрены технологические линии с ременными и роликowymi центрифугами. Уникальные натурные испытания зданий и сооружений дали возможность получить новую для науки и практики информацию. Большой объем теоретических исследований был посвящен созданию теории расчета тонкостенных центрифугированных конструкций, узлов сопряжений элементов и т. д.

Для внедрения результатов названных исследований в практику проектирования были разработаны единый унифицированный сортамент центрифугированных тонкостенных конструкций и пакет программ для оптимального проектирования, созданы типовые серии колонн одноэтажных производственных зданий (бескрановых и с мостовыми кранами), многоэтажных производственных зданий и технологических эстакад промышленных предприятий. На Оршанском комбинате железобетонных конструкций был освоен выпуск кольцевых и прямоугольных полых колонн, балок и других элементов. В БССР с применением центрифугированных колонн и ригелей было построено более 500

различных объектов и технологических эстакад. Также эти изделия использовались на строительстве различных объектов Минэнерго в других регионах СССР.

Центрифугированные изделия, использованные на объектах строительства в Белоруссии, позволили сэкономить до 30 % арматурной стали и 40 % бетона, снизить энергоёмкость конструкций до 15 %, в 2 раза уменьшить стоимость перевозок. Кроме того, такие высококачественные изделия не требовали доводки на строящихся объектах.

Названное научное направление явилось основой докторской диссертации Т.М. Пецольда, которую он защитил в 1984 г. в НИИЖБ. Большую помощь и поддержку Тимофею Максимовичу на протяжении всего периода работы над диссертацией оказывали директор НИИЖБ, проф. К.В. Михайлов; проф. Г.И. Бердичевский и академик А.А. Гвоздев.

В 1985 г. по инициативе Т.М. Пецольда в проектно-институте «Белпромпроект» был создан отдел экспериментальных конструкций (ОЭК), который в тесном контакте с учеными разрабатывал новые конструктивные системы и конструкции зданий и сооружений. Впервые в практике строительства отделом экспериментальных конструкций при научном руководстве Т. М. Пецольда совместно с НИИЖБ (проф. В.А. Клевоц), Белпромпроект (С.Г. Смирнов), ПИ-1 (Р.А. Гершанок) и ЦНИИпромзданий (А.Я. Розенблюм) были разработаны и внедрены каркасы одноэтажных производственных зданий с диафрагмами жесткости, что позволило, например, снизить расход бетона и арматуры до 20 % на строящемся филиале Минского тракторного завода в г. Сморгони.

На базе названных выше многогранных исследований формировалась научная школа, возглавляемая проф. Т.М. Пецольдом, в области теории и практики железобетона, новых конструктивных систем зданий и сооружений. Под его научным руководством защищено 25 кандидатских диссертаций, в том числе шесть – иностранными аспирантами. За время руководства им кафедрой было защищено шесть докторских диссертаций. Воспитанники проф. Т.М. Пецольда работают ректорами вузов, заведующими кафедрами и научными лабораториями, профессорами, директорами научных организаций.

Будучи заведующим кафедрой на протяжении 34 лет (с 1972 по 2006 гг.), Т.М. Пецольд всегда уделял большое внимание улучшению учебного процесса, повышению эффективности научно-исследовательских работ; на высоком научно-методическом уровне читал курсы по специальностям «Проектирование спецсооружений» и «Реконструкция зданий и сооружений»; вел дипломное проектирование. Во многом благодаря Тимофею Максимовичу кафедра стала ведущим в республике научно-педагогическим центром в области педагогики и исследований, тесно сотрудничая с другими вузами строительной направленности Республики Беларусь и СНГ.

Профессор Т.М. Пецольд с 1996 г. является бессменным председателем совета Д02.05.09 при Белорусском национальном техническом университете (БНТУ) по защите докторских диссертаций. Выступал в качестве оппонента по многим докторским и кандидатским диссертациям в Москве, Ленинграде, Киеве, Харькове, Полтаве, Минске и Бресте.

Достаточно хорошо известна активная общественно-научная и организаторская деятельность Т.М. Пецольда: входил в состав коллегии вновь созданного в суверенной Беларуси Министерства архитектуры и строительства и является многолетним членом Президиума научно-технического совета этого министерства, возглавляет также Национальный комитет Республики Беларусь Между-

народной федерации по бетону (*fib*). Является членом президиума Союза строителей Республики Беларусь, заместителем председателя БОО «Архитекторы и деятели строительных наук». Многие годы Тимофей Максимович являлся членом редколлегии всесоюзного журнала «Бетон и железобетон», г. Москва. В настоящее время – член редакционных коллегий и активный автор журналов «Вестник ПГУ» (Полоцк), «Вестник БрГТУ» (Брест), а также «Engineering structures and technologies» (Литва).

Научный и инженерный опыт Т.М. Пецольда широко востребован в проектировании и строительстве уникальных объектов. Так, при его научном руководстве были запроектированы и построены Национальная библиотека Беларуси и общественно-торговый центр «Столица» на пл. Независимости в г. Минске, при его научном консультировании осуществлялось проектирование и строительство многофункционального культурно-спортивного комплекса «Минск-Арена».

Еще одним перспективным направлением деятельности Т.М. Пецольда является разработка новых конструктивных систем и технологий строительства жилых зданий индустриального домостроения с применением железобетонных конструкций безопалубочного формирования. Эта работа ведется под его научным руководством и является итогом многолетнего плодотворного совместного сотрудничества с главным конструктором ГП «Институт НИПТИС им. С.С. Атаева» В.А. Потерщуком.

Т.М. Пецольд возглавлял творческий коллектив по разработке первых строительных норм Беларуси по проектированию бетонных и железобетонных конструкций (СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции»), гармонизированных с Европейскими нормами и другими нормативными документами. Начатая под его руководством 12 лет назад работа в этом направлении сегодня нашла полную поддержку государства.

В настоящее время при его непосредственном участии осуществляется внедрение в практику проектирования Республики Беларусь Европейской системы проектирования строительных конструкций (Еврокодов). При этом такое внедрение выполняется с максимально возможным сохранением существующих инженерных традиций, включая разработку гармонизированных с Еврокодами национальных нормативных правовых актов (ТКП), подготовку инженерных кадров в высших учебных заведениях, переподготовку инженерных кадров и подготовку кадров высшей квалификации.

В течение 50 лет творческой работы Т.М. Пецольд руководил и участвовал в проектировании, реконструкции и строительстве более 1000 объектов жилищного, гражданского и промышленного назначения; является автором более 350 публикаций и нормативных документов, пособий, 37 изобретений в области строительных конструкций.

Начиная с 1992 г., по инициативе Т.М. Пецольда ежегодно в разных вузах Беларуси проводится международный семинар «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовки инженерных кадров Республики Беларусь», на котором рассматриваются различные направления строительной науки и техники, а также методики преподавания учебных дисциплин. Сегодня эти семинары в кругу специалистов называют «Пецольдовскими чтениями». Кроме этого, Тимофей Максимович активно участвует в работе конференций, симпозиумов и семинаров в области бетоноведения, проводимых в Республике Беларусь и за ее пределами.

С 2006 г. Т.М. Пецольд работает профессором кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» БНТУ. В 2007 г. по приглашению директора ГП «Институт НИПТИС им. С.С. Атаева» В.М. Пилипенко начал работу главным научным сотрудником этого института (по совместительству), где продолжает руководить исследованиями с внедрением новых конструктивных систем индустриального домостроения, оказывает научно-практическую помощь в вопросах реконструкции зданий и сооружений и подготовки кадров высшей квалификации. Кроме того, Т.М. Пецольд привлекается руководством РУП «Главгосстройэкспертиза» для выполнения экспертных заключений по уникальным строительным проектам.

Большие заслуги Тимофея Максимовича Пецольда в производственной, научной и педагогической деятельности отмечены присвоением ему в 1992 г. звания «Заслуженный деятель науки Республики Беларусь», премий Совета Министров БССР (1984 г.) и Совета Министров Республики Беларусь (1993 г.). Он награжден орденом Почета (2008 г.) и медалями, Почетными грамотами Минвуза БССР, Министерства образования Республики Беларусь, Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь и Госкомитета по науке и технологиям Республики Беларусь, имеет золотую и две серебряные медали ВДНХ СССР, нагрудный знак в честь 40-летия Полоцкого государственного университета, является почетным профессором БрГТУ.

Свой юбилей Т.М. Пецольд встречает активно работающим над проблемами развития белорусской строительной науки и современной нормативной базы по проектированию строительных конструкций, над вопросами совершенствования конструктивных форм зданий массового жилищного строительства, подготовки кадров высшей квалификации.

Сердечно поздравляем Тимофея Максимовича с юбилеем и желаем ему долгих лет жизни, крепкого здоровья, дальнейших успехов в его многогранной творческой деятельности.

НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ИХ РАСЧЕТА

УДК 624.016

Галинская Т.А., Муравлёв В.В., Овсий Н.А.

О ЕДИНОМ МЕТОДИЧЕСКОМ ПОДХОДЕ К РАСЧЁТУ СЕЧЕНИЙ СТАЛЕБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ИХ ОСИ, НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Предложены методические основы расчёта прочности нормальных сечений различных типов сталебетонных изгибаемых элементов, которые позволяют производить расчёт в зависимости от напряжённо-деформированного состояния (НДС) в момент разрушения их компонентов (бетона и конструкционного приведенного стального профиля). Основы расчёта позволяют решать две задачи: задачу по определению оптимального сечения приведенного конструктивного стального профиля (КПСР), которым армируется сечение сталебетонных изгибаемых элементов; задачу по проверке несущей способности нормального приведенного сечения различных типов сталебетонных изгибаемых элементов.

Действующие на сегодня положения расчёта сталежелезобетонных (СЖБ) изгибающих конструкций (элементов) [1, 2, 3] базируются на новой концепции расчёта, внедряя в практику метод предельных деформаций, который позволит приблизиться к реальному напряженно-деформированному состоянию СЖБ конструкций (элементов). В то же время полностью отказаться от методики расчёта по предельным напряжениям не удалось, так в упрощённых аналитических расчётах используются расчётные модели предельных состояний сечений элементов с прямоугольными эпюрами напряжений для обоих материалов (бетона и стали). Предложенные в нормах [1, 2, 3] расчётные положения не полностью отождествляют зависимость несущей способности СЖБ изгибаемого элемента с его НДС в момент разрушения, что приводит к переармированию его отдельных сечений, то есть к использованию прочностных свойств конструктивной металлической его составляющей не в полном объёме. Поэтому необходимо усовершенствование расчётных положений действующих норм [1, 2, 3], которые позволили бы создать общую методику расчёта и проектирования СЖБ изгибаемых элементов в зависимости от НДС их сечений в момент разрушения.

Цель исследования заключается в разработке общей методики расчета несущей способности нормального сечения сталежелезобетонных (СЖБ) балок в зависимости от напряженно-деформированного состояния (НДС) в момент разрушения их композитных материалов (бетона, конструкционного стального двутаврового профиля).

Несущая способность СЖБ балок непосредственно связана с условиями сцепления между её составляющими материалами: бетоном и конструкционным стальным профилем. Джонсон Р.П. в работе [4] отмечает три случая напряжённо-деформированного состояния СЖБ балок: нелинейно-композитный, когда

сцепление между бетоном и стальным профилем отсутствует; частично-композитный, когда связь между бетоном и профилем частичная; полностью композитный, когда между бетоном и стальным профилем существует полное сцепление. Поэтому для проведения дальнейших научных исследований в вопросах совершенствования расчётных положений действующих норм [1, 2, 3] была предложена классификация СЖБ балок по типу их общего приведенного сечения и случаями напряжённо-деформированного состояния, которые присущи их определённым композитным свойствам (табл.1). В данной статье авторами разрабатывался методический подход к расчёту нормальных к продольной оси сечений СЖБ изгибаемых элементов (балок), которые имеют полное сцепление между бетоном и конструкционным стальным профилем (случаи I-В, III-В по таблице 1).

Общая методика расчёта несущей способности нормального сечения СЖБ изгибаемых элементов в зависимости от НДС в момент разрушения их композитных материалов включает в себя решение двух задач: подбор сечения конструктивного приведенного стального двутаврового профиля (КПСДП), которым армируется нормальное приведенное сечение СЖБ изгибаемого элемента, это является прямой задачей оптимизационного проектирования; проверки прочности нормального приведенного сечения СЖБ изгибаемого элемента.

Таблица 1 – Классификация случаев деформирования СЖБ балок в зависимости от вида их приведенного сечения и условий сцепления между их компонентами

Тип общего приведенного сечения СЖБ балки		Деформированное состояние СЖБ балок на стадии разрушения в зависимости от вида сцепления между их компонентами		
		А	Б	В
		отсутствие сцепления	частичное сцепление	полное сцепление
I				
II				
III	Вариант не существует			

В результате типологического анализа различных вариантов армирования сечений СЖБ изгибаемых элементов были приняты варианты их общих приведенных расчётных сечений: для сечения СЖБ элемента с бетонной верхней полкой (случай I) на рис.1; для прямоугольного сечения СЖБ элемента (случай III) на рис. 2.

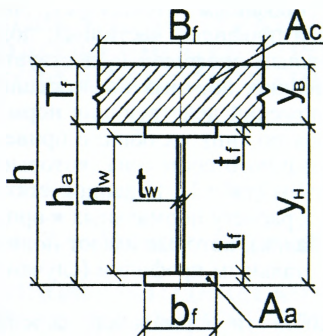


Рисунок 1 - Общее приведенное сечение СЖБ элемента с бетонной верхней полкой

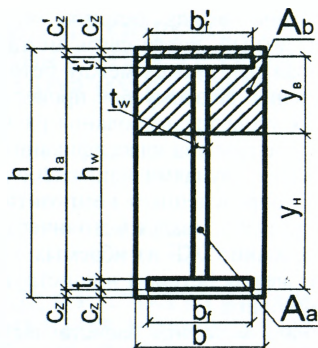


Рисунок 2 - Общее приведенное сечение прямоугольного СЖБ элемента

Задачи проверки прочности и подбора сечения КПСДП (жесткого армирования) нормального сечения СЖБ изгибаемого элемента базируются на следующих критериях:

- задача о подборе оптимального сечения A_a КПСДП, которым армировано нормальное сечение СЖБ изгибаемого элемента, решается на основе критерия:

$$A(\epsilon_{cu}; \epsilon_{au}) = A_a = \min, \quad (1)$$

где $A_a = 2 \times A_f + A_w$ - площадь сечения КПСДП, которое соответственно состоит из суммы площадей его полок и ребра; ϵ_{cu} - предельные относительные деформации сжатия в крайнем верхнем волокне сжатой зоны бетона нормального сечения СЖБ элемента, принимаемые равными $\epsilon_{cu} = 0,0035$ (при $f_{cd} = 8 \dots 60$ МПа) или в соответствии с данными норм [20]; ϵ_{au} предельные относительные деформации растяжения в крайнем нижнем волокне растянутой зоны КПСДП, которым армировано нормальное сечение СЖБ элемента, значения которых принимаются в соответствии с данными норм [1];

- задача проверки прочности нормального сечения СЖБ элемента базируется на критериях:

$$M(\epsilon_{cu}; \epsilon_a > \epsilon_{au}) = \max; M(\epsilon_{cu}; \epsilon_a) = \max; M(\epsilon_{cu}; \epsilon_a < \epsilon_{au}) = \max, \quad (2)$$

где M - максимальное значение изгибающего момента, который может воспринять нормальное приведенное сечение СЖБ элемента; ϵ_a - относительные деформации в крайнем нижнем волокне растянутой зоны КПСДП.

Для решения вышеотмеченных задач были приняты предпосылки расчёта, которые приведены в работах [5, 6, 7]. Предпосылки являются общими для всех расчётов СЖБ изгибаемых элементов (балок), которые имеют полное сцепление между бетоном и конструкционным стальным профилем (случаи I-B, III-B в табл. 1). Одни предпосылки расчёта были использованы на основании предпосылки расчёта, которые изложены в положениях действующих норм [1, 2, 3], другие были предложены авторами впервые.

Далее приводятся расчетные аналитические зависимости по решению задач проверки прочности и подбора сечения КПСДП (жесткого армирования) нормального прямоугольного сечения СЖБ изгибаемого элемента, которые были получены в результате числовых решений.

1. Решение задачи: подбор необходимого сечения КПСДП (A_a), которым армируется нормальное сечение СЖБ изгибаемого элемента. Целью задачи является определение оптимального сечения КПСДП СЖБ элемента, при котором

деформации в крайних верхней (бетонной) и нижней (стальной) фибрах его нормального сечения одновременно достигают соответственно предельных значений ϵ_{cu} и ϵ_{au} .

Оптимальную площадь сечения КПСДП (A_a) для СЖБ элемента прямоугольного сечения (случай III-B) предлагается определять по следующим зависимостям:

$$A_a = A_b \times \mu_{опт}; \quad \mu_{опт} = (1 - \Delta_\epsilon) / \{ \alpha_a \times [2 - (\Delta_h + \Delta_c) \times (1 + \Delta_\epsilon)] \}, \quad (3)$$

$$\mu_{опт} = (0,85 \times \beta_1 \times \Delta_\epsilon^2) / [\alpha_a \times (1 + \Delta_\epsilon)], \quad (4)$$

где $\alpha_a = E_a/E_b$ – коэффициент соотношения модулей упругости конструктивной стали и бетона; $\Delta_\epsilon = \epsilon_{cu}/\epsilon_{au}$ – коэффициент соотношения величин граничных относительных деформаций бетона (ϵ_{cu}) и КПСДП (ϵ_{au}); $\Delta_h = h_a/h$ – коэффициент соотношения величин высоты КПСДП (h_a) к общей высоте СЖБ элемента (h); $\Delta_c = C_z/h$ – коэффициент соотношения величины высоты защитного слоя бетона (C_z) к общей высоте СЖБ элемента (h); $\mu_{опт} = A_a/A_b$ – оптимальный коэффициент армирования конструктивным приведенным стальным двутавровым профилем нормального сечения СЖБ элемента; $A_b = h \times b$ – площадь нормального прямоугольного сечения СЖБ элемента.

В результате преобразований из зависимости (3) имеем возможность получить зависимости относительно величин Δ_ϵ и Δ_h :

$$\Delta_\epsilon = [1 + \alpha_a \mu \times (2 - \Delta_h - 2\Delta_c)] / [1 + \alpha_a \mu \times (\Delta_h + 2\Delta_c)], \quad (5)$$

$$\Delta_h = (1 + 2\alpha_a \mu - \Delta_\epsilon) / [\alpha_a \mu \times (1 + \Delta_\epsilon)] - 2\Delta_c. \quad (6)$$

Координаты нейтральной линии по высоте (h) прямоугольного сечения СЖБ элемента имеем возможность определить за зависимостями при $h = Y_B + Y_H$:

$$Y_B = h \times \{ [1 + \alpha_a \mu \times (2 - \Delta_h - 2\Delta_c)] / [2 \times (1 + \alpha_a \mu)] \} \quad (7)$$

$$Y_H = h \times \{ [1 + \alpha_a \mu \times (\Delta_h + 2\Delta_c)] / [2 \times (1 + \alpha_a \mu)] \} \quad (8)$$

В результате расчётов были получены численные зависимости между безразмерными коэффициентами соотношений Δ_ϵ , Δ_h , Δ_c и произведением коэффициентов $\alpha_a \mu_{опт}$. Так, значение произведения $\alpha_a \mu_{опт}$ в зависимости от величин коэффициентов соотношений Δ_h и Δ_ϵ для нормального приведенного прямоугольного сечения СЖБ элемента при отсутствии защитного слоя бетона в его нижней растянутой зоне, то есть когда $C_z = 0$ и коэффициент $\Delta_c = 0$, приведены в табл.2. Корректирование величины произведения коэффициентов $\alpha_a \mu_{опт}$ при $C_z > 0$, $\Delta_c > 0$ в зависимости от высоты защитного слоя бетона C_z осуществляется с помощью коэффициента k_C , значение которого приведены в табл.3:

$$\alpha_a \mu_{опт} (\text{при } \Delta_c > 0) = k_C \times \alpha_a \mu_{опт} (\text{при } \Delta_c = 0). \quad (9)$$

Таблица 2 – Значение произведения $\alpha_a \mu_{опт}$ при коэффициенте соотношения $\Delta_c = 0$ в зависимости от величины коэффициентов соотношений Δ_h та Δ_ϵ для СЖБ балок прямоугольного сечения

$\Delta_\epsilon \backslash \Delta_h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,05	0,501	0,531	0,564	0,601	0,644	0,693	0,751	0,819	0,900	1,00
0,10	0,476	0,506	0,539	0,577	0,621	0,672	0,732	0,804	0,891	1,00
0,15	0,451	0,480	0,514	0,552	0,596	0,649	0,711	0,787	0,881	1,00
0,20	0,426	0,455	0,488	0,526	0,571	0,625	0,690	0,769	0,870	1,00
0,25	0,400	0,429	0,462	0,500	0,545	0,600	0,667	0,750	0,857	1,00
0,30	0,374	0,402	0,435	0,473	0,519	0,574	0,642	0,729	0,843	1,00

Таблица 3 – Значение коэффициента k_c , который корректирует значение произведения $\alpha_a \mu_{opt}$ в зависимости от коэффициентов соотношений Δ_c , Δ_h и Δ_e для СЖБ балок прямоугольного сечения

Δ_e	Δ_c	Δ_h									
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,05	0,03	1,034	1,036	1,039	1,042	1,045	1,048	1,052	1,057	1,064	1,071
	0,1	1,125	1,133	1,142	1,153	1,166	1,181	1,199	1,221	1,249	1,284
	0,2	1,285	1,307	1,332	1,362	1,398	1,442	1,497	1,568	1,661	1,792
0,1	0,03	1,036	1,039	1,041	1,044	1,048	1,052	1,057	1,063	1,070	1,079
	0,1	1,132	1,141	1,152	1,164	1,179	1,196	1,218	1,244	1,278	1,324
	0,2	1,303	1,328	1,358	1,393	1,436	1,489	1,557	1,647	1,772	1,957
0,15	0,03	1,038	1,041	1,044	1,047	1,051	1,056	1,061	1,068	1,077	1,088
	0,1	1,139	1,149	1,161	1,176	1,192	1,213	1,238	1,271	1,313	1,371
	0,2	1,323	1,351	1,385	1,426	1,477	1,541	1,626	1,742	1,911	2,179
0,2	0,03	1,040	1,043	1,046	1,050	1,054	1,060	1,066	1,074	1,085	1,099
	0,1	1,146	1,158	1,171	1,188	1,207	1,231	1,261	1,300	1,353	1,429
	0,2	1,343	1,375	1,414	1,462	1,522	1,600	1,706	1,857	2,091	2,500
0,25	0,03	1,042	1,045	1,048	1,053	1,058	1,064	1,071	1,081	1,094	1,111
	0,1	1,154	1,167	1,182	1,200	1,222	1,250	1,286	1,333	1,400	1,500
	0,2	1,364	1,400	1,444	1,500	1,571	1,667	1,800	2,000	2,333	3,000
0,3	0,03	1,044	1,047	1,051	1,056	1,061	1,068	1,077	1,088	1,104	1,125
	0,1	1,161	1,176	1,193	1,213	1,239	1,271	1,313	1,371	1,456	1,591
	0,2	1,385	1,426	1,477	1,542	1,627	1,743	1,912	2,182	2,677	3,889

Оптимальную площадь сечения КПСДП (A_a) СЖБ элемента прямоугольного сечения определяем по зависимостям (3), (4), (9), задавшись предварительно исходными величинами: размерами сечения балки h , b и C_z ; прочностными характеристиками бетона и стали: E_c , E_a , ϵ_{cu} и ϵ_{au} ; соотношением высот сечений КПСДП и элемента: $\Delta_h = h_a/h$.

Оптимальную площадь сечения КПСДП (A_a) для СЖБ элемента с бетонной верхней полкой (случай I-B) предлагается определять по следующим зависимостям:

$$A_a = A_b \times \mu_{opt}; \quad \mu_{opt} = (\Delta_e \times (2 \Delta_h + 1) - 1) / \{ \alpha_a \times [2 + \Delta_h \times (1 - \Delta_e)] \}, \quad (10)$$

где значение коэффициентов α_a , Δ_e , смотри в пояснениях к зависимостям (3) и (4); $\Delta_h = h_a/T_f$ – коэффициент соотношения величин высоты КПСДП (h_a) к высоте верхнего бетонного пояса (T_f) СЖБ элемента; $\Delta_e = C_z/h$ – коэффициент соотношения величины высоты защитного слоя бетона (C_z) к общей высоте СЖБ элемента (h); $\mu_{opt} = A_a/A_c$ – оптимальный коэффициент армирования конструктивным приведенным стальным двутавровым профилем нормальной сечения СЖБ элемента; $A_c = V_f \times T_f$ – площадь сечения верхней бетонной полки СЖБ элемента.

В результате преобразований из зависимости (10) имеем возможность получить зависимости относительно величин Δ_e и Δ_h :

$$\Delta_e = [1 + \alpha_a \mu \times (2 + \Delta_h)] / [1 + \Delta_h \times (\alpha_a \mu + 2)], \quad (11)$$

$$\Delta_h = (1 + 2\alpha_a \mu - \Delta_e) / [\alpha_a \mu \times (1 - \Delta_e) + 2\Delta_e]. \quad (12)$$

Координаты нейтральной линии по высоте сечения (h) СЖБ элемента с бетонной верхней полкой имеем возможность определить по зависимостям при $h = Y_B + Y_H = T_f + h_a$:

$$Y_B = [T_f \times \alpha_a \mu \times (1 + \Delta_h)] / [2 \times (1 + \alpha_a \mu)], \quad (13)$$

$$Y_H = \{ T_f \times [\Delta_h \times (2 + \alpha_a \mu) + 1] \} / [2 \times (1 + \alpha_a \mu)]. \quad (14)$$

В результате расчётом были получены численные зависимости между безразмерными коэффициентами соотношений Δ_ϵ , Δ_h и произведением коэффициентов $\alpha_a \mu_{\text{опт}}$. Так, значение произведения $\alpha_a \mu_{\text{опт}}$ в зависимости от величин коэффициентов соотношений Δ_h и Δ_ϵ для нормального приведенного сечения СЖБ элемента с бетонной верхней полкой приведены в табл. 4.

Таблица 4 – Значение произведения $\alpha_a \mu_{\text{опт}}$ в зависимости от величины коэффициентов соотношений Δ_h та Δ_ϵ для сечений СЖБ двутавровых балок с бетонным верхним поясом

$\Delta_\epsilon \backslash \Delta_h$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,05	-	-	-	-	-	-	-	0,00	0,00	0,0043
0,10	-	-	-	-	0,0154	0,0405	0,0602	0,0761	0,0891	0,1000
0,15	-	-	0,0110	0,0648	0,1040	0,1338	0,1572	0,1761	0,1917	0,2048
0,20	-	0,0000	0,0909	0,1538	0,2000	0,2353	0,2632	0,2857	0,3043	0,3200
0,25	-	0,0714	0,1765	0,2500	0,3043	0,3462	0,3793	0,4063	0,4286	0,4474
0,30	-	0,1471	0,2683	0,3542	0,4182	0,4677	0,5072	0,5395	0,5663	0,5889
0,35	0,0188	0,2272	0,3670	0,4674	0,5428	0,6017	0,6448	0,6875	0,7197	0,7470

Оптимальную площадь сечения КПСДП (A_a) для СЖБ двутаврового элемента с бетонным верхним поясом определяем по зависимости (10), задавшись предварительно исходными величинами: размерами сечения его бетонного верхнего пояса V_f и T_f ; прочностными характеристиками бетона и стали: E_c , E_a , ϵ_{cu} и ϵ_{au} ; соотношением высот сечений КПСДП и элемента: $\Delta_h = h_a / T_f$.

2. Решение задачи: проверка прочности нормального сечения СЖБ изгибаемого элемента. Целью задачи является определение предельного значения параметра изгибающего момента (M_u) заданного нормального сечения СЖБ изгибаемого элемента и сравнение его с действующим на него моментом (M) от внешних нагрузок:

$$M_u \geq M. \quad (15)$$

В результате обобщения были выделены три отдельных случая НДС СЖБ изгибаемых элементов на стадии разрушения или при предельном их состоянии в зависимости от положения нейтральной оси: для СЖБ двутавровых балок с бетонным верхним поясом (см. рис. 3); для СЖБ балок прямоугольного сечения (см. рис. 4):

- случай "а": когда в крайнем верхнем волокне сжатого бетонного участка сечения относительные деформации бетона достигают величины предельных деформаций сжатия $\epsilon_b = \epsilon_{cu}$, а в крайнем нижнем растянутом волокне относительные деформации КПСДП изменяются в пределах $\epsilon_a > \epsilon_{au}$, то есть существует зона пластических деформаций;

- случай "б": когда в крайних волокнах сечения относительные деформации бетона достигают величины $\epsilon_b = \epsilon_{cu}$, а относительные деформации КПСДП - величины $\epsilon_a = \epsilon_{au}$;

- случай "в": когда в крайних волокнах сечения относительные деформации бетона достигают величины $\epsilon_b = \epsilon_{cu}$, а относительные деформации КПСДП изменяются в пределах $\epsilon_a < \epsilon_{au}$.

Общие уравнения равновесия для каждого из случаев НДС нормального сечения СЖБ элемента с бетонной верхней полкой (рис. 3) или для каждого из

случаев НДС нормального прямоугольного сечения СЖБ элемента (рис. 4) составляют:

- для случаев 1а, 2а:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a^{pl} \times z_3; \quad (16)$$

- для случаев 1б, 1в, 2б, 2в:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2; \quad (17)$$

- для случая 3а:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a^{pl} \times z_3 + F_a' \times z_4; \quad (18)$$

- для случаев 3б, 3в:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a' \times z_4, \quad (19)$$

где F_c ; F_a' ; F_a ; F_a^{pl} – суммарные нормальные внутренние усилия по высоте сечения СЖБ элемента (балки): соответственно в его сжатой зоне бетона и в конструкционном стальном профиле на участках сжатия и растяжения, которые могут работать как в упругой, так и пластической стадиях; z_1 ; z_2 ; z_3 ; z_4 – расстояния по вертикали от усилий к нейтральной линии сечения (см. рис. 3 и рис. 4).

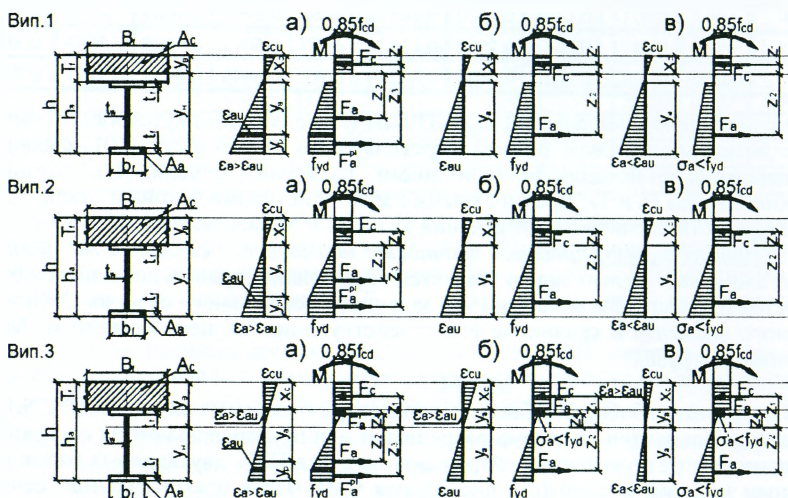


Рисунок 3 – Случаи напряжённо-деформированного состояния нормальных сечений СЖБ двутавровых балок с бетонным верхним поясом в зависимости от положения нейтральной оси (случай I-В)

Расчёт несущей способности нормального приведенного прямоугольного сечения СЖБ элемента (случай III-В) при заданных параметрах (ϵ_{cu} ; ϵ_{au} ; C_2 ; E_c ; E_a ; f_{cd} ; f_y ; $A_b = h \times b$; $A_a = 2 \times h_f \times b_f + h_w \times t_w$) проводим в следующей последовательности:

- на первом этапе проверяем условие:

$$\alpha_m \mu \geq k_c \times \alpha_m \mu_{онт}, \quad (20)$$

если условие удовлетворяется, то НДС нормального прямоугольного сечения СЖБ элемента соответствует НДС за случаем “в”, а если нет – то НДС за случаем “а”, а при условии $\alpha_m \mu = k_c \times \alpha_m \mu_{онт}$ – НДС прямоугольного сечения СЖБ элемента соответствует НДС за случаем “б” (см. рис. 4);

- на втором этапе расчёта определяем положение нейтральной оси по отношению к КПСДП по условию:

$$h - Y_B \leq h_a + C_z, \quad (21)$$

где величину расстояния Y_B определяем по зависимости (7), а величина $h_a = 2 \times h_r + h_w$, если условие (21) удовлетворяется, то нейтральная ось пересекает сечение КПСДП (случай 3), если нет, то нейтральная ось проходит выше сечения КПСДП (случай 1), а при условии $h - Y_B = h_a + C_z$ - нейтральная ось в нормальном прямоугольном сечении СЖБ элемента проходит по верхней грани сечения КПСДП, то есть случай 2;

• на третьем этапе расчёта составляем уравнения равновесия изгибаемых моментов соответственно определённому ранее случаю НДС нормального прямоугольного сечения СЖБ элемента и проверяем по зависимости (15) соблюдение условия его прочности.

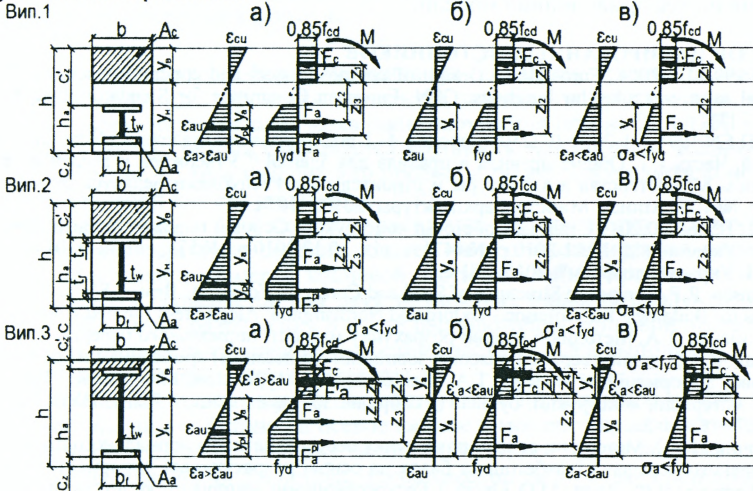


Рисунок 4 – Случаи напряжённо-деформированного состояния прямоугольных сечений СЖБ балок в зависимости от положения нейтральной оси (случай III-B)

Расчёт несущей способности нормального приведенного сечения СЖБ элемента с бетонной верхней полкой (случай I-B) при заданных параметрах (ϵ_{cu} ; ϵ_{au} ; E_c ; E_s ; f_{cd} ; f_y ; $A_c = B \times T_f$; $A_a = 2 \times h_r \times b_r + h_w \times t_w$) проводим в следующей последовательности:

- на первом этапе проверяем условие:

$$\alpha_a \mu \geq \alpha_a \mu_{отр}, \quad (22)$$

если условие удовлетворяется, то НДС нормального сечения СЖБ элемента с бетонной верхней полкой соответствует НДС в случае “в”, а если нет – то в случае “а”, а при условии $\alpha_a \mu = \alpha_a \mu_{отр}$ – НДС в случае “б” (см. рис. 3);

- на втором этапе расчёта определяем положение нейтральной оси по отношению к КПСДП по условию:

$$h - Y_B \leq h_a, \quad (23)$$

где величину расстояния Y_B определяем по зависимости (10), а величина $h_a = 2 \times h_r + h_w$, если условие (23) удовлетворяется, то нейтральная ось пересекает сечение КПСДП (случай 3), если нет, то нейтральная ось проходит выше сечения КПСДП (случай 1), а при условии $h - Y_B = h_a$ - нейтральная ось проходит по верхней грани сечения КПСДП (случай 2);

- на третьем этапе расчёта составляем уравнения равновесия изгибаемых моментов соответственно определённому ранее случаю НДС нормального сечения СЖБ элемента с бетонной верхней полкой и проверяем по зависимости (15) соблюдение условия его прочности.

Вывод: изложены основные положения методики расчёта несущей способности нормального приведенного сечения сплошных прямоугольных СЖБ элементов и СЖБ двутавровых элементов с бетонной верхней полкой в зависимости от НДС бетона и КПСДП. Предложенные зависимости позволят разграничить случаи расчёта несущей способности СЖБ изгибаемых элементов, которые имеют полное сцепление между бетоном и конструкционным стальным профилем, что, в свою очередь, даст возможность упростить и сам процесс их расчёта по деформационной модели.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels, 2004. – 118 p.
2. ТКП EN 1994-1-1-2009 (02250) Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий // Утвержден и введен в действие приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 10 декабря 2009 г. № 404.- Минск: Минстройархитектуры, 2010.- 107 с.
3. ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення: Затв. Міністерством України від 15.11.2010 р №447 та від 30.12.2010 р. №571, чинні з 01.09.2011 р.- К.: ДП Укрархбудінформ", 2010. - 81 с.
4. Johnson, R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Volume 1: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings/ R.P. Johnson.- Oxford and Northampton: Alden Press Limited, 1994.- 188 p.
5. Галінська, Т.А. Методичні основи розрахунку міцності нормального перерізу сталебетонних балок із бетонним верхнім поясом і зовнішнім (винесеним) армуванням на основі розрахункової деформаційної моделі / Т.А. Галінська, В.В. Муравльов, М.О. Овсій // Ресурсоekonomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП.- 2013. – Вип. 27. – С. 41-56.
6. Кушнір, Ю.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального прямокутного приведенного перерізу сталебетонних балок на основі розрахункової деформаційної моделі / Ю.О.Кушнір, В.Ф. Пенц, М.О. Овсій // Ресурсоekonomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП.- 2012. – Вип. 24. – С. 167-179.
7. Овсій, М.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального перерізу сталебетонних двотаврових балок із бетонним верхнім поясом на основі розрахункової деформаційної моделі / М.О. Овсій, В.Ф. Пенц, Т.А. Галінська // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: Полт.НТУ.- 2012. – Вип. 3 (33). – С. 152-161.

УДК 692.522.3

Гиль А.И., Гринёв В.Д.

К РАСЧЁТУ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ НА МОНТАЖНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

В настоящее время существует достаточное количество методов расчёта строительных конструкций на монтажные воздействия. Особый интерес вызывают расчёты для многопустотных плит перекрытий. Рассмотрим существующие методы расчёта таких конструкций в стадии монтажа.

Одним из основных расчётов можно считать расчёт монтажных петель. По данной методике [1, с. 86] вес конструкции (в качестве примера рассмотрена многопустотная плита с круглыми пустотами) при её подъёме может быть пе-

редан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учётом максимально допустимого по нормам угла развода строп $90^{\circ} (1/\sin 45^{\circ} = 1/0,707 = 1,4)$ равна:

$$N = G \cdot 1,4 / 3. \quad (1)$$

Учитывая, что коэффициент динамичности при подъёме равен 1,4 и что усилия воспринимаются одной ветвью петли, сечение будет определяться по следующей формуле:

$$A_s = 1,4 \cdot N / R_s. \quad (2)$$

Существует методика расчёта монтажной петли при передаче веса конструкции на две петли. Согласно этому методу диаметр монтажных петель определяется предпологая, что при подъёме панели ее вес передается на 2 петли [2, с. 258]. Тогда усилие на одну петлю из арматуры класса S240 при длине панели l будет определяться по следующей формуле:

$$N = gl / 2. \quad (3)$$

Далее рассмотрим уточненные рекомендации по расчёту прочности анкеровки приспособлений для строповки элементов заводского изготовления, основанную на современных методах механики разрушения бетона [3, с. 13]. В них наряду с прочностью бетона учитывается крупность заполнителя, толщина изделия и расстояние до края изделия или проёма, а также особенности конструкции приспособлений для строповки [3, с. 119].

В расчёт деталей [3, с. 120] входит определение действующего нормативного усилия, подбор поперечного сечения деталей по прочности металла, определению глубины заделки и размеров концевой части деталей по прочности бетона. Прочность бетона проверяется для двух возможных видов разрушения: выкалывания и локального разрушения в месте расположения концевой части анкера. Расчёт по металлу выступающей из бетона части деталей выполняют в зависимости от типа деталей и способов захвата.

Расчёт монтажной петли ведется на действующее нормативное усилие N_n , по фактической прочности бетона на осевое сжатие в момент первого подъёма изделия. Нормативное усилие на одну петлю определяют путем деления нормативного веса изделия на число петель, одновременно работающих при подъёме. Число петель, принимаемых в расчёте, равно 2, а при наличии специальных самобалансирующихся траверс может быть и больше.

Диаметр d_s для арматуры строповочной петли или стержня с крюком назначают по таблицам [3, с. 120] в зависимости от нормативного усилия. Глубина заделки (анкеровки) петли для подъёма (мм) определяется возможным разрушением панели от выкалывания бетона:

$$l_{an} = [N_n \gamma_d / (1,25 \alpha h K_{ic} \eta)]^2, \quad (4)$$

где γ_d – коэффициент динамичности равный 1,5; α – коэффициент для строповочной петли с крюком на конце, $\alpha = 0,65$; h – толщина панели элемента; K_{ic} – расчётное значение критического коэффициента интенсивности напряжений, определяется по таблице 7.3 [3, с. 120]; η – коэффициент, учитывающий отношение расстояния между деталью и краем изделия b к глубине заделки детали l , определяется по таблице 7.4 [3, с. 121].

Глубина заделки l_{an} , вычисляемая по формуле (4), должна удовлетворять условию:

$$l_{an} \leq l_{max}, \quad (5)$$

где l_{max} – предельная величина глубины заделки, для строповочной петли с крюком на конце, определяемая по следующей формуле:

$$l_{\max} = \frac{\beta_1^2 \beta_3^2 d_{ef}}{d} \sqrt{D d_{ef}}, \quad (6)$$

где β_1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения h/d по таблице 7.5 [3, с. 121]; β_3 – коэффициент для стержней с крюком, равный 2,4; d – размер концевой зоны трещины, определяемый по таблице 7.5 [3, с. 121]; $d_{ef} = d_s + a/4$; a – максимальный размер заполнителя; D – диаметр крюка.

При проверочном расчёте (заданы глубина заделки и прочность бетона на сжатие на момент первого подъёма) за нормативное усилие N_n на монтажную петлю принимают минимальное значение из величин усилий, определенных из условий разрушения от выкалывания бетона N_{sh} и локального разрушения N_{loc} :

а) разрушение от выкалывания бетона:

$$N_{sh} = \frac{1,25\eta}{\gamma_d} \alpha K_{Ic} h \sqrt{l}, \quad (7)$$

б) локальное разрушение для строповочной петли с крюком на конце:

$$N_{loc} = 2 f_{ctd} h D^{1/4} d_{ef}^{3/4} \mu \beta_1 \frac{1}{\gamma_d}, \quad (8)$$

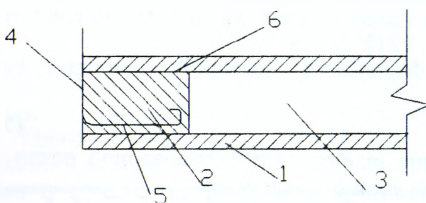
где $\mu=1$, для стержня с крюком; f_{ctd} – расчётное сопротивление бетона растяжению.

Также стоит обратить внимание на то, что подбор диаметра стержня монтажной петли можно осуществлять табличным методом. Диаметр стержня петли d в соответствии с приходящимся на петлю нормативным усилием от собственного веса сборного элемента [4, с. 52] и другие данные, необходимые для конструирования строповочных петель, можно принимать по таблице 12 [4, с. 53]. В таблице приведено нормативное усилие, воспринимаемое одной петлёй, и соответствующий этому значению диаметр стержня, класс арматуры, выступающая над бетоном часть петли (т.е. высота) и внутренний радиус закругления.

Нормативную нагрузку от собственной массы сборного элемента, поднимаемого за четыре петли, следует при подборе диаметра стержня считать распределённой только на три петли.

В ходе анализа рассмотренных методик расчёта монтажных петель был отмечен тот факт, что усилия от веса плиты воспринимаются только одной ветвью петли, однако большинство монтажных петель на сегодняшний день состоят из двух ветвей. Если условно принять, что в зоне контакта монтажной петли и подъёмного крюка от стропы, металл работает совместно и разрыв петли может произойти по одной из ветвей, очевидно, что необходимы дополнительные исследования по теории расчёта монтажных петель, с учётом деформирования петель и их работы на изгиб и внецентренное растяжение.

Для примера расчётов по подбору диаметра монтажной петли и определения глубины заделки петли произведём расчёт для плиты безопалубочного формирования с монтажными петлями на торцах изделий, согласно патенту № 8821 [5] (рис. 1).



1 – бетон плиты перекрытия; 2 – бетонный вкладыш; 3 – пустота (канал); 4 – торец плиты перекрытия; 5 – монтажная петля; 6 – слой раствора или клея

Рисунок 1 – Разрез плиты безопалубочного формирования с монтажными петлями на торцах изделия

Подбор диаметра стержня петли выполняется по методике, описанной в [1, с. 86], используя формулы (1–2). Для примера взята плита длиной 7,2 м, вес плиты длиной равен 2640 кг (26,4 кН), следовательно нагрузка на одну петлю составит:

$$N = 26400 \cdot 1.4 / 3 = 123.2H . \quad (9)$$

Сечение стержня петли составит:

$$A_s = 1.4 \cdot 123.2 / 218 = 0.79 \text{ см}^2 . \quad (10)$$

Диаметр стержня петли подбираем 12 мм, арматура класса S240 ($A_s = 1,131 \text{ см}^2$).

Определение длины анкеровки монтажной петли будем производить на основе методов механики разрушения бетона [3, с. 13].

Используя формулу (4), определяем длину анкеровки петли:

$$l_{ан} = ((0.0088 \cdot 1.5) / (1.25 \cdot 0.92 \cdot 0.22 \cdot 0.4 \cdot 1))^2 = 0.0169 \text{ м} , \quad (11)$$

где N_n – нормативное усилие на деталь, равное $N_n = 26.4 / 3 = 8.8 \text{ кН} = 0,0088 \text{ МН}$.

Принимаем длину заделки петли 250 мм, т.к. длина анкеровки должна быть не менее $15d$, и не менее 250 мм [4, с. 54].

Используя полученные результаты расчётов, определим несущую способность монтажного узла. Определение прочности строповочного узла будем производить по методике, использованной Белевичем В.Н. в 2009 году для расчёта строповочного узла с пространственными петлями для плит, изготовленных на линии «Weiler Italia» [5, с. 115]. Монтажные усилия, действующие на петлю в узле со стороны плиты при полном отсутствии поперечной арматуры (в плитах безопалубочного формирования предусмотрена только продольная преднапряжённая арматура), воспринимается только одним бетоном межпустотных ребер, работающими на растяжение [5, с.113]. Для заделки монтажных петель внутри пустотных каналов первоначально примем такой же бетон что и для плит С25/30. Функция бетона заделки следующая: удержание монтажных петель от разгибания и проскальзывания при действии монтажных нагрузок [5, с. 114].

Монтажная петля, размещенная в бетонном массиве внутри пустотного канала, представляет собой несущий элемент. При подъеме плиты и действии монтажных нагрузок на петлю, бетонный массив заделки, упираясь в свод и днище пустотного канала, вовлекает в работу на растяжение окружающий бетон межпустотных ребер плиты на достаточно большой площади, определяемой исходя из длины анкеровки петли. В бетоне межпустотных ребер при подъеме плиты за монтажные петли возникают растягивающие напряжения σ_{ct} . В бетоне верхней полки над сводом пустотного канала также возникают напряжения растяжения. Если условно обозначить пирамиду отрыва бетона, исходя из длины проекции монтажной петли и размеров межпустотных ребер, то минимальная несущая способность строповочного узла, может быть определена по прочности бетона двух ближайших к петле межпустотных ребер на осевое растяжение из условия:

$$F = A_{c,eff} \cdot f_{ct} , \quad (12)$$

где F – усилие, приходящееся на строповочный узел изделия; $A_{c,eff}$ – площадь сечения бетона межпустотных ребер плиты на участке монтажных петель; f_{ct} – сопротивление бетона осевому растяжению, равное 1,8 МПа.

Расчетная эффективная площадь бетона межпустотных ребер плиты условно равна:

$$A_{c,eff} = 2b_r l_s , \quad (13)$$

где b_r – ширина межпустотного ребра, равная 41 мм; l_s – длина проекции монтажной петли, по выполненным расчётам равная 250 мм.

Таким образом, минимальная несущая способность узла будет равна:

$$F = 2 \cdot 41 \cdot 250 \cdot 1.8 = 36.9 \text{ кН}. \quad (14)$$

Учитывая, что усилие от плиты передаётся на три петли, и соответственно на три строповочных узла, полная несущая способность монтажных приспособлений плиты при её подъёме будет равна 110,7 кН. Полученной прочности достаточно, следовательно, результаты теоретических исследований можно использовать при натурных испытаниях плит безопалубочного формования с монтажными петлями на тросах изделий.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пособие по проектированию жилых зданий. – М.: ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры, 1989. – Вып. 3: Конструкции зданий (к СНиП 2.08-85).
2. Лысенко, Е.Ф. Железобетонные конструкции. Примеры расчёта / Е.Ф. Лысенко. – Киев: Издательское объединение «Вища школа», 1975. – С. 258.
3. Зайцев, Ю.В. Строительные конструкции заводского изготовления: учебн. для вузов по спец. «Пр-во стрит. изделий и конструкций» / Ю.В. Зайцев. – М.: Высш. шк., 1987. – С. 13–121.
4. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) ГПИ Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР, ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1978. – С. 52–53.
5. Белевич, В.Н. Прочность строповочных узлов плит безопалубочного формования с монтажными петлями / В.Н. Белевич // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. тр.: в 2 ч. / Редкол.: М.Ф. Марковский (гл. ред.) [и др.] – Минск: Минсктиппроект, 2009. – Ч. 1: Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 112–126.

УДК 624.01

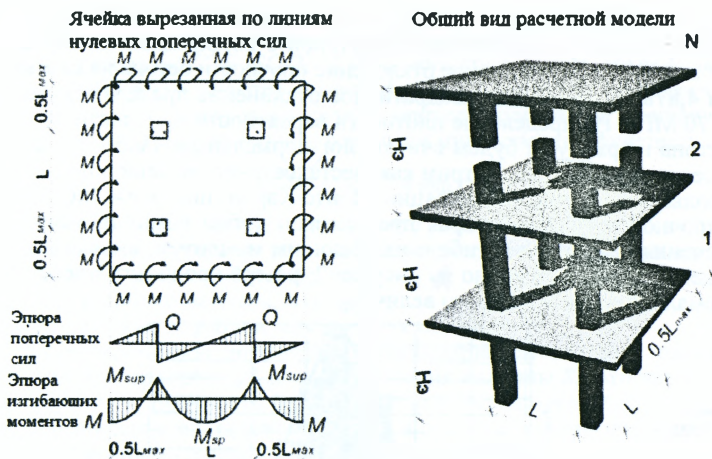
Давыдюк А.И.

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ВЕРОЯТНОСТИ ОТКАЗА

В соответствии с СТБ ISO 2394 [1] целью проектирования считается минимизация стоимости конструкций на протяжении всего срока службы. То есть при проектировании необходимо учитывать не только стоимость строительства и эксплуатации конструкций, но и затраты, связанные с ликвидацией последствий их возможного отказа.

Вероятность появления отказа несущих конструкций невелика. Для жилых многоэтажных зданий (класс надежности RC2 по СТБ EN 1990 [2]) она составляет 10^{-4} , что соответствует индексу надежности 3.8. Однако ущерб, нанесенный таким отказом, не ограничивается стоимостью возведения аналогичной конструкции, так как может повлечь за собой человеческие жизни. Поэтому в развитых странах существует тенденция увеличивать надежность строительных конструкций, невзирая на затраты, связанные с их возведением.

Оправдано ли увеличение надежности жилых зданий в социально-экономических условиях Республики Беларусь? Так как приоритетным направлением научных исследований в нашей стране является строительство зданий из монолитного железобетона (п. 17 [3]), проверим это на примере безбалочных монолитных перекрытий многоэтажного каркасного жилого дома. Разработаем методику оптимального проектирования этих конструкций, учитывающую вероятность их отказа. В качестве модели для решения задачи оптимального проектирования примем многоэтажную раму, вырезанную в пределах отдельной ячейки перекрытия по линии нулевых поперечных сил (рис. 1).



Статический расчет конструкции будем выполнять методом предельного равновесия. Этот метод был выбран, так как позволяет учитывать нелинейную работу конструкций и тем самым обеспечивает создание наиболее экономичных конструкций. Кроме этого, как показывают исследования, проведенные английскими учеными [5], конструкции, запроектированные по методу предельного равновесия, являются и более надёжны, так как позволяют более равномерно распределить арматуру по сечению плиты, что дает возможность появления альтернативных путей распределения нагрузки. К несомненным преимуществам метода относятся его простота и универсальность. Благодаря разработанной автором методики построения линейных пластических шарниров [6], этот метод может использоваться для равномерно нагруженных плит любой конфигурации при произвольной схеме опирания на разные конструктивные элементы: стены, пилоны или колонны. Простой алгоритм расчета в методе предельного равновесия дает широкие возможности для оптимизации конструктивных решений перекрытий. Применение метода предельного равновесия ограничивается только требованиями к пластичности (нехрупкости) конструкций. Для железобетонных плит это означает, что их разрушение должно начинаться со сжатой зоны сечения.

Изгибающий момент, вызванный внешними воздействиями, в пластических шарнирах плиты определим по методу предельного равновесия с учетом погрешности расчетной модели равной 10%. Геометрические параметры перекрытия будем считать величинами нестохастическими. Постоянную нагрузку на перекрытие рассмотрим как величину, распределенную по нормальному закону Гаусса, с коэффициентом вариации 10%. Временную нагрузку на перекрытия будем считать величиной, имеющей распределения Гумбеля, коэффициент вариации для нее примем равным 35%. Если формирование пластических шарниров невозможно из-за хрупкости конструкции, выполним расчет по методу теории упругости (воспользуемся формулами Ф. Грасгофа).

Расчет прочности сечений модели будем выполнять согласно СНБ 5.03.01[4] по упрощенному деформационному методу, приняв линейно-параболическую диаграмму деформации бетона и двухлинейную диаграмму деформации арматуры.

Работу бетона на растяжение учитывать не будем. Погрешность модели будем считать нормально распределенной величиной с коэффициентом вариации, равным 10%. Среднее квадратичное отклонение прочности бетона на сжатие примем равным 4,878 МПа, а среднеквадратичное отклонение предела текучести арматуры – 70 МПа. Распределение плотности вероятности прочностных характеристики бетона и арматуры будем считать лог-нормальным. Геометрические параметры сечения плиты рассмотрим как нестационарные величины.

Воспользуясь методом симуляции Монте-Карло, построим гистограмму резерва прочности плиты, которая представляет собой разность между прочностью сечения плиты при изгибе и изгибающим моментом, вызванным внешними воздействиями. Как видно из рисунка 2, резерв прочности представляет собой нормально распределенную величину.



■ гистограмма полученная по методу сгруппированных данных;
 — кривая нормального распределения Гаусса
 Рисунок 2 – Плотность распределения резерва прочности плиты

Найдем вероятность отказа, как вероятность того, что резерв прочности меньше нуля, используя функцию Лапласа.

Стоимость последствий отказа, кроме затрат на строительство новой конструкции, включает в себя произведение ожидаемого количества случаев со смертельным исходом на стоимость безопасности жизнедеятельности:

$$ICAF = \frac{g \cdot e}{4} \cdot \frac{1-w}{w} = \frac{8145 \cdot 70.3}{4} \cdot \frac{1-0.125}{0.125} = 1,002 \text{ млрд. руб} = 466000\$, \quad (1)$$

где g – валовый внутренний продукт на душу населения (для Республики Беларусь на 2006 $g = 8145$ тыс. руб./чел.[7]);

e – средняя ожидаемая продолжительность жизни (для Республики Беларусь $e = 70.3$ года [8]);

w – часть жизни, связанная с экономической активностью (для развитых стран $w = 0.125$ [9]).

Затраты на строительство новой конструкции включают в себя капиталовложения в основные производственные фонды и оборотные средства, а также сметную стоимость конструкции, которая зависит от расхода арматурной стали. Количество рабочей арматуры в конструктивных элементах подберём из расчета предельных состояний несущей способности согласно СНБ 5.03.01[4]. Также выполним проверку соответствия нормам [4] ширины раскрытия трещин и величины прогиба перекрытий. Для этого определим величину прогиба конструкции перекрытия и напряжения в бетоне и арматуре в соответствии с инструкцией по расчету статических неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий [10]. Выполним проверку условий прочности на продавливание и установим в случае необходимости дополнительную арматуру в виде поперечных хомутов в соответствии с СНБ 5.03.01[4]. Согласно рекомендациям [11] проверим защиту здания от прогрессирующего обруше-

ния по методу связевых усилий, учитывая, что коэффициент риска для жилых многоэтажных зданий со II степенью ответственности по назначению $RF=4$.

Учитывая требование СТБ ISO 2394 [1] и принятую модель объекта оптимизации (рис. 1), выбираем в качестве целевой функции стоимость плит перекрытия и колонн на протяжении всего срока службы, приведенную на 1 м^2 площади здания, а в качестве критерия оптимизации назначаем минимум этой функции:

$$F() = \frac{C_b + C_m + C_f}{S} \rightarrow \min, \quad (2)$$

где S – эксплуатируемая площадь расчетного участка здания, м^2 ;

C_b – затраты на строительство колонн и перекрытий с учетом стоимости организационно-технических работ, тыс. руб.;

C_m – эксплуатационные затраты, тыс. руб.;

C_f – затраты на ликвидацию последствий отката, тыс. руб.;

В качестве параметров оптимизации рассматриваем толщину плиты перекрытия h , пролет перекрытия l , площадь сечения колонны S_k ; отношение сторон сечения колонны k , прочность бетона колонн и перекрытий $f_{ck, \text{колн}}$, $f_{ck, \text{пл}}$; коэффициент соотношения площадей арматуры в сечениях с пластическими шарнирами, расположенными снизу и сверху плиты Q_{sup} .

Ограничение целевой функции будут представлять собой конструктивные требования, предъявляемые к армированию, материалам и геометрическим размерам элементов:

1. Требования, предъявляемые к толщине перекрытия:

$$160 \text{ мм} \leq h, \quad (3)$$

где 160 мм – толщина перекрытия, обусловленная требованиями по звукоизоляции.

2. Требования, предъявляемые к пролету перекрытия:

$$l_{\min} \leq l \leq l_{\max}, \quad (4)$$

где l_{\min} , l_{\max} – минимальный и максимальный пролет, обусловленный конструктивными требованиями.

3. Требования, предъявляемые к площади сечения колонн:

$$S_k \geq 900 \text{ см}^2, \quad (5)$$

где 900 см^2 – минимальная площадь сечения колонны [2];

4. Требования, предъявляемые к коэффициенту сечения колонны:

$$k = \frac{h_{\min}}{h_{\max}} \geq \frac{1}{2}, \quad (6)$$

где h_{\min} , h_{\max} – минимальный и максимальный размеры сечения колонны.

5. Требования, предъявляемые к классу бетона.

Для перекрытий, эксплуатируемых в помещениях с нормальным режимом, рекомендуется принимать тяжелый бетон нормальной прочности классом не ниже C20/25 (табл. 5.2 [4]), т. е. нормативная прочность бетона на сжатие:

$$f_{ck} = [20, 25, 30] \text{ МПа}. \quad (7)$$

6. Требования, предъявляемые к коэффициенту соотношения арматуры в сечениях плиты:

$$0.5 \leq Q_{\text{sup}} = \frac{A_{\text{sup}}}{A_{\text{sup}} + A_{\text{sp}}} \leq 0.67, \quad (8)$$

где A_{sup} – площадь арматуры в сечениях с пластическими шарнирами, расположенным сверху плиты;

A_{sp} – площадь арматуры в сечениях с пластическими шарнирами, расположенными снизу плиты.

Таким образом, получаем многомерную задачу оптимизации с ограничениями. Учитывая высокий уровень развития современной вычислительной техники, для поиска решения такой задачи применим метод последовательного перебора вариантов. Несомненными преимуществами данного метода являются универсальность и простой алгоритм, обеспечивающие высокую точность метода при решении задач любой сложности.

Методика поиска оптимального решения применена для оптимизации 16-этажных жилых домов с монолитным каркасом. В расчетах приняты: экономическая зона строительства – 1 (городское строительство), ветровой район – Ia (нормативное значение ветрового давления – 0,17 кПа), тип местности – С (городской район с застройкой зданиями высотой более 25м). Оптимизировались параметры конструктивного решения здания с размерами в плане – 30 x 30 м и высотой этажа – 3 м. Величина полезной нагрузки на перекрытия 6 кН/м². Предполагалось, что максимальный пролет перекрытия в здании ограничен требованиями, предъявляемыми к размерам наибольшего помещения, а величины остальных пролетов могут принимать любые значения и будут назначены в зависимости от результатов оптимизации. Рассчитывались варианты с величиной максимального пролета от 4 до 7,5 м. Результаты оптимизации представлены в таблице 1. Оптимальный класс прочности бетона: С25/30, оптимальное соотношение сторон сечения колонны: 1:1, оптимальный коэффициент соотношение арматуры в сечениях плиты: 0,5 во всех рассмотренных случаях.

Таблица 1 – Результаты оптимизации.

Максимальный пролет перекрытия L_{max} , м	Оптимальный пролет перекрытия, % от максимального пролета	Оптимальная толщина перекрытия h , см	Оптимальная площадь сечения колонны S_{k,m^2}	Содержание арматуры в перекрытии, % от объема бетона	Оптимальная вероятность отказа P_f , %	Стоимость ликвидации последствий отказа, % от оптимального значения целевой функции
4,00	98 - 100	21 - 23	0,09	0,59 - 0,60	10^{-12}	0,00
4,50	93 - 98	21 - 23	0,12	0,65 - 0,66	10^{-11}	0,00
5,00	84 - 94	21 - 24	0,12 - 0,16	0,66 - 0,71	10^{-10}	0,00
5,50	80 - 91	21 - 24	0,15 - 0,18	0,68 - 0,73	10^{-6}	0,34
6,00	80 - 88	22 - 25	0,18 - 0,27	0,71 - 0,77	10^{-6}	0,38
6,50	80 - 88	24 - 27	0,24 - 0,33	0,72 - 0,81	10^{-6}	0,41
7,00	80 - 88	24 - 30	0,32 - 0,49	0,75 - 0,85	10^{-6}	0,44
7,50	80 - 88	28 - 30	0,43 - 0,49	0,75 - 0,94	10^{-6}	0,46

Результаты анализа представленных оптимальных решений показывают, что для социально-экономических условий Республики Беларусь является экономически целесообразным увеличить индекс надежности конструкции жилых многоэтажных зданий из монолитного железобетона до 4,75, что будет соответствовать оптимальной для большинства случаев вероятности отказа 10^{-6} . Также следует отметить, что благодаря использованию метода предельного равновесия, учитывающего работу конструкции в неупругой стадии, увеличение индекса надежности не связана с перерасходом стали (содержание арматуры в перекрытии не превышает 1% от объема бетона). Таким образом, разработанная методика позволит:

- получить экономию на этапе возведения конструкции благодаря рациональному подбору геометрических параметров, низкому расходу стали и низ-

кой трудоемкости, связанной с максимально равномерным размещением арматуры в плите;

- обеспечить максимальную стабильность предприятиям строительной отрасли благодаря созданию конструкций с повышенной надежностью. Увеличение индекса надежности снизит стоимость ликвидации последствий отказа и не приведет к банкротству предприятий. При индексе надежности 4,75 стоимость ликвидации последствий отказа составляла менее 1% от стоимости конструкций на протяжении всего срока службы;
- сократить количество несчастных случаев и повысить безопасность жизнедеятельности населения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Надежность строительных конструкций общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. – Мн: Госстандарт. – 65 с.
2. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций: СТБ ЕН 1990-2007. Мн: Госстандарт. – 57 с.
3. «Об утверждении приоритетных направлений научно-технической деятельности в Республике Беларусь на 2011–2015 годы»: Указ Президента Республики Беларусь от 22 июля 2010 г. № 378
4. Конструкции бетонные и железобетонные: СНБ 5.03.01-02. – Мн.: Стройиздат, 2002. – 247 с.
5. Kennedy, G. Practical Yield Line Design / G. Kennedy, C.H. Goodchild – Surrey: The Concrete Center, 2004. – 171 p.
6. Давыдок, А.И. Перспективы развития и подготовки инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII Междунар. научно.-метод. семинара 28-29 ноября 2012 г. / Под общ. ред. Д.Н. Лазоревского, А.И. Колтунова - Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т. I. – С. 146 -150.
7. Экономика Беларуси – 2010 [Электронный ресурс] – Режим доступа: http://ru.wikipedia.org/wiki/Экономика_Беларуси – Дата доступа: 27.07.2010
8. Население Беларуси – 2010 [Электронный ресурс]– Режим доступа: http://ru.wikipedia.org/wiki/Население_Беларуси – Дата доступа: 27.07.2010

УДК 693.22

Демчук И.Е.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ДИАГОНАЛЬНОМ СЖАТИИ

В данном исследовании выполнены экспериментальные исследования и численное моделирование процесса деформирования и разрушения образцов каменной кладки, подверженных диагональному сжатию. В численных моделях учитывалась физическая нелинейность деформационных свойств материалов кладочных элементов и растворных швов, а также их контактное взаимодействие. По результатам исследования произведено сравнение результатов численных и экспериментальных данных.

ВВЕДЕНИЕ

Каменная кладка в инженерных расчетах, как правило, рассматривается как гомогенный анизотропный материал, прочностные и деформационные характеристики которого при различных сочетаниях кладочных элементов и растворов получают на основании испытаний опытных образцов. Изготовление и испытание опытных образцов кладок является достаточно дорогостоящим и трудоемким. Поэтому в последнее время для получения прочностных и деформационных харак-

теристик каменных кладок зачастую прибегают к численному моделированию процессов деформирования и разрушения моделей каменных кладок.

В соответствии с предложением Lourenço [1], в инженерных расчетах каменная кладка может быть представлена сплошной или дискретной моделью.

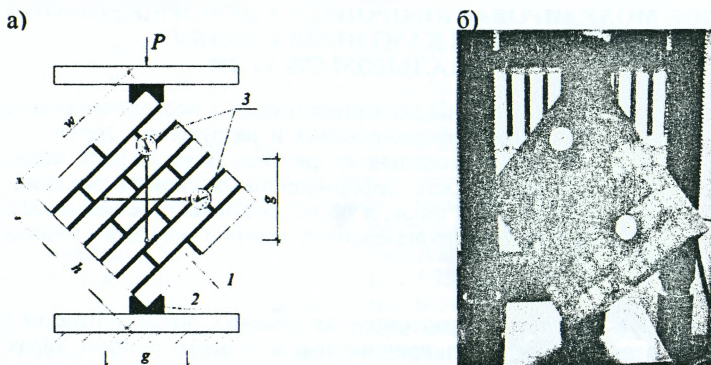
В случае сплошной модели (метод макро моделирования) кладка рассматривается как однородный материал, объединяющий элементы каменной кладки и раствор в единое целое. Такой метод описывает поведение кладки с точки зрения макроуровня или средних напряжений и деформаций. Конечно-элементная сетка в таких моделях не зависит от геометрического расположения составных элементов кладки.

В дискретных моделях (метод микро моделирования) используется три отдельных элемента, представляющих собой камни, раствор и поверхность между ними. Такая подробная модель может лучше представить нарушение сцепления, проскальзывание и разрыв, которые наблюдаются между раствором и кладочным элементом. На основании расчета дискретной модели можно определить анизотропию деформационных свойств кладки как композиционного материала, а также выявить характер трещинообразования и разрушения кладки, в том числе значения разрушающих нагрузок. Поэтому дискретные модели в последнее время активно используются для моделирования процессов испытаний образцов каменной кладки [2], [3]. Однако такой метод является достаточно затратным с точки зрения машинных ресурсов, что в определенных случаях является ограничивающим фактором.

МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Испытания проводились на образцах каменной кладки, изготовленных из полнотелых керамических кирпичей на растворе общего назначения различной прочности, которая определялась одновременно с испытанием образцов в соответствии с методикой [4].

Серия испытаний проводилась в соответствии со стандартом [5]. Испытываемые образцы подвергались сжатию сосредоточенной силой, приложенной под углом 45° к горизонтальным растворным швам (Рис. 1), и доводились до разрушения. Было изготовлено три серии опытных образцов кладки на растворе прочностью при сжатии $f_m=10.9$ МПа, $f_m=7.9$ МПа и $f_m=3.1$ МПа.



1 – кладочный элемент; 2 – передаточный опорный башмак; 3 – индикаторы перемещений часового типа ИГП-1 с ценой деления 0.001 мм

а) схема испытания, б) опытный образец в испытательной установке

Рисунок 1 – Испытание образца при диагональном сжатии в соответствии с [5]

В таблице 1 представлены результаты испытаний на диагональное сжатие с указанием разрушающих нагрузок и предельных напряжений сдвига.

Таблица 1 – Результаты испытаний на определение прочности при диагональном сжатии

№ серии	№ образца	Прочность кладочного раствора при сжатии f_m (МПа)	Разрушающая нагрузка $F_{i,max}$ (Н)	Разрушающее напряжение сдвига S_{ii} (МПа)
1	2	3	4	5
КРО-1дс	1	10.9	77400	0.96
	2		61800	0.71
	3		57600	0.66
КРО-2дс	1	7.9	74500	0.88
	2		47200	0.57
	3		66200	0.80
	4		59700	0.69
	5		63300	0.73
КРО-3дс	1	3.1	27500	0.33
	2		37900	0.44
	3		32800	0.38

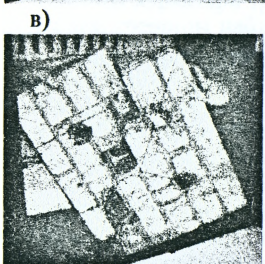
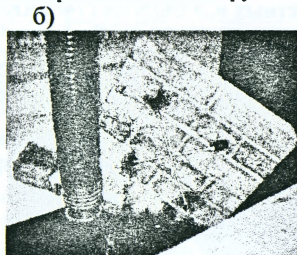
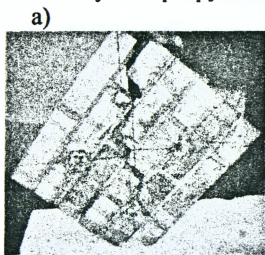
При испытаниях опытных образцов имели место следующие механизмы их разрушения:

- раскалывание по диагонали, при котором траектория критической трещины в меньшей или большей степени отклоняясь от линии действия сжимающего усилия, проходит по камням и отдельным вертикальным и горизонтальным швам кладки (Рис.2,а);

- сдвиг по горизонтальным растворным швам (Рис.2,б).

- раскалывание по диагонали, при котором критическая трещина имеет ступенчатую траекторию и проходит только по горизонтальным и вертикальным швам кладки (Рис.2,в).

Во всех случаях разрушение опытных образцов носило хрупкий характер.



а – раскалывание по диагонали,
 б – сдвиг вдоль горизонтальных растворных швов,
 в – раскалывание по зигзагообразной траектории по границе контакта камней и растворных швов
 Рисунок 2 – Характерные механизмы разрушения образцов кладки

По результатам испытаний были измерены деформации в вертикальном и горизонтальном направлениях. Полученные диаграммы деформирования будут представлены ниже при сравнении с результатами численного моделирования.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

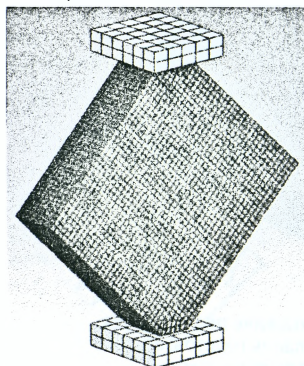
В рамках более раннего исследования [6] было отдельно рассмотрено поведение контактной поверхности по методу микромоделирования опытного образца каменной кладки при испытании на срез в соответствии с [7]. Была рассмотрена объемная задача с использованием объемного конечного элемента (КЭ) SOLID186 без учета трещинообразования и контактных КЭ CONTA174/TARGE170 с учетом начального сопротивления сдвигу. Данные опции КЭ-модели были использованы и в настоящей работе, за исключением типа объемного элемента.

Что касается нелинейных свойств материалов, то деформационные характеристики кирпича и раствора были получены по результатам предварительно проведенных экспериментальных исследований [8] (табл.2).

Таблица 2 – Деформационные характеристики кирпича и раствора

Материал	Прочность при сжатии f_c (МПа)	Прочность при растяжении f_t (МПа)	Модуль упругости E (МПа)	Коэффициент поперечной деформации ν
1	2	3	4	5
Полнотелый керамический кирпич	25.7	1.08	11850	0.113
Раствор:				
- М 31	3.1	0.31	4600	0.23
- М 79	7.9	0.79	9210	0.19
- М 109	10.9	1.09	10580	0.17

КЭ-анализ проводился в среде Ansys Workbench, где рассматривалась объемная задача с использованием КЭ SOLID65, допускающего учет трещинообразования, и контактных КЭ CONTA174/TARGE170.



Геометрические размеры образца были приняты 510x515x120 мм при толщине растворного шва 10 мм. Для полного соответствия реальному эксперименту в КЭ-модели учитывалось также контактное взаимодействие опытного образца кладки с плитами пресса (Рис.3).

Рисунок 3 – Объемная КЭ-модель опытного образца при испытании на диагональное сжатие

Длина баз для регистрации деформаций в вертикальном и горизонтальном направлениях была принята равной 320мм.

Размер КЭ для образца был принят равным 15 мм, для плит пресса – 40 мм. КЭ-модель закреплена в нижней опорной части от перемещений в трех ортогональных направлениях. К верхней опорной части приложено усилие в вертикальном направлении.

Контакт между кладочными элементами и раствором задавался с использованием опции «frictional» с соответствующим коэффициентом трения и с учетом начального сопротивления сдвигу. Контакт между образцом и плитами прессы задавался с использованием опции «frictional» с коэффициентом трения 0.2.

Значения начального сопротивления сдвигу (f_{vo}) и угла внутреннего трения (α) были приняты на основании ранее проведенных экспериментальных исследований [9] (см. табл.3).

Таблица 3 – Характеристики сдвига образцов кладки [9]

Серия	Прочность кладочного раствора при сжатии f_m (МПа)	Нормализованная прочность кирпича f_b (МПа)	Начальное сопротивление сдвигу f_{vo} (Н/мм ²)	Коэффициент внутреннего трения α
1	2	3	4	5
КРО-1с	10.9	44.1	0.50	0.55
КРО-2с	7.9		0.39	0.68
КРО-3с	3.1		0.22	0.55

Свойства материала предполагали учет диаграммы деформирования, а также учет появления и развития трещин как в результате превышения предельных растягивающих напряжений, так и в результате превышения предельных сжимающих напряжений.

На рис.4 приведены расчетные и экспериментальные диаграммы «главные растягивающие напряжения S_3 – относительные деформации ϵ ».

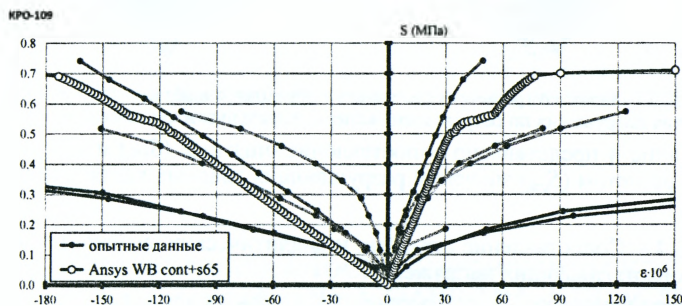


Рисунок 4 – Сравнение диаграмм деформирования при испытаниях опытных образцов на диагональное сжатие при прочности раствора $f_m=10.9$ МПа

Что касается характера трещинообразования, то при любых прочностях раствора первые трещины наблюдались в зонах швов. Образование трещин в пределах кладочных элементов происходило при высокой прочности кладочного раствора и незначительном нарушении контакта лишь в финальной стадии нагружения при превышении главными растягивающими напряжениями предела прочности камня на растяжение (Рис.5).

Анализ полученных данных показал, что характер трещинообразования и нарушение сплошности контакта определяются областью действия максимальных главных растягивающих напряжений. В данной области наблюдаются наибольшие контактные сдвигающие напряжения и происходит наиболее интенсивное раскрытие трещин.

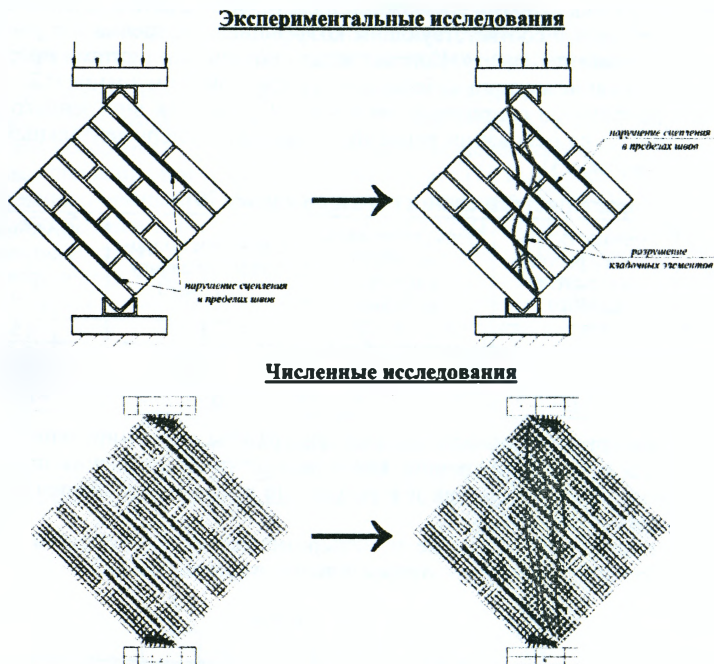


Рисунок 5 – Характер трещинообразования в образцах кладки на начальной и конечной стадиях нагружения по результатам экспериментальных и численных исследований

В таблице 4 представлено сопоставление опытных (S_{obs}) и полученных численным расчетом (S_{cal}) значений разрушающих главных растягивающих напряжений.

Таблица 4 – Сопоставление опытных и аналитических значений разрушающих главных растягивающих напряжений

Прочность кладочного раствора на сжатие f_m (МПа)	Опытные значения S_{obs} (МПа)	Аналитические значения S_{cal} (МПа)	Отклонения %
1	2	3	4
10.9	0.78	0.71	9
7.9	0.73	0.58	21
3.1	0.38	0.37	3

Из таблицы 4 следует, что разница между опытными и полученными расчетом МКЭ значениями разрушающих главных растягивающих напряжений находилась в пределах 3-21%. Данные расхождения объясняются факторами, имеющими случайный характер (нестабильностью качества растворных швов опытных образцов кладки, характером работы контактной зоны), которые трудно учесть в КЭ-моделях.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведенные исследования показали достаточную сходимость результатов численного анализа образцов каменной кладки, подверженных диагональному

сжатию, как с количественной (значения разрушающих нагрузок), так и с качественной точки зрения (характер трещинообразования).

Результаты исследований с использованием микромоделей показали их адекватность и дальнейшую возможность перехода к макромоделям каменной кладки с эквивалентными деформационными и прочностными характеристиками.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Lourenço, P.B. Computational Strategies for Masonry Structures. PhD thesis, Technical University Delft. Delft University Press, The Netherlands, ISBN 90-407-1221-2, 1996. – 220p.
2. Соколов, Б.С. Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций: научное издание / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков. - М.:Издательство АСВ, 2010. - 104 с.
3. Кашеварова, Г.Г. Моделирование процесса разрушения кирпичной кладки зданий в натурных и численных экспериментах / Г.Г. Кашеварова, А.Ю. Зобачева, С.И. Дубинский // Научно-технический журнал - Строительная механика и расчет сооружений – 2010. – №1 (230). – С. 69-74.
4. Методы испытания раствора для каменной кладки. Часть 11. Определение прочности на растяжение при изгибе и прочности при сжатии затвердевшего раствора: EN 1015-11:1999+A1:2006. – Brussels: CEN/TC 125, 2006. – 18 с.
5. Diagonal tensile strength tests of small walls specimens. TC76-LUM: RILEM LUMB6 1991. - Brussels: TC76-LUM, 1991. – 5 p.
6. Демчук, И.Е. Численное исследование параметров сдвига в каменной кладке / И.Е. Демчук // Строительная наука - 2014: теория, образование, практика, инновации (посвящается 55-летию ИСИА САФУ): сборник трудов Междунар.научно-техн. конф., г.Архангельск, 22-23 мая 2014г. / Под ред. Б.В. Лабудина. – Архангельск: Изд-во ООО «Типография «ТОЧКА», 2014. – С. 112-119.
7. Методы испытания каменной кладки. Часть 3. Определение начальной прочности при сдвиге: СТБ EN 1052-3-2008 – Введ.20.02.2008. – Минск: Госстандарт. – 12 с.
8. Галалюк, А.В. Влияние прочности раствора при сжатии на величину модуля упругости раствора и коэффициент Пуассона / А.В. Галалюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Випуск 24. – С. 100-112.
9. Демчук, И.Е. Исследование прочности сцепления растворов в каменной кладке / И.Е. Демчук, В.Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – №1(73): Строительство и архитектура. – С.71-76.

УДК 693.22

Деркач В.Н.

ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ И ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ УЧЕТА СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ КАРКАСА С КАМЕННЫМ ЗАПОЛНЕНИЕМ

Каркасные здания с каменным заполнением являются сложными многоэлементными системами, включающими конструктивные элементы с различными прочностными и деформационными характеристиками. В настоящее время при проектировании таких зданий каркас здания и каменное заполнение в виде наружного стенового ограждения и внутренних перегородок рассматриваются отдельно друг от друга без учета взаимного влияния, с использованием различных расчетных моделей. Как правило, предполагается, что влияние заполнения на статическую работу конструкций каркаса ограничивается передачей нагрузки от собственного веса каменной кладки.

В действительности участие каменного заполнения в работе каркаса имеет многофакторный характер. Заполнение воспринимает не только вертикальную, но и горизонтальную нагрузку, заметно повышает пространственную жесткость здания, существенно влияет на распределение и значения внутренних усилий в элементах каркаса.

Следует отметить, что действующие нормы проектирования каменных и армокаменных конструкций СНиП II-22-81 и СП 15.13330.2012 справедливо регламентируют необходимость расчета стенового заполнения каркасов на перекос в плоскости стен, однако методическое обеспечение в этой предметной области не соответствует современным требованиям.

Современные «тяжелые» программные комплексы ANSYS, ABAQUS, NASTRAN позволяют выполнять расчет каркасов с каменным заполнением на основе решения нелинейных контактных задач с трением и сцеплением между элементами каркаса и поверхностью кладки, которая рассматривается как однородный анизотропный материал. Данный способ моделирования совместной работы каменной кладки с каркасом трудно реализовать в практике проектирования, прежде всего из-за большой размерности решаемой задачи и сложности создания расчетной модели каркасного здания. Поэтому в инженерных расчетах кладка заполнения каркаса обычно представляется в виде стержневого аналога (СА), состоящего из условно выделенной полосы, направленной вдоль сжимающего силового потока (рисунок 1).

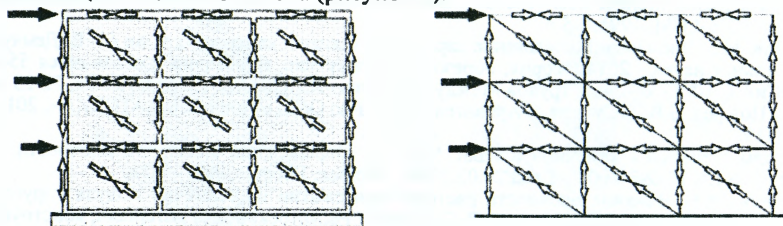


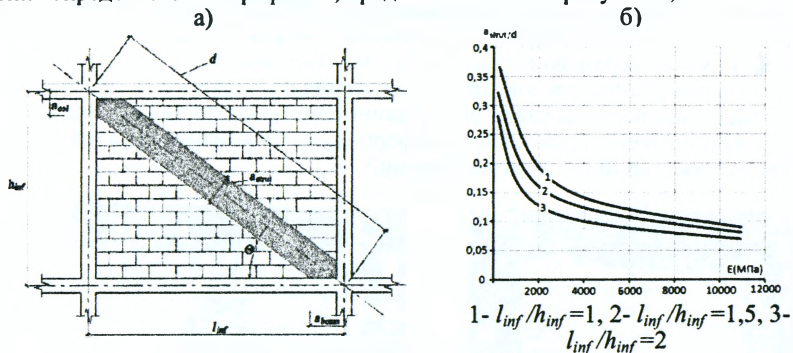
Рисунок 1 – Моделирование каркасного здания с каменным заполнением

На возможность такого подхода к расчету каркасных зданий на ветровую нагрузку еще в 40-х годах прошлого столетия указывал Онищик Л.И. [1]. Поляков С.В. [2,3] в 50-х годах прошлого века экспериментально обосновал правомерность моделирования каркаса с каменным заполнением, как рамной системы с шарнирно присоединенными раскосами, заменяющими каменную кладку. Результаты этих исследований нашли отражение в нормативных документах и специальных публикациях, которые в основном были посвящены повышению сейсмостойкости каркасных зданий. Вместе с тем в СНиП II-22-81 и СП 15.13330.2012 отсутствуют указания по назначению жесткостных параметров СА, что препятствует учету фактора совместной работы каменного заполнения с элементами каркаса при проектировании каркасных зданий.

С целью определения геометрических параметров СА заполнения до образования в нем трещин выполнен численный анализ рам с заполнением и рам, заполнение которых было смоделировано СА. Посредством нелинейного анализа методом конечных элементов (МКЭ) определялись углы сдвиговых деформаций рам с заполнением, на основании которых, расчетом упругих стержневых моделей рам с СА, устанавливалась линейная жесткость СА. Численные исследования выполнялись на основе решения МКЭ нелинейной контактной задачи с учетом трения и сцепления между заполнением и элементами каркаса. В расчетах варьировались отношение габаритных размеров и толщина заполнения, деформационные характеристики кладки, изгибная жесткость элементов рамы, коэффициент трения и величина сцепления между элементами рамы и заполнением, размеры проемов их количество и положение. Рассматривались варианты с контактом всего периметра заполнения с рамой и наличием горизонтального деформационного шва между заполнением и верхним элементом обрамления.

В расчетных моделях элементы каркаса и СА моделировались прямолинейными двухузловыми конечными элементами (КЭ) с тремя степенями свободы в каждом узле. Учитывая, что в рассматриваемых моделях рамы с заполнением работа последнего анализируется до образования трещин, каменная кладка представлялась, как однородный, изотропный материал, деформационные и прочностные характеристики которого принимались по результатам испытаний. Каменное заполнение моделировалось плосконапряженными четырехузловыми КЭ с тремя степенями свободы в каждом узле. Контактное взаимодействие между заполнением и каркасом моделировалось при помощи контактных конечных элементов (ККЭ), которые вводятся на участках возможного контакта взаимодействующих тел, тем самым дискретизируя некоторый фиктивный тонкий слой между контактирующими поверхностями.

На рисунке 2 приведены расчетные зависимости для определения геометрических параметров каменного заполнения, которое заменяется работающим на сжатие стержневым аналогом (СА) (рисунок 2,а). Ширина сечения СА назначается равной толщине заполнения, а высота (a_{strut}) в случае сплошного заполнения определяется по графикам, представленным на рисунке 2,б.



а) - схема СА; б) - зависимость « $a_{strut}/d - E$ »
Рисунок 2 – К расчету геометрических параметров СА

Если в заполнении имеется оконный или дверной проем, то значение a_{strut} корректируется путем умножения его на коэффициенты k_{open} или k'_{open} соответственно (рисунки 3,а и 3,б).

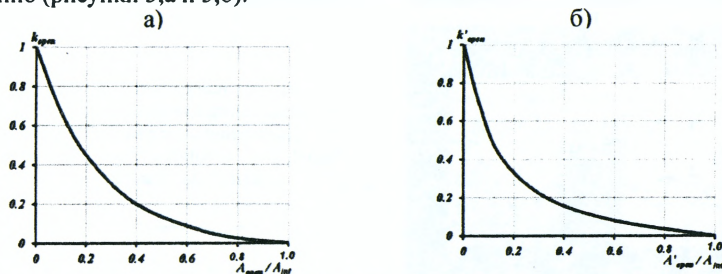


Рисунок 3 – Графики зависимостей: а) - « $k_{open} - A_{open}/A_{inf}$ »; б) « $k'_{open} - A'_{open}/A_{inf}$ »

На рисунке 3 $A_{inf} = l_{inf} \times h_{inf}$ – площадь заполнения, A_{open} и A'_{open} – соответственно площадь центрального оконного и дверного проема.

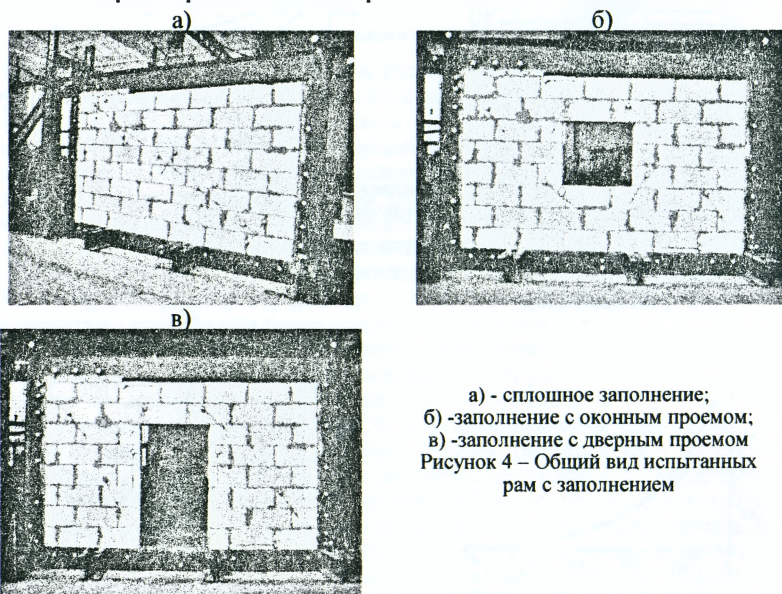
Условие для проверки предельного состояния несущей способности заполнения записывается в виде (1):

$$F_{strut,d} \leq \min\{R_{d1}, R_{d2}, R_{d3}\}, \quad (1)$$

где $F_{strut,d}$ - расчетное усилие в заполнении, R_{d1}, R_{d2}, R_{d3} - соответственно расчетные значения сопротивлений заполнения действию касательных, главных растягивающих и главных сжимающих напряжений.

Методика определения значений R_1, R_2, R_3 приведена в работе [4].

С целью проверки предлагаемой методики расчета каркаса с каменным заполнением был выполнен комплекс экспериментальных исследований моделей, представляющих замкнутую стальную раму с жесткими узлами, заполненную ячеистобетонными блоками В2,5 D500 толщиной 250мм на тонкошовных клеевых растворных швах (рисунок 4) [5]. Для того, чтобы минимизировать влияние масштабного фактора на результаты опытов, испытаниям подвергались образцы заполнения, размеры которых были близки к размерам реальных конструкций (4×2,5м). Контурные швы между стойками рамы и заполнением создавались клеевым раствором толщиной 10-15мм, наносимым на вертикальную грань крайних блоков, которые прижимались к стойкам рамы. Горизонтальная, возрастающая ступенями нагрузка, передавалась на раму в уровне центральной продольной оси ее верхнего ригеля с помощью гидравлического домкрата грузоподъемностью 25т. На каждом этапе нагружения фиксировались горизонтальные перемещения верхних узлов рамы, длины зон ее контакта с каменным заполнением, а также относительные деформации заполнения в направлениях ожидаемых траекторий главных напряжений.



а) - сплошное заполнение;
 б) -заполнение с оконным проемом;
 в) -заполнение с дверным проемом
 Рисунок 4 – Общий вид испытанных рам с заполнением

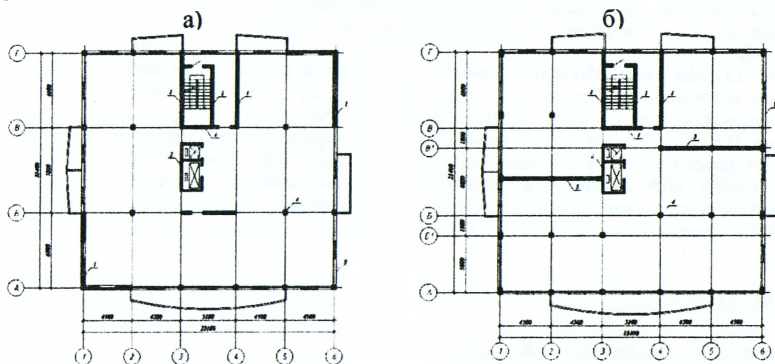
Выполнено сопоставление результатов экспериментальных исследований сдвиговой жесткости рам с заполнением с результатами расчетов (КЭ) модели, в которой заполнение моделировалось СА. В КЭ модели ригеля и стойки рамы,

а также СА представлялись стержневыми КЭ общего вида, имеющими шесть степеней свободы. Секущий модуль упругости заполнения Е принимался по результатам испытаний образцов каменной кладки, а геометрические характеристики СА устанавливались по зависимостям, приведенным на рисунках 2,3. Задача решалась в линейно-упругой постановке с помощью программного комплекса STARK ES. Установлено, что отклонения опытных и полученных расчетом МКЭ значений сдвиговых деформаций рамы до образования трещин в заполнении не превышают 10%.

При разработке проектов каркасных зданий с трансформируемой планировкой включать в совместную работу с каркасом целесообразно несмещаемые перегородки (межквартирные, межсекционные, отделяющие неквартирные коридоры от других помещений) и наружное стеновое ограждение, поэтому экономическая эффективность учета фактора взаимодействия каркаса с каменным заполнением в значительной степени определяется объемно-планировочным решением здания.

На основании сравнения представленных на рисунках 5 вариантов конструктивных решений каркаса 15-этажного здания выполнена оценка экономической эффективности учета взаимодействия заполнения с каркасом. В качестве критерия экономического сравнения вариантов принято условие обеспечения равной жесткости конструктивных систем, оцениваемой по величине максимальных горизонтальных перемещений узлов верхнего диска перекрытия.

Первый вариант конструктивного решения (рис.5а) предполагает, что горизонтальная ветровая нагрузка воспринимается конструкциями каркаса, включающими вертикальные элементы (колонны, диафрагмы жесткости) и плоские диски перекрытий. Согласно второму варианту (рис.5б) ветровая нагрузка воспринимается конструкциями каркаса, наружным стеновым ограждением из керамзитобетонных блоков и внутренними межквартирными кирпичными перегородками.



1-диафрагмы жесткости, 2-лифтовая шахта, 3-стеновое ограждение, 4-колонна,
5-межквартирные перегородки

Рисунок 5 – Схема вертикальных элементов каркаса: а) - вариант I; б) - вариант II

В первом варианте расчетной модели предполагалось, что поэтажно опертые наружные стены не участвуют в работе каркаса, а лишь создают дополнительные нагрузки на плиты перекрытий. Второй вариант расчетной модели учитывал взаимодействие наружного стенового ограждения и внутренних межквар-

тирных перегородок с конструкциями каркаса. При этом стеновое ограждение заменялось стержневыми КЭ общего вида, шарнирно закрепленными в узлах каркаса. При назначении жесткости стержневым КЭ, моделирующим каменное заполнение, модуль упругости принимался по результатам испытаний опытных образцов кладки. Площадь поперечного сечения КЭ определялась как произведение толщины заполнения на высоту СА, устанавливаемую по графикам на рисунках 2,3.

Статический расчет каркаса выполнялся на основные сочетания воздействий, включающие постоянные и переменные воздействия, в линейно-упругой постановке с помощью программного комплекса STARK ES.

Расчеты показали, что учет в статическом расчете каркаса его совместной работы с каменным заполнением за счет уменьшения количества вертикальных диафрагм жесткости привел к снижению общего расхода бетона на каркас здания на 8%, а арматурной стали на 5,5%.

В заключение следует отметить, что учет взаимодействия каменного заполнения с каркасом при проектировании зданий без каких-либо дополнительных затрат позволяет уменьшить количество вертикальных железобетонных диафрагм жесткости, за счет чего расширяются возможности свободной планировки этажей, обеспечивается экономия материалов и снижение трудоемкости монтажа. Уменьшение количества вертикальных диафрагм жесткости в свою очередь приводит к более рациональному армированию дисков перекрытий, так как смягчает негативное влияние рамно-связевого эффекта, обусловленного резкой разницей в жесткости вертикальных элементов каркаса.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Онищик, Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций / Л.И. Онищик. - М.: ОНТИ, 1937. – 291 с.
2. Поляков, С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С.В. Поляков. - М: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. – 189с.
3. Поляков, С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий / С.В. Поляков. – М: Высшая школа, 1983. – 304с.
4. Деркач, В.Н. Несущая способность каменного заполнения каркасных зданий / В.Н. Деркач // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: М.Ф. Марковский [и др.]. – Минск, 2013. – Вып. 5. – С. 56 – 67.
5. Деркач, В.Н. Исследования сдвиговой жесткости каркаса со сплошным заполнением из ячеистобетонных блоков на тонкослойных клеевых швах / В.Н. Деркач // Строительная наука-2014: теория, образование, практика, инновации (посвящается 55-летию ИСиА САФУ): сборник трудов междунар. научно-техн. конф., г.Архангельск, 22-23 мая 2014г. /Под ред. Лабудина Б.В. – Архангельск: Изд-во ООО «Типография «ТОЧКА», 2014.- С. 120-127.

УДК 699.841:624.042.7

Дорофеев В.С., Мурашко А.В.

РАСЧЕТ ЗДАНИЙ С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ КАРКАСОМ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ ПОСЛЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

АННОТАЦИЯ

В статье приведено обоснование необходимости расчета существующих зданий с безригельным каркасом на прогрессирующее обрушение после землетрясения в рамках разрабатываемой системы оценки фактической сейсмостойкости зданий. Приведен перечень наиболее уязвимых к землетрясениям конструк-

тивных элементов, для которых необходимо производить расчет на прогрессирующее обрушение. Предложена методика расчета здания для программного комплекса ЛИРА. Также приведен пример расчета жилого здания с безригельным каркасом, диафрагмами и ядрами жесткости.

ВСТУПЛЕНИЕ

На сегодняшний день анализу прогрессирующего обрушений зданий в результате землетрясений уделяется большое внимание [1,2,3]. Однако зачастую такого рода анализ весьма трудоемок и выполняется только для уникальных объектов класса последствий СС3, а для реализации таких расчетов применяются программные комплексы типа ANSYS, Nastran или др. Такие программные комплексы позволяют в рамках единой расчетной схемы выполнить последовательный расчет на все виды вертикальных воздействий с приложением сейсмического воздействия с учетом нелинейной работы материала конструкций и с анализом возможности образования последующего прогрессирующего обрушения.

Однако для массовой оценки сейсмостойкости существующих зданий, особенно если речь идет об объектах классов последствий СС1 и СС2, такой подход представляется нереализуемым. Так как после введения нормативного документа ДБН В.1.1. 12-2006 «Строительство в сейсмических районах Украины» территория, подверженная сейсмическим воздействиям по сравнению со СНИП П-7-81** «Строительство в сейсмических районах» увеличилась, и вместо прежних 21,4% (СНИП П-7-81**) составляет от 26,9 до 43,7% (соответственно для классов последствий СС1 и СС2). А с учетом введенного недавно ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 «Определение класса последствий» [4] для ряда зданий с учетом количества проживающих в них людей расчетная интенсивность сейсмических воздействий должна быть увеличена на 1балл.

Поэтому в сложившейся ситуации в рамках разрабатываемой авторами данной работы системы оценки фактической сейсмостойкости зданий [5, 6] необходима упрощенная методика расчета на устойчивость зданий к прогрессирующему обрушению после землетрясения, чтобы определить те здания, которые не соответствуют требованиям нормативных документов, и какого уровня последствия будут в том случае если произойдет землетрясение, на которое объект не был рассчитан.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ СИСТЕМЫ ОЦЕНКИ ФАКТИЧЕСКОЙ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ

Система является трехуровневой и охватывает методы оценки сейсмостойкости от визуальной оценки, до нелинейного анализа в сочетании с методами инженерной сейсмометрии

Оценка фактической сейсмостойкости 1-го уровня (ОФС-1). Для оценки сейсмического риска территорий и разработки плановых мероприятий по повышению сейсмостойкости для обеспечения необходимого уровня надежности, а также разработки комплекса мероприятий по ликвидации последствий землетрясений в мировом опыте применяются методики в виде формы, составляемой на основании результатов визуального обследования. На данном уровне о здании собирается минимальный объем информации, который включает в себя оценку геометрической формы, этажности, выступающих частей и остальных элементов, существенно влияющих на сейсмостойкость. На этом этапе также анализируются дефекты обусловленные техническим состоянием. Исходя из этого минимального объема информации экспертом делается вывод о сейсмостойкости объекта. Если на этом этапе сейсмостойкость объекта является недостаточной, то необходимо уточнить сейсмостойкость с позиций второго уровня.

Оценка фактической сейсмостойкости 2-го уровня (ОФС-2) представляет собой формализованный подход к оценке сейсмостойкости в форме паспортизации, вибродиагностики и линейных методов расчета для объектов массового строительства. Этот этап обязателен для объектов, которые не соответствуют требованиям нормативных документов. На основании результатов, полученных на этом этапе, дается заключение с рекомендациями о необходимом уровне конструктивных мероприятий по обеспечению сейсмостойкости. Для особо ответственных объектов, которые относятся к классу последствий СС3, необходим дополнительный объем информации, который может быть получен при помощи третьего уровня системы.

Оценка фактической сейсмостойкости 3-го уровня (ОФС-3). Для объектов экспериментального строительства, особо ответственных и уникальных объектов необходимо не только проведение инженерно-сейсмометрических испытаний, но также и расчетная проверка работы конструкций здания при помощи численного моделирования нелинейной работы конструкций здания при сейсмическом воздействии, которое описывает его при помощи акселерограмм, записанных на площадке строительства. Исходя из описанного сочетания экспериментально-расчетных операций, можно сделать заключение о том, какова фактическая сейсмостойкость конкретного объекта с учетом реальных характеристик конструкций и воздействия, которое было записано на площадке, где находится объект. На данном этапе для анализа рассматривается максимально-доступный объем информации об объекте [6].

В том случае, если объект в результате ОФС 1-го и 2-го уровня обладает дефицитом сейсмостойкости, необходим расчет на устойчивость к прогрессирующему обрушению. Для объектов класса последствий СС1 и СС2 и предлагается данная упрощенная методика расчета, которую можно реализовать, например, в программном комплексе ЛИРА.

ВЫБОР ЭЛЕМЕНТОВ, ПОВРЕЖДЕНИЕ И РАЗРУШЕНИЕ КОТОРЫХ МОЖЕТ ПРИВЕСТИ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ ОБРУШЕНИЮ

Ввиду ограниченного объема данной статьи анализ характерных повреждений в полном объеме не описывается (приведен в статье, которая готовится к публикации).

Проведенный на сегодняшний день обзор и анализ последствий землетрясений свидетельствует о том, что характерными повреждениями несущих элементов каркасных зданий являются приведенные в таблице 1 повреждения колонн, диафрагм жесткости и плит перекрытий.

Также при анализе последствий землетрясений было выявлено, что катастрофические разрушения зданий полностью происходят в том случае, если сейсмическая опасность не учитывалась вообще, либо если интенсивность воздействия превышала проектную на 2 и более балла. Во всех остальных случаях большинство зданий получало умеренные повреждения, которые можно было устранить капитальным ремонтом.

Если рассмотреть методику расчета на прогрессирующие обрушения, которая приведена нормативных документах Украины и России [7, 8], то вне зависимости от вида аварийного воздействия они обладают следующими рекомендациями: «в качестве локального (гипотетического) обрушения следует рассматривать обрушения (удаление) вертикальных конструкций одного (любого) этажа дома, ограниченного вокруг площадью до 80 м² (диаметр 10 м), площадь обрушаемых элементов не должна превышать 0,9 м²» (приложение Е ДБН В.2.2-24:2009).

Таблица 1 – Характерные последствия землетрясений для основных конструктивных элементов и рекомендуемые гипотетические обрушения

№ п/п	Конструктивные элементы	Участок	Последствия землетрясений	Рекомендуемые гипотетические обрушения
1	2	3	4	5
1	Колонны	Узлы примыкания к фундаменту и перекрытиям	Разрушение верхней и нижней третей элементов [9, 10]	Обрушение (удаление) отдельной колонны (пилона) или колонны (пилона) с прилегающими к ним участками стен, расположенных на одном этаже на площади локального обрушения
		Колонны, которые выходят на периметр здания		
2	Диафрагмы и ядра жесткости	Участки над проемами	Частичное и полное разрушение	Обрушение (удаление) двух стен, пересекающихся на участках от места их пересечения (например, от угла дома) в ближайшем отверстии в каждой стене или до следующего вертикального сечения со стеной другого направления
		Диафрагмы, которые выходят на периметр здания	Диагональные трещины	
		Торцы протяженных диафрагм	Частичное разрушение	
		Стыки диафрагм		
3	Плиты перекрытий	- Опорные узлы.	Трещины, обрушения [11]	Обрушение участка перекрытия одного этажа на площади локального обрушения(80 м2)
		- В зданиях с «входящими» углами отверстия большого размера.	Трещины и разделение на части, обрушение части здания	
		- Участки примыкания к диафрагмам жесткости, между близко расположенными диафрагмами	Трещины, частичные обрушения	

В предлагаемых нормативными документами способах учета прогрессирующего обрушения не учитывается один важный эффект для плит перекрытий – от сейсмического воздействия, который наблюдался как в результате обследования поврежденных землетрясениями зданий, так и при численных исследованиях (0) [12].

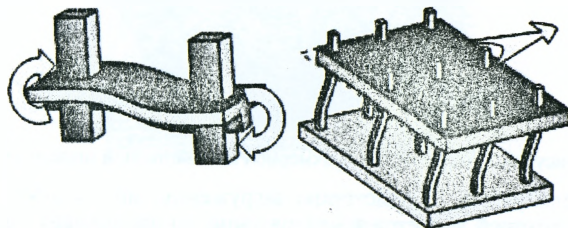


Рисунок 1 – Схема деформации перекрытия в местах примыкания к вертикальным несущим элементам

Учет перечисленных выше характерных повреждений при расчете на прогрессирующее обрушение будет выполнен в последней части данного исследования.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

Ниже приведены результаты расчета на устойчивость прогрессирующему обрушению одного из реальных объектов, на котором апробировалась данная методика.

Здание является 18-этажным. Конструктивная система – безригельный каркас с диафрагмами и ядрами жесткости, толщина перекрытия 23 см, толщина диафрагм жесткости от 30 до 50 см (0, 0). Для создания расчетной схемы в ПК «ЛИРА» применены физически и геометрически нелинейные конструктивные элементы. Армирование задано в соответствии с чертежами раздела «КЖ».

Был проведен ряд расчетов, в ходе которых были исключены из работы поочередно все колонны, участки диафрагм жесткости и обрушены элементы перекрытий.

Наиболее сильное влияние оказало «обрушение» колонн, расположенных в углах здания (колонны в осях «1»-«Д» и «Б» - «8») вертикальные деформации составили до 580 мм(0). Прогрессирующего обрушения не произошло.

При локальных обрушениях отдельных перекрытий на площади 80 м² максимальные деформации составили до 100 мм.

Прогрессирующего обрушения не произошло.

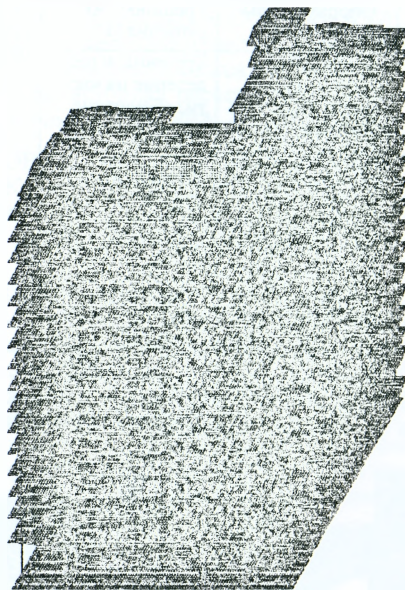


Рисунок 2 – Общий вид трехмерной компьютерной модели здания

Однако если учесть предысторию загрузки, моделирующего обрушение перекрытия, которой является землетрясение, то происходит прогрессирующее обрушение на участке с предшествующими максимальными деформациями (близко расположенные диафрагмы жесткости).

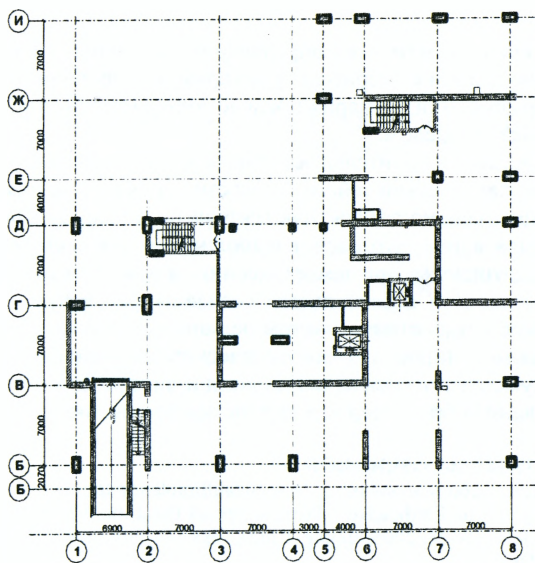


Рисунок 3 – Схема расположения вертикальных несущих элементов

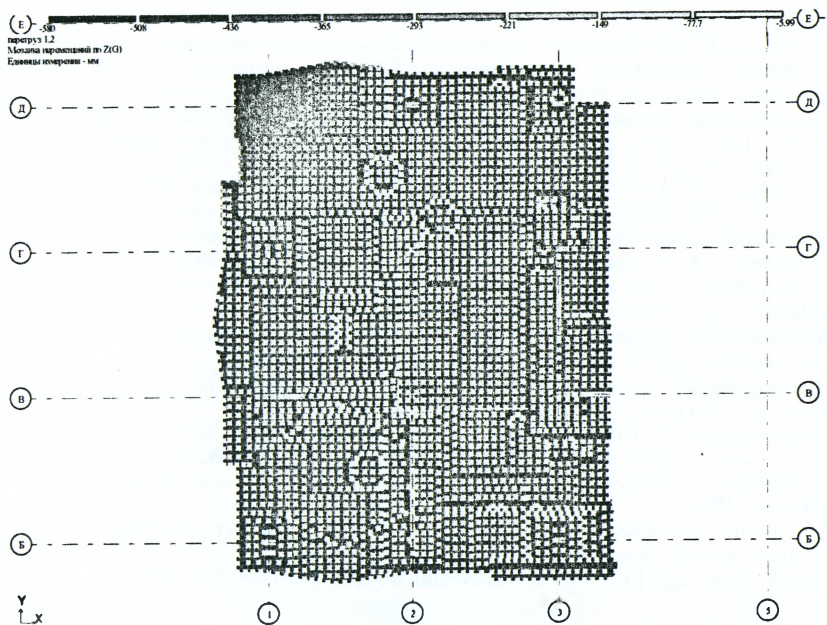


Рисунок 4 – Деформации здания при обрушении колонны Д-1

ВЫВОДЫ

1. Предложена упрощенная методика определения устойчивости к прогрессирующему обрушению зданий с безригельным каркасом. Предложенная методика необходима для разработки сценария последствий землетрясений для районов и населенных пунктов в целом.

2. Такой расчет является заключительным этапом второго уровня разрабатываемой системы оценки фактической сейсмостойкости. Применение такого расчета возможно при дефиците сейсмостойкости объекта не более одного балла.

3. Подход заключается в том, что расчет выполняется для элементов, которые наиболее часто разрушаются при землетрясении, и при этом нет необходимости для объектов массового строительства создавать расчетную схему для расчета на динамические воздействия с учетом нелинейной работы.

4. Предлагаемые для моделирования гипотетического обрушения рекомендации нормативных документов относительно колонн и диафрагм жесткости подходят и для моделирования обрушения вследствие землетрясения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Xinzheng Lu, Xuchuan Lin, Yuhu Ma, and oth., " Numerical Simulation for the Progressive Collapse of Concrete Building due to Earthquake ". Proceedings of the 14th World Conference on earthquake engineering, October 24-28, 2008, Beijing, China, №0044 - http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_14-0044.PDF
2. Xinzheng Lu , Xiao Lu , Hong Guan and oth., " Earthquake-induced collapse simulation of a super-tall mega-braced frame-core tube building" Journal of Constructional Steel Research № 82, 2013 p 59-71
3. Мкртычев, О.В. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения): монография / О.В. Мкртычев, Г.А. Джинчвелашвили; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т». – Москва : МГСУ, 2012. – 192 с. (Библиотека научных разработок и проектов МГСУ). ISBN 978-5-7264-0662-6
4. Определение класса последствий (ответственности) и категории сложности объектов строительства: ДСТУ-Н Б В.І.2-16:2013. - К.: Мінрегіон України. - 37 с.
5. Murashko, O. A New Approach To The Dynamic Certification In Ukraine / O. Murashko, O. Adamov / GEODESY, ARCHITECTURE & CONSTRUCTION: Proceedings of the 5th International Conference of Young Scientists. – November 21–23, 2013. – Lviv, Ukraine. – P. 112-113.
6. Dorofeev, V. A new approach to buildings seismic resistance assessment in Ukraine / V. Dorofeev, K.Yegupov, A.Murashko, O.Adamov // Proceedings of the 2-nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, August 24-29, 2014. – Istanbul, Turkey. – P. 138-143.
7. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения / Москомархитектура, ГУП НИИАЦ. – М.: 2005. – 72 с.
8. Проектирование высотных жилых и общественных зданий: ДБН В.2.2-24:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 133 с.
9. Мартемьянов, А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах: учеб. пособие для вузов / Мартемьянов А.И. – М.: Стройиздат, 1955. – 255 с., ил.
10. Ржевский, В.А. Сейсмостойкость зданий в условиях сильных землетрясений / В.А. Ржевский. – М., 1990.
11. Поляков, С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. (Основы теории сейсмостойкости) / С.В. Поляков. – М.: Высшая школа, 1983. - 304 с.
12. EARTHQUAKES EFFECTS ON REINFORCED CONCRETE BUILDINGS <http://theconstructor.org/earthquake/earthquakes-effects-reinforced-concrete-buildings/3790/>
13. Brunnet Brian. «Progressive Collapse: Overview and Lessons Learned », Penn State, 2012 <http://failures.wikispaces.com/Progressive+Collapse+Overview>

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ СТРУКТУРНЫЕ ПОКРЫТИЯ СИСТЕМЫ «БрГТУ»

ВВЕДЕНИЕ

Одним из эффективных типов пространственных конструкций для уникальных большепролетных сооружений являются структурные конструкции, в разработке которых Беларусь сегодня имеет несомненный приоритет. В Брестском государственном техническом университете создана новая металлическая структурная конструкция, получившая название система «БрГТУ». Эта металлическая конструкция обладает архитектурной выразительностью и привлекательностью, позволяет перекрывать сооружения пролетом более 150м с различными очертаниями в плане. С увеличением пролета эффективность применения структурных покрытий возрастает. Они пригодны для создания различных форм: плоские покрытия, оболочки, купола. К преимуществам архитектурного плана относятся сравнительно малая строительная высота, достигающая $1/20 \div 1/50$ перекрываемого пролета. Покрытие обладает высокой несущей способностью и пригодно для восприятия нагрузок свыше 300 кг/м^2 при пролетах до 100м.

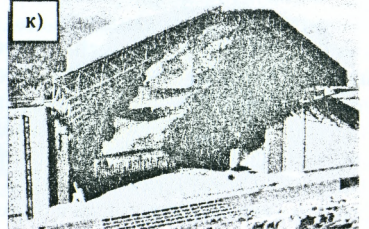
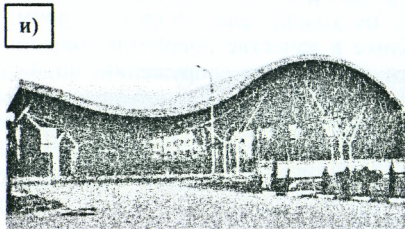
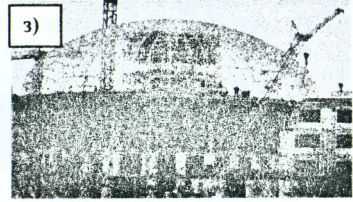
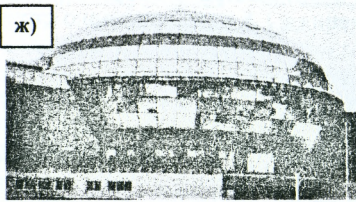
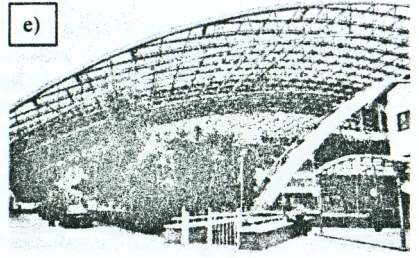
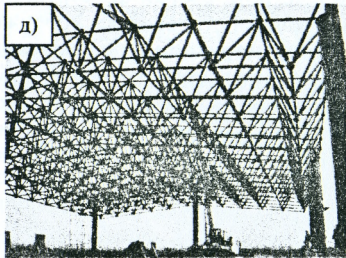
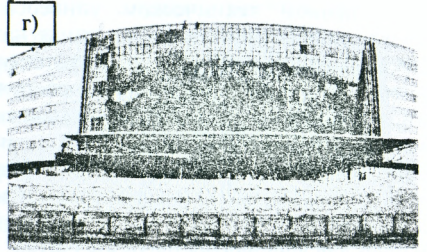
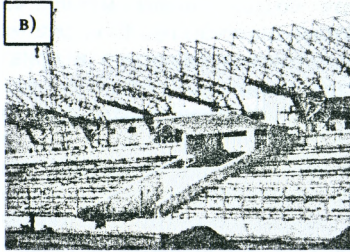
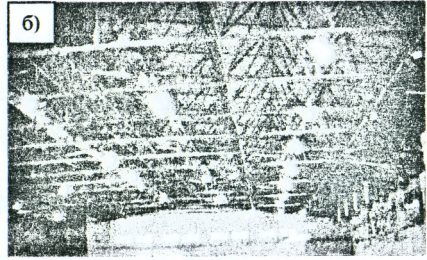
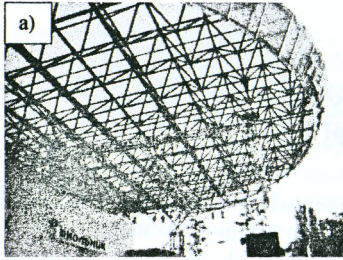
Структуру «БрГТУ» отличает простота и быстрота сборки конструкции как непосредственно на проектной отметке, так и вблизи строящегося сооружения. Нельзя не отметить и возможную разборность конструкции с последующей ее повторной сборкой на новом месте. К преимуществам этой конструкции относятся высокая индустриальность изготовления основных конструктивных элементов, полная их заводская готовность, однотипность изделий и возможность их широкой унификации не только для отдельных сооружений, но и для зданий с различными пролетами, нагрузками и схемами опирания.

Конструктивные и строительные преимущества структуры системы «БрГТУ» свидетельствуют об экономической целесообразности их применения: сокращению расхода стали до 20%, уменьшению трудозатрат на строительной площадке до 25%, сокращению сроков возведения в 1.5 раза, снижению стоимости до 10% [1].

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ СТРУКТУРНЫХ ПОКРЫТИЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ»

Структурная металлическая конструкция системы «БрГТУ» достаточно быстро получила признание архитекторов, проектировщиков и в настоящее время имеет несомненный приоритет по отношению к другим пространственным конструкциям. Об этом свидетельствует не только факт широкого применения данной конструкции по всей республике в качестве покрытий общественных зданий, культурно развлекательных и спортивных сооружений, но и то, что данная конструкция была использована при возведении уникальных сооружений, таких как, например, покрытие летнего амфитеатра в г.Витебске. Всего в период с 2006 года по 2014 год построено 19 таких зданий и сооружений.

Впервые структурное покрытие системы «БрГТУ» было применено при строительстве театра эстрады в парке культуры и отдыха в г.Бресте (рис.а).



Структурное покрытие представляет собой пространственную стержневую плиту с ортогональной сеткой поясов с размерами ячеек 1.5x1.5 м. Конструкция имеет размеры в плане 18x22.5 м, высота структурной плиты по осям поясов 1.06 м. Все стержни пространственной конструкции имеют одинаковую номинальную длину и состоят из бесшовных круглых труб двух типоразмеров: поясов и раскосов – $\varnothing 76 \times 4$ мм, опорных раскосов – $\varnothing 102 \times 4$ мм. Все узлы выполнены из поллой сферы с наружным радиусом 160 мм и толщиной стенки $t=10$ мм. Структурная плита опирается на четыре колонны двух типов: сквозной четырехветвевой из труб сечением $\varnothing 102 \times 6$ мм и сплошной из труб $\varnothing 273 \times 7$ мм и имеет консольный вылет над сценой на 9.0 м [6-8].

Более сложное конструктивное решение применено в конструкции покрытия ледовой арены на 800 мест в г.Пружаны. Такая же конструкция применена на ледовых аренах в г.Кобрине, г.Лунинце, г.Ивацевичи (рис.б).

Покрытие представляет собой металлическую пространственную перекрестно – стержневую конструкцию, выполненную в виде предварительно – напряженной прямоугольной плиты. Регулярная пространственная конструкция образована двумя прямоугольными плитами, соединенными в коньке и создающими два ската с уклоном 8° . Структурная плита опирается по контуру крайними узлами нижнего пояса на сталежелезобетонные колонны с шагом 6м и образующие в плане прямоугольник с размерами сторон 39x63 м. Ячейки поясов плиты имеют размер 3x3 м, высота плиты в осях – 3 м.

В связи с необходимостью восприятия реакции распора, в уровне опорных узлов нижнего пояса плиты устанавливаются затяжки с шагом 3 м, в направлении меньшего пролета.

Все затяжки выполнены из бесшовных горячекатаных труб $\varnothing 127$ мм и толщиной стенки 8 мм. Затяжки включают в работу предварительным натяжением 50 кН. Для сборки покрытия ледовой арены применены две марки узлов системы «БрГТУ»: с толщиной стенки поллой сферы 10 мм и наружным диаметром 160 мм и с толщиной стенки 16 мм и наружным диаметром 212 мм. Стержни структурной плиты изготовлены из круглых труб $\varnothing 127 \times 8$ мм, $\varnothing 89 \times 5$ мм, $\varnothing 83 \times 4$ [2, 6-8].

Интересное конструктивное решение применения структуры «БрГТУ» применено в навесе над западной трибуной стадиона «Спартак» в г.Могилеве. Навес представляет собой структурную плиту размером в плане 131x14 м и высотой 1.41 м, защемленную по длинной стороне на трехветвевых пилонах, установленных с шагом 12 м (рис. в).

Все стержни структурной плиты состоят из бесшовных горячекатаных труб $\varnothing 60 \times 4$, $\varnothing 89 \times 5$, $\varnothing 102 \times 8$. Применено два типа узлов диаметром 160 мм и толщиной 10 мм, и диаметром 212 мм и толщиной стенки 16 мм. Опорные пилоны состоят из двух условных конструктивных фрагментов: трехветвевой решетчатой колонны и трехветвевое решетчатого ригеля. Решеткой ригеля являются раскосы и стержни пояса структурной плиты. Такая конструкция сопряжения обеспечивает совместную работу структурной плиты и ригелей и защемляет плиту на опорных пилонах. Сжатая ветвь пилона запроектирована из двух труб $\varnothing 325 \times 14$ мм, соединенных листовыми накладками, растянутые ветви выполнены из труб $\varnothing 325 \times 14$ мм, решетка состоит из труб $\varnothing 121 \times 8$, $\varnothing 219 \times 8$ мм [6-8].

Подобную статическую схему имеет структурная плита системы «БрГТУ» над главным входом многопрофильного культурно – спортивного комплекса «Минск - Арена». Структурная плита имеет криволинейное очертание в плане с

радиусом примыкания к фасаду здания $R=64.80$ м, с размерами по ширине 17.71 м и длине дуги наружной грани 46.34 м. Криволинейная плита опирается на четыре колонны каркаса здания, четыре колонны в пролете плиты и имеет консоль длиной 6.3 м. Высота структурной плиты 1.700м, длина стержней верхнего и нижнего пояса 2.53 м, ширина переменная (2.109м – 2.689м). Все стержни запроектированы из бесшовных горячекатаных труб $\varnothing 89 \times 5$ мм, $\varnothing 114 \times 8$ мм, $\varnothing 114 \times 12$ мм, все узлы запроектированы $\varnothing 212$ мм и толщиной стенки 16 мм (рис.г).

Структурная конструкция системы «БрГТУ» является весьма удачной конструкцией для перекрытия спортивных залов, больших пролетов в общественных зданиях. Плоская плита покрытия применена в покрытии универсального спортивного зала многопрофильного спортивного комплекса «Минск - Арена». Структурная конструкция имеет размеры в плане 24х42 м и высоту 2.62 м, опирается по контуру на стены крайними узлами с шагом 3.0 м [6-8].

Структурными плитами системы «БрГТУ» перекрыты залы борьбы и игровой зал в здании ДЮСШ №2 г.Калинковичи Гомельской области.

В покрытии здания кафе возле г.Береза на трассе «Брест-Минск» применена структурная конструкция с размерами в плане 18х24 м. и высотой 1.5м (рис.д).

Первое место среди возведенных сооружений с использованием системы «БрГТУ» ввиду его уникальности бесспорно занимает большепролетное покрытие Летнего амфитеатра, запроектированное в металлических конструкциях заводского изготовления. Комбинированная стержневая система состоит из структурной цилиндрической оболочки, усеченной двумя наклонными плоскостями, и подкрепляющих ее девяти вертикальных арок (пять нижних и четыре верхних), двух наклонных арок. Принятая конструкция одновременно конструктивно логична и интересна (рис.е) [3-8].

Пролет оболочки составляет 120.014 м, ширина покрытия переменная и изменяется от 24.0 м на опорах до 71.0 м в средней части покрытия. Высота подъема осей вертикальных арок над фундаментами составляет 18.5 м, высота покрытия по осям арок 3.32 м.

Основными конструктивными элементами, обеспечивающими передачу на фундаменты нагрузок и воздействий являются пять нижних и четыре верхних вертикальных арок, между которыми расположена цилиндрическая структурная оболочка. Шаг вертикальных арок составляет 3.0 м, причем верхние вертикальные арки смещены относительно нижних на 1.5 м. Вертикальные арки выполнены в виде пучков, состоящих из трех криволинейных труб $\varnothing 273 \times 10$ мм, объединенных между собой в местах примыкания узлов структуры планками и диафрагмами. Такое решение обеспечивает совместную работу ветвей и передачу усилий с узлов структуры на вертикальные арки.

Вертикальные арки опираются на монолитные железобетонные фундаменты через консоли, которые представляют собой сталебетонные элементы, жестко защемленные в теле фундамента на глубину 1.5 м. Узел сопряжения вертикальных арок и консолей выполнен в виде фланцевого соединения на высокопрочных болтах. Принятая конструкция опирания реализует безшарнирную статическую схему, как для арок, так и для пространственной оболочки в целом. Жесткое сопряжение оболочки с фундаментами обеспечивает требуемую жесткость и пространственную неизменяемость покрытия, высокую надежность и большие запасы несущей способности, а также позволило применить простую конструкцию опорных узлов.

Наклонные арки являются обрамляющими элементами структурной оболочки и представляют собой плоские серповидные фермы с решеткой из круглых труб.

В связи с существенной асимметрией поверхности оболочки относительно продольной оси, проходящей через центр тяжести вертикальных арок и фундаментов, со стороны большей консоли установлены две сквозные трехветвевые колонны. Конструктивное решение сопряжения оголовка колонны со структурной оболочкой разработано таким, чтобы на колонну передавалось только вертикальное усилие. Опорный узел структурной оболочки может свободно перемещаться в горизонтальном направлении благодаря двум фторопластовым пластинам толщиной 10 мм, уложенными между опорной плитой узла структурной оболочки и оголовком колонны.

Главная роль для создания архитектурной привлекательности и конструктивной целесообразности сооружения отводится структурной оболочке системы «БрГТУ». Радиус нижней поясной сетки по центрам узлов $R=106,98$ м, высота сечения оболочки 2.51 м, размер ячеек верхней поясной сетки 3.0х3.0 м. Структурная оболочка воспринимает внешние нагрузки по всей площади покрытия и передает опорные реакции на вертикальные и наклонные арки и колонны, обеспечивает совместную работу всех конструкций покрытия, выполняет функцию решетки пространственной арки.

Одним из приоритетных конструкций покрытия среди построенных с применением структурной конструкции системы «БрГТУ» является купол здания НОК (рис. ж, з) [6-8]. Купол здания «Олимпийского комитета» состоит из трех отдельных стальных конструкций, выполненных с использованием стержневых систем БрГТУ:

- первая конструкция представляет собой купол, опирающийся шарнирно на отметке 15,470 м на верхнюю полку стального опорного кольца, заделанного в железобетонную плиту покрытия;

- вторая и третья конструкции представляют собой фрагменты купола, расположенные между двумя плитами перекрытия, которые опираются шарнирно на отметке +8,000 м на закладные детали нижней плиты перекрытия и прикреплены листовыми шарнирами на отметке +14,804 м к нижней полке стального опорного кольца, заделанного в верхнюю железобетонную плиту перекрытия.

Конструкции запроектированы в виде двухслойной сетчатой оболочки из стержней с расстояниями между слоями 1640 мм. Внутренняя поверхность оболочки образована вращением кривой, состоящей из двух дуг окружностей с радиусами $R_1=7,07$ м, $R_2=33$ м.

Стержневая сетчатая оболочка разбита на ячейки в виде равнобедренных трапеций. Основание трапеций до отметки +22,885 м получено делением окружностей на 58 частей. Выше указанной отметки основания трапеций получены делением окружности на 29 частей. Пояса двухслойной оболочки соединены в пространственную систему стержнями решетки и объединены узловыми элементами системы «БрГТУ».

Покрытие ледового катка по ул. Головацкого в г. Гомеле (рис. и) по технической сложности пространственной структурной оболочки, новизне принятых конструктивных технических решений, перекрываемой площади без промежуточных опор и другим параметрам относится к уникальным сооружениям. Покрытие запроектировано на кафедре строительных конструкций БрГТУ в 2007 году. Покрытие имеет размеры в плане 49,092х57,82 м и представляет собой комбинированную пространственную структурную оболочку, в поперечном разрезе близкую по очертанию к синусоиде. Объединение стержней в единую конструкцию выполнено с помощью полых шаровых узлов системы «БрГТУ» [6-9].

Структурная оболочка имеет диагональные верхнюю и нижнюю поясные сетки с ячейками в виде ромбов. Высота структурной оболочки по осям – 2,4 м, размер стороны ромба верхней поясной сетки – 2,861 м, размеры сторон ромбов нижней поясной сетки – 2,733 м, 2,911 м, 3,005 м, 3,053 м. В качестве стержней в структурной оболочке применены трубы стальные горячекатаные по ГОСТ 8732 (Ø76x5, Ø89x5, Ø102x8, Ø114x9 и Ø121x11). В торцы стержневых элементов вварены круглые гайки с резьбой М30. Наиболее нагруженные стержневые элементы с величиной продольного усилия более 400 кН сопрягаются с узлами с помощью монтажной сварки через фасонки.

Для уменьшения строительной высоты покрытия и расхода металла структурная оболочка опирается нижними узлами на опорные площадки составных ригелей. Ригели выполнены из двух горячекатаных труб сечением Ø273x10, объединенных в местах опирания узлов диафрагмами и площадками. Ригели, расположенные по оси А и Д, выполнены криволинейными в вертикальной плоскости. Ригели, смонтированные по оси 1 и 3, выполнены прямолинейными [6-8].

Покрытие над сценой амфитеатра в парке отдыха г. Молодечно запроектировано из двух пространственных двухпоясных структурных конструкций (рис. к). Сооружение имеет следующие генеральные размеры: ширина - 25,879 м; длина - 35,658 м; высота +15,064 м.

Пространственная решетчатая конструкция имеет четырехугольную сетку верхнего и нижнего поясов. Размеры ячеек верхней и нижней поясной сетки составляют 1,5...1,7x1,5...1,8 м. Высота конструкции по осям поясов составляет 1,06 м. Структурные конструкции опираются крайними узлами нижней и верхней поясной сетки с шагом 1,5...1,6 м на стальные ригеля пространственных рам.

Стержневые элементы конструкции покрытия выполнены из бесшовных горячекатаных труб по ГОСТ 8732 (тр. 73x6, тр. 89x10, тр. 108x10 и тр. 140x12), в торцы которых вварены круглые гайки с резьбой М24 и М30.

Конструкция стержней и узлов структурной конструкции системы «БрГТУ»

Система «БрГТУ» отличается от других систем конструктивными решениями узлов и стержней, обладает научной и технической новизной и защищена 13 патентами на изобретение [10].

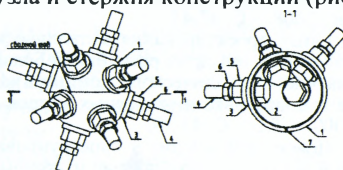
Узел структуры состоит из полого шара с отверстиями, в которые устанавливаются высокопрочные болты для соединения стержней.

Полый шар собирают из двух полусфер, полученных путем горячего прессования из листового проката. В полусферах высверливаются отверстия необходимого диаметра под высокопрочные болты.

Внутренние и наружные шайбы имеют сферическую поверхность с радиусом, равным внутреннему и наружному диаметру шара соответственно. В отверстия со стороны полости полусфер устанавливаются на сферических шайбах высокопрочные болты. На высокопрочные болты с наружной стороны устанавливаются наружная сферическая шайба и две гайки: силовая гайка и контргайка. Далее производят сварку полусфер стыковым швом с разделом кромок полуавтоматической или автоматической сваркой в среде углекислого газа.

Важная роль в данном узле отводится шайбам. Сферические поверхности внутренней и наружной шайбы, примыкающие к шаровой поверхности, имеют радиусы, равные соответственно внутреннему и наружному радиусу шара. Данная конструкция шайб обеспечивает центрирование стержней на центр узла при закручивании силовой гайки, благодаря совмещению поверхностей контакта шайба – сфера.

Следует отдельно отметить, что выполнение в стенке полого шара отверстия с диаметром, превышающим диаметр болтов, обеспечивает возможность поворота болтов при сборке на угол α , что значительно упрощает сборку и позволяет снизить точность изготовления узла и стержня конструкции (рис. 1).



1 – полусфера, 2 – внутренняя шайба с выпуклой поверхностью; 3 – наружная шайба с вогнутой поверхностью; 4 – болт; 5 – силовая гайка; 6 – контргайка; 7 – центрирующий штифт
Рис.1 – Узловой элемент системы «БРГТУ»

Диаметр шара, толщина стенки шара, диаметр, марка стали высокопрочных болтов и гаек, толщина и размеры сферических шайб назначаются исходя из величины усилий, возникающих в стержнях структуры.

Стержни структуры изготавливаются из круглых бесшовных труб. Для их соединения с болтами узлов в торцы труб устанавливаются и привариваются по контуру специальные круглые гайки с резьбовыми отверстиями.

Принятые конструктивные решения позволяют достаточно точно и однозначно выделить характер и направления силового потока в узле. Передача усилия со стержневого элемента на болт происходит через резьбовое соединение гайки стержня и болта. Контргайка служит только для стопорения стержневого элемента, а ее работой при передаче симметричного усилия пренебрегают. Передача усилия с болта на стенку узла зависит от знака усилия и происходит в следующей последовательности. Сжимающее усилие в стержне через резьбу передается на силовую гайку, далее на наружную шайбу и через нее на стенку шара. Усилие растяжения передается с головки болта на внутреннюю шайбу, а далее на стенку шара.

Важным конструктивным достоинством структурной системы «БРГТУ» является возможность регулировать зазор между гайками в узле, что позволяет компенсировать неточности изготовления деталей, включить в работу абсолютно все стержни конструкции и создать начальное полезное усилие в стержнях пространственной системы.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Драган, В.И. Разработка методов расчета напряженно – деформированного состояния сложных стальных и сталежелезобетонных конструкций при нестационарных силовых и не силовых воздействиях / В.И. Драган, Н.Н. Шалобьга, А.В. Мухин, В.В. Люстибер // Сборник научных трудов II Международного научно – практического семинара по реализации задач ГНУФИ «Строительство и архитектура», Минск, 19-21 сентября 2007г. : в 3т. – Минск т.1. – С224-242.
2. Драган, В.И. Натурные испытания металлической структурной плиты покрытия Ледовой арены в Пружанах / В.И. Драган, В.В. Люстибер // Строительство и архитектура – 2007. – №5. – С. 64-67.
3. Драган, В.И. Конструктивные решения и основные результаты расчетов большепролетного металлического покрытия Летнего амфитеатра в г.Витебске / В.И. Драган, А.В. Мухин, И.В. Зинкевич, В.А. Лебедь, Н.Н. Шалобьга, Л.Г. Головкин, А.Б. Шурин, В.В. Люстибер, А.В. Мигель // Строительство и архитектура – 2008. - №1(49). – С. 94-102.
4. Драган, В.И. Пространственное металлическое покрытие летнего амфитеатра в г.Витебске / В.И. Драган, А.В. Мухин, В.В. Люстибер // Problemy naukow - budownictwa. – Bialystok – 2007. – Т II. – S. 211-219.

5. Драган, В.И. Проектирование и строительство оболочки покрытия амфитеатра «Славянский базар» / В.И. Драган // Архитектурно – планировочные решения, конструктивно – технологические системы и энергосберегающее оборудование жилых и общественных зданий XXI века: материалы международной научно – технической конференции. – Минск, 25-26 июня 2008. – Мн., 2008. – С. 42-45.
6. Драган, В.И. Опыт проектирования металлической структурной конструкции системы «БрГТУ» на уникальных объектах республики Беларусь // Сборник научных трудов XVI международного научно – методического семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь», Брест 28-30 мая 2009г: в 2 т. – 2009. – Т.1. – С. 42-49.
7. Драган, В.И. Новое направление в конструировании металлических структурных конструкций с высокой несущей способностью и экономической эффективностью // Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве. – 2009. - №4(35). – С.72-75.
8. Драган, В.И. Большепролетные металлические структурные конструкции системы «БрГТУ» // Збірник наукових праць Українського науково – дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча техніки України, д.т.н., професора О.В. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь». – 2010. – Вип.5. – С. 72-82.
9. Драган, В.И. Комбинированная структурная оболочка покрытия ледового катка по ул. Головацкого в г.Гомеле // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. трудов XVIII Международного научно – методического семинара. – Новополоцк, 28-29 ноября 2012 г.: в 2 т. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т.1. – С. 53-58.
10. Узел соединения полых стержней пространственного каркаса: пат.2489 Респ. Беларусь, Е04В 1/58/ В.И. Драган, А.А. Левчук, Н.Н. Шалобыта, В.Н. Пчелин; заявитель Брестский го. ун-т. - №20050458, заявл. 21.07.2005; опубл. 28.02.2006 // афішыйны бюл/ нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці.2006. - №1. – С.194.

УДК 624.014.27

Драган В.И., Морилова Н.Л.

ИССЛЕДОВАНИЯ КРИТЕРИЕВ ЖИВУЧЕСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ»

Введение

Проектирование современных архитектурных форм большой выразительности и универсальности, образуемых на основе многократно повторяющихся элементов, привели к созданию металлической структурной системы нового типа – структурной конструкции системы «БрГТУ».

За последние десять лет запроектировано более 30 и построено 19 уникальных сооружений с применением металлических структурных конструкций системы «БрГТУ». Это покрытия сцен летних амфитеатров в г. Бресте, г. Кобрине, г. Хойники, покрытия ледовых арен в г. Пружаны, г. Лунинец, г. Ивацевичи, г. Кобрине, покрытие летнего амфитеатра в г. Витебске, навес над трибунами стадиона «Спартак» в г. Могилеве, покрытием спортивного зала и главного входа на «Минск - арена», покрытия ДЮСШ №2 в г. Калинковичи, купол здания НОК в г.Минске, покрытие амфитеатра в парке г. Молодечно и другие.

Для дальнейшего развития, проектирования и строительства новых объектов с применением структурных конструкций системы «БрГТУ» необходимо проведение теоретических и экспериментальных исследований с целью определения и уточнения новых конструктивных решений, а также реализации новых методов расчета и проектирования конструкций, в том числе в случае аварийных нагрузок и аварийных состояний, включая методы определения надежности и живучести структурных конструкций системы «БрГТУ».

На сегодняшний день отсутствует общепринятый научно – обоснованный подход проектирования живучести и долговечности зданий и сооружений на различных стадиях жизненного цикла. В этой связи развитие элементов теории и практических методов расчета живучести приобретает все большую актуальность. Новый этап исследований связан с изучением живучести физически и геометрически нелинейных систем, а также влияния выключения отдельных элементов на процесс общей несущей способности в запредельных состояниях.

Для решения задач оценки живучести структурных конструкций системы «БрГТУ» приняты следующие гипотезы:

- запроектное воздействие на структурную конструкцию определяется интегральным результатом накопления повреждений, выраженный диаграммой деформирования покрытия «нагрузка – прогиб покрытия»;

- разрушение структурной конструкции определяется набором выключенных связей, в частности пластических шарниров, которые превращают конструкцию в кинематически изменяемую систему;

- на начальном этапе нагрузка, при действии которой не происходит образование пластических шарниров считается постоянной (проектная нагрузка), остальная нагрузка изменяется пропорционально по одному параметру.

На живучесть структурных покрытий системы «БрГТУ» влияет также их топология. Рациональный выбор топологии таких покрытий дает возможность управлять их живучестью при исчерпании несущей способности элементов.

1 Сравнительный анализ вероятности отказа и индекса надежности

Для всех описанных сооружений был проведен ряд расчетов нелинейной постановке с применением ПК SAP2000. Подробная методика проведения нелинейных расчетов была изложена в [3].

Результатами проведенного исследования стали определение численных показателей надежности, подтверждение высокого уровня живучести, отсутствие ключевых элементов, исключение прогрессирующего обрушения, а также действенность применения разработанной расчетной модели.

В данной статье проведен сравнительный анализ полученных результатов, который будет направлен на определение конструктивных форм покрытий, наиболее подходящих для перекрытия больших пролетов.

Проведение нелинейных расчетов [2–3] показало, что образование шарнира в первом элементе не ведет к прогрессирующему обрушению системы в целом. Подобное не происходит и при образовании 5-10-20 и более шарниров.

Все конструктивные формы покрытий, рассматриваемые в данной работе сформированы на основании узлового соединения системы «БрГТУ». Эти объекты, в соответствии с ТКП EN 1990 [5], можно отнести к классу надежности RC2, а в соответствии с ГОСТ 27751-88 [6] при их расчете необходимо принимать коэффициент надежности по назначению $\gamma_n=1.2$.

Таким образом эти характеристики означают, что при подборе элементов конструкций коэффициент запаса должен составлять не менее 20% с одной стороны и при проверке соответствия нормативному уровню надежности $\beta \geq 3.8$ с другой стороны.

В таблице 1 приведены данные определения характеристик надежности (β/P_r) при проектном нагружении и на стадии разрушения системы.

Перед проведением нелинейного расчета, был проведен статический линейный расчет с целью подбора сечений элементов по I и II группам предельных состояний. Естественно, что в сложных системах, состоящих из нескольких тысяч стержней, показатели исчерпания несущей способности для каждого эле-

мента будут различны, так же как и их показатели надежности. Пытаясь превратить такую систему в ферму равного сопротивления, инженер получит число жесткостей элементов, равное числу стержней.

Для оценки надежности большепролетных покрытий предлагается принимать коэффициент конструктивной безопасности, равный отношению разрушающей нагрузки на покрытие к проектной.

Таблица 1 – Сравнение показателей надежности

Объект	β/P_f (нормативный) по ТКП	β/P_f проектные нагрузки	β/P_f (стадия разрушения первого элемента)	Коэф. конструкт. безопасности
1	2	3	4	5
Навес в г.Хойники	$3.8/10^{-4}$	$9.2/1.2 \cdot 10^{-20}$	$8.12/2.33 \cdot 10^{-16}$	6.56
Покрытие в г.Молодечно	$3.8/10^{-4}$	$3.88/5.08 \cdot 10^{-5}$	$5.0/2.79 \cdot 10^{-7}$	1.85
Ледовый дворец в г.Пружаны	$3.8/10^{-4}$	$4.02/2.85 \cdot 10^{-5}$	$7.67/8.07 \cdot 10^{-15}$	1.41
Купол НОК (равн.снег)	$3.8/10^{-4}$	$4.06/2.53 \cdot 10^{-5}$	$5.67/7.69 \cdot 10^{-9}$	2.47
Каток в г.Гомеле (неравн. снег)	$3.8/10^{-4}$	$4.15/1.61 \cdot 10^{-5}$	$7.77/3.65 \cdot 10^{-5}$	2.46
Каток в г.Гомеле (равн.снег)	$3.8/10^{-4}$	$2.79/2.6 \cdot 10^{-3}$	$3.98/3.3 \cdot 10^{-5}$	1.88
Спорткомплекс в г.Москва (неравн. снег)	$3.8/10^{-4}$	$3.86/2.1 \cdot 10^{-4}$	$4.68/4.68 \cdot 10^{-6}$	1.38
Спорткомплекс в г.Москва (равн.снег)	$3.8/10^{-4}$	$3.96/3.37 \cdot 10^{-5}$	$4.74/1.02 \cdot 10^{-6}$	1.56

Долгое время было принято считать, что если обеспечена необходимая надежность каждого элемента – это есть обеспечение надежности системы в целом. Показатели надежности, приведенные в таблице 1 рассчитаны по первому пластическому шарниру, образовавшемуся в элементе.

Целевые (нормативные) показатели надежности должны обеспечить необходимый запас несущей способности на весь период эксплуатации.

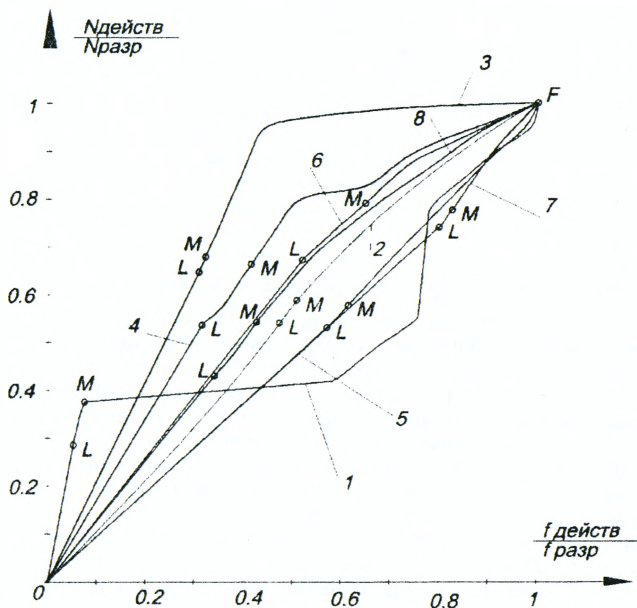
Таким образом, исходя из следующих характеристик: коэффициента конструктивной безопасности, вычисленных индексов надежности и вероятностей отказа, заключаем, что для различных конструктивных форм коэффициенты надежности по назначению должны быть различны. Например:

- для купольных конструкций (в соответствии с расчетом купола НОК) он может приниматься в классическом варианте $\gamma_n=1.2$;
- для структурных плит с более жесткой ячейкой (в соответствии с расчетом структурной плиты навеса в г.Хойники) вполне достаточно $\gamma_n=1.0$;
- для комбинированных структурных плит (по расчету конструкции покрытия ледового дворца в г.Пружаны) его также можно оставить $\gamma_n=1.2$;
- для структурных оболочек сложной формы (покрытия в г. Гомель, Москва) для принятия γ_n необходим дополнительный расчет, возможно в нескольких приближениях с целью определения его необходимой величины, предварительно можно лишь предполагать, что его величина будет превышать 1.2;
- консольные структурные плиты сложной формы (расчет покрытия амфитеатра в г. Молодечно) можно говорить о том, что $\gamma_n=1.2$ соответствует нормируемым показателям надежности, но при проектировании новых конструкций необходим проверочный расчет.

Проведение сравнительного анализа различных конструктивных форм на соответствие нормируемым характеристикам надежности говорит о невозможности применения обобщенного коэффициента $\gamma_n=1.2$, а также о необходимости проведения дополнительных расчетов на стадии проектирования.

2 Сравнительный анализ деформационных свойств различных систем

Важной частью сравнительного анализа является нелинейная диаграмма деформирования в относительных координатах «нагрузка – перемещение центральных узлов покрытия» (рис. 1).



1 – структурная плита навеса в г. Хойники; 2 – консольная структурная оболочка в г. Молодечно; 3 – ломаная структурная плита г. Пружаны; 4 – оболочка катка г. Гомель (загружение неравномерным снегом); 5 – оболочка катка г. Гомель (загружение равномерным снегом); 6 – спортивный комплекс г. Москва (загружение равномерным снегом); 7 – спортивный комплекс г. Москва (загружение неравномерным снегом); 8 – купол НОК

Рисунок 1 – Зависимости «нагрузка на 1 м^2 – перемещение центральных узлов покрытия» по результатам нелинейного расчета

На графике, представленном на рис. 1 вертикальная ось представляет собой отношение нагрузки на текущем шаге к разрушающей, а по горизонтальной оси – перемещение на текущем шаге к перемещению, соответствующему разрушающей нагрузке.

Каждый график обозначим характеристическими точками где:

L – величина расчетной проектной нагрузки;

M – величина нагрузки при образовании первых пластических шарниров в элементах;

F – величина разрушающей нагрузки.

Таблица 2 – Сводная таблица жесткостных показателей конструкций покрытий

Объект	Вертикальный прогиб			
	Нормированный, [мм] по [7]	От расчетной проектной нагрузки, [мм]	От разрушающей нагрузки, [мм]	В долях пролета*
1	2	3	4	5
Навес в г.Хойники	72	18.35	634.16	1/28
Покрытие в г.Молодечно	134	121.10	255.81	1/86
Ледовый дворец в г.Пружаны	143	65.52	212.34	1/202
Купол НОК (равн.снег)	154	22.38	79.42	1/584
Каток в г.Гомеле (неравн.снег)	164	92.26	292.96	1/168
Каток в г.Гомеле (равн.снег)	164	66.23	116.09	1/424
Спорткомплекс в г.Москва (неравн.снег)	230	111.39	139.26	1/496
Спорткомплекс в г.Москва (равн.снег)	230	114.75	220.90	1/313

* - вертикальный фактический прогиб при разрушающей нагрузке

Особенностью данных графиков является упругое деформирование конструкций при проектных нагрузках и нелинейное деформирование покрытия с образованием пластических шарниров в стержнях при запроектных нагрузках.

Анализируя диаграмму (рис. 2) видно, что реакция различных конструктивных форм на внешние, в том числе запроектные воздействия различна.

Сводный график зависимостей «нагрузка–перемещение» является весьма показательным с точки зрения поведения сложных систем при действии запроектных нагрузок. Из рис. 2 видно, что скачки, переломы диаграмм присутствуют на графиках сооружений с приложением неравномерных, больших нагрузок, выраженных снеговыми мешками, такое поведение исследуемых конструкций говорит о приспособляемости сложных большепролетных систем к внешним воздействиям. Резкие изменения направления графиков происходит при выключении одних элементов из работы и передачи усилий на другие. Так например на диаграмме 1 (навес в парке г.Хойники) изменение направления диаграммы происходит при исчерпании несущей способности опорных раскосов и перераспределении усилий на элементы поясов.

Картина приспособляемости конструкций покрытий при восприятии запроектных воздействий, образование пластических шарниров при пошаговом увеличении нагрузки, говорит об отсутствии ключевых элементов и об исключении возможности лавинообразного обрушения.

Конечно, на практике, при эксплуатации таких сооружений, никакими объективными и субъективными причинами невозможно объяснить образование до 500 пластических шарниров в элементах, однако, такая картина разрушения говорит о высокой степени надежности и живучести структурных систем.

Таким образом, исследуя различные типы и формы структурных конструкций покрытий, можно сделать выводы об отклике различных конструктивных форм на запроектные воздействия. Так, например:

- структурированные двухслойные купола (по результатам расчетов купола НОК): оптимальный расход стали при высоких запасах несущей способности, разрушение системы происходит при «продавливании» купола при действии разрушающей нагрузки;

- консольная изогнутая оболочка (по результатам исследования амфитеатра в г.Молодечно): при пошаговом приращении нагрузки на покрытие происходит перераспределение усилий от опорных зон в сторону консоли, при этом разрушение системы происходит при достижении критической нагрузки с образованием механизма, расположенного в середине консоли;

- структурная плита (навес в парке г.Хойники): обладает большим запасом несущей способности, при минимальных сечениях узлов и элементов, такие показатели достигаются жесткостью ячейки структурной плиты при незначительном увеличении расхода стали. Наиболее ответственными элементами являются опорные раскосы, при исчерпании несущей способности перераспределение усилий происходит на элементы поясов;

- двухскатная структурная плита с затяжками – комбинированная конструкция (конструкции покрытия в г.Пружаны, Кобрине, Лунинце, Ивацевичах и т.д.): совместная работа комбинированных систем позволяет добиться высокого уровня надежности при минимальном расходе материала, при достижении разрушающего уровня проектного воздействия в системе покрытия образуется несколько механизмов в разных частях конструкции покрытия;

- изогнутая структурированная оболочка (по результатам расчета покрытия катка в г.Гомеле): данная конструкция покрытия была рассчитана на два варианта снеговой нагрузки, результаты расчетов показали различные пути возможных разрушений, а следовательно различные показатели надежности. Проведенный сравнительный анализ для регионов Брест-Гомель показывает необходимость более детального отношения к расчету показателей надежности и живучести сложных систем;

- цилиндрическая оболочка с затяжками (рассмотрена по результатам расчета спортивного комплекса, запроектированного для г.Москвы): рассмотренные два варианта загрузки, доказывают совместную работу всех элементов комбинированной конструкции покрытия, отсутствие ключевых элементов, высокий уровень живучести и как следствие исключение прогрессирующего обрушения.

- исследование работы структурной плиты с более жесткой решеткой показало, что превращение системы в механизм происходит при потере устойчивости опорных раскосов.

Обобщая сравнительный анализ можно говорить, что график зависимости «нагрузка на 1 м^2 – перемещение центральных узлов покрытия» характеризуется углом наклона. Вертикальность графика говорит о жесткости системы: чем вертикальней участок кривой, тем большей жесткостью обладает система на данном этапе загрузки. Из рассматриваемых сооружений можем выделить системы обладающие наибольшей жесткостью: это навес в г.Хойники, купол НОК, структурная плита покрытия в г.Пружаны.

Другим показателем, рассматриваемой диаграммы является скорость накопления деформаций для каждого отдельного графика. Среди рассматриваемых систем можно выделить структурную плиту в г.Хойники. Каждый излом графика говорит о перераспределении усилий, приспособляемости системы и изменении расчетной схемы.

Так, например, диаграмма 1 рис. 1 кардинально меняет свой угол наклона при выключении верхних и нижних опорных раскосов, перераспределении усилий на пояса.

Изменение угла наклона диаграммы 3 рис.1, построенного для покрытия ледовой арены в г.Пружаны происходит при выключении средних раскосов – наиболее ответственных элементов для данной системы.

Равномерность и вертикальность графика НОК (диаграмма 8 рис.1) напротив, говорит о равномерном перераспределении усилий в системе на различных этапах нагружения.

3 Скорость накопления повреждений различных систем

Еще одним критерием живучести стала общая относительная диаграмма зависимости «нагрузка – количество пластических шарниров» (рис. 2).

Данная диаграмма характеризует скорость накопления повреждений системы по мере приложения нагрузки. За меру повреждений было принято отношение общего количества шарниров, образовавшихся при разрушении к числу образовавшихся шарниров на рассматриваемом шаге.

Угол наклона данной диаграммы характеризуется способностью системы к перераспределению усилий. Появление горизонтальных участков говорит об изменении расчетной схемы и увеличении скорости накопления повреждений.

Переходя к анализу взаимного расположения кривых, можно отметить:

- минимальная скорость накопления повреждений (лучшая приспособляемость) относится к плоским структурным плитам, как к отдельным системам (навес в г.Хойники) так и комбинированным системам.

- ярко выраженное изменение углов наклона для диаграмм (диаграммы 1, 3, 4) удобно рассматривать с диаграммами рис.1, из чего можно заключить, что изменение угла наклона обоих графиков происходит при выключении отдельных конкретных элементов, приспособляемости, изменении расчетной схемы.

Так, например:

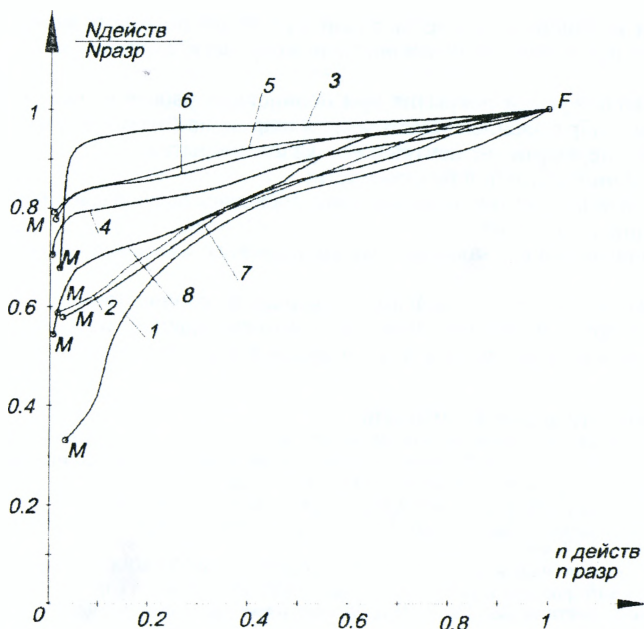
- особенностью купольного формообразования, для рассматриваемой диаграммы на примере купола НОК, изменение углов наклона (диаграмма 8 рис. 2) появляется при образовании новых больших групп пластических шарниров при пошаговом увеличении нагрузки;

- равномерной диаграммой является диаграмма 8 рис.2. Данная диаграмма имеет довольно малый угол наклона к горизонтали, однако отсутствие изменений углов наклона на протяжении жизненного цикла системы, говорит о равномерном перераспределении усилий и о одинаковой скорости накопления повреждений.

Таблица 2 – Сводная таблица наличия повреждения в конструкциях покрытий

Объект	Общее кол-во стержней, шт.	Кол-во образовавшихся шарниров на стадии разрушения	
		шт.	%*
1	2	3	4
Навес в г.Хойники	1399	174	7.15
Покрытие в г. Молодечно	1440	57	3.95
Ледовый дворец в г. Пружаны	2420	188	7.76
Купол НОК (равн.снег)	4499	498	11.07
Каток в г. Гомеле (неравн.снег)	2835	353	12.45
Каток в г.Гомеле (равн.снег)	2835	37	1.3
Спорткомплекс в г. Москва (неравн.снег)	6008	331	5.5
Спорткомплекс в г. Москва (равн.снег)	6008	443	7.19

* - % образовавшихся шарниров в элементах системы «БрГТУ» на стадии разрушения от общего числа стержней



1 – структурная плита навеса в г. Хойники; 2 – консольная структурная оболочка в г. Молодечно; 3 – ломаная структурная плита г. Пружаны; 4 – оболочка катка г. Гомель (загружение неравномерным снегом); 5 – оболочка катка г. Гомель (загружение равномерным снегом); 6 – спортивный комплекс г. Москва (загружение равномерным снегом); 7 – спортивный комплекс г. Москва (загружение неравномерным снегом); 8 – купол НОК
 Рисунок 2 – Зависимости «нагрузка на 1 м^2 – количество пластических шарниров в элементах покрытия» по результатам нелинейного расчета

Выводы

Для каждого сооружения нелинейный расчет проводился до момента полного разрушения – вырождения статической неопределенности и превращения конструкции в механизм. В данных расчетах не принимался принцип единичного отказа или умышленного внесения повреждений. В таких сложных, статически неопределимых системах на стадии разрушения образуется до 500 шарниров. Конечно, такая ситуация на практике вряд ли возможна, однако такое моделирование позволяет:

- определить действительные резервы несущей способности сооружений;
- определить пути разрушения;
- определить места образования пластических шарниров;
- на любом этапе определить характеристики надежности;
- определить наличие ключевых элементов, если они есть;
- путем регулирования жесткости системы в целом добиться необходимых уровней надежности и живучести;
- определить характеристики надежности при запроектных нагрузках;
- оценить влияние формы на характеристики системы;
- оценить влияние схем приложения нагрузок на характеристики системы.

По результатам нелинейных расчетов различных форм покрытия можно назначить качественные критерии надежности и живучести сложных конструктивных систем:

- деформации конструкции покрытия при нелинейной работе сложных конструктивных схем с образованием пластических шарниров (относительная диаграмма «нагрузка – перемещение центральных узлов покрытия»);
- коэффициент конструктивной безопасности;
- вычисление математических характеристик надежности на различных этапах жизненного цикла системы;
- нелинейная диаграмма в относительных координатах «нагрузка – количество шарниров»;
- величина накопленного повреждения, измеряемая количеством пластических шарниров, и процент полного или частично исчерпавших несущую способность стержней к общему количеству стержней в структурной конструкции системы «БрГТУ».

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Драган, В.И. Механика большепролетных металлических структурных конструкций системы «БрГТУ» / В.И. Драган, Н.Л. Морилова // Труды VI Международного симпозиума по трибофатике МСТФ 2010 в 2 частях. – Минск: БГУ, 2010. – Ч. 2 – С. 317–322.
2. Драган, В.И. Методика расчета живучести структурных конструкций системы «БрГТУ» / В.И. Драган, Н.Л. Морилова // Вестник БрГТУ. – №1(73): Архитектура и строительство – Брест: БрГТУ, 2012. – С. 39–46.
3. Драган, В.И. Оценка надежности конструкций системы «БрГТУ» на стадии проектирования методом прямого расчета вероятности отказа / В.И. Драган, В.В. Тур, Н.Л. Морилова, А.В. Дмитриева // Вестник БрГТУ. – №1(79): Архитектура и строительство – Брест: БрГТУ, 2013. – С. 43–50.
4. Драган, В.И. Комбинированная структурная оболочка покрытия ледового катка по ул. Головацкого в городе Гомеле / В.И. Драган, А.Б. Шурин, А.В. Мухин, Н.Н. Шалобыта // Сборник трудов XVIII международного научно-методического семинара: в 2-х т. – Новополоцк, 28–29 ноября 2012 / Под общ. ред. Д.Н. Лазовского, А.И. Колтунова. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т. 1. – С. 53–58.
5. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990. – Мн.: Типпроект, 2011 – 137 с.
6. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету: ГОСТ 27751-88.
7. Нагрузки и воздействия. Строительные нормы и правила: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ГП ЦГП, 1996. – 44 с.

УДК 624.074.5

Драган В.И., Шурин А.Б., Драган А.В., Морилова Н.Л.

ПРИМЕНЕНИЕ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ» В ПОКРЫТИЯХ АВТОВОКЗАЛА В Г. БРЕСТЕ

Введение

В начале XXI века для перекрытия больших пролетов, сложных форм в плане, предпочтение отдается легким металлическим конструкциям, чаще всего различным структурным системам. На территории РБ лидером по числу запроектированных и построенным структурных конструкций являются структурные конструкции системы «БрГТУ».

Сегодня структурная система «БрГТУ», получившая широкое применение в Республике Беларусь при строительстве большепролетных сооружений, отличающихся конструктивными и статическими схемами, очертаниями планов,

формами поверхностей, пролетами, методами изготовления и монтажа. Их использование открывает широкие возможности создания сооружений, отличающихся легкостью, высокими технико – экономическими показателями, архитектурной выразительностью. Элементарные схемы разнообразными способами объединяются в сложные пространственные структуры.

Для дальнейшего развития, проектирования и строительства новых объектов с применением структурных конструкций системы «БрГТУ» необходимо проведение теоретических и экспериментальных исследований с целью определения и уточнения новых конструктивных решений, а также реализации новых методов расчета и проектирования конструкций, в том числе в случае аварийных нагрузок и аварийных состояний, включая методы расчета живучести структурных конструкций системы «БрГТУ».

Срок службы современных сооружений достигает 100 лет. На протяжении этого периода они подвергаются действию различных нагрузок. Говорить о том, что на стадии проектирования мы можем проектировать их со 100% надежностью нельзя. В связи с чем для подобного рода объектов еще на стадии проектирования необходима оценка свойств надежности и живучести сооружений.

Существенной особенностью исследований живучести систем является их вынужденная априорность. Нерасчетные условия, возникающие в аварийных ситуациях, крайне редки, и их опыт может быть распространен весьма ограниченно. Проведение специальных испытаний в натуре или просто невозможно, или крайне дорого. Под отказоустойчивостью (стойкостью) понимается проявление свойства живучести в нормальном режиме эксплуатации. Так, в нормах для проектирования АЭС существует понятие «проектной» аварии, на которую в том числе должны быть рассчитаны конструкции.

Если брать более узкий объект исследования – большепролетные уникальные сооружения, то для таких зданий в обязательном порядке должен быть повышенный уровень живучести. Ведь такие сооружения вмещают тысячи людей, а ущерб от их обрушения может быть катастрофическим. Учитывая тот факт, что подобная категория зданий относится к не типовым, нельзя рассматривать их по каким-то общим критериям. Каждое такое сооружение уникально, со своей расчетной схемой и конструктивным решением и подход должен быть соответствующим.

Модель живучести лежит в основе механики катастроф, в рамках которой исследуются процессы накопления повреждений, достижения предельного (критического) состояния, реакции элементов конструкций на внешние воздействия и т.д. Особое место занимает изучение процесса закритического поведения элементов конструкций (систем). Когда в своей закритической области они выходят из строя и оказывают влияние на другие элементы системы, порождая внутренние для самой конструкции негативные воздействия, внешние и внутренние воздействия приводят к последовательности отказов элементов системы, инициирующих ее переход в аварийное состояние. Такие модели незаменимы там, где нужна осознанность в оценке живучести системы.

Проект здания автовокзала в г. Бресте предусматривает перекрытие помещений различного назначения структурными конструкциями системы «БрГТУ» (рис. 1), а именно: перекрытие помещения кассового зала структурной оболочкой (рассмотренной в разделе 1) и проектирование конструкций покрытия навесов над автобусными площадками – 2 симметричные конструкции (рассмотрены в разделе 2).



Рисунок 1 – Главный фасад здания автовокзала г. Бреста

1. Конструктивные решения покрытия кассового зала.

1.1. Конструкция покрытия кассового зала по форме представляет собой боковую поверхность усеченного конуса с размерами: 40,8 м – большее основание, 13,846 м – меньшее основание, 28,92 м – длина образующей.

Несущая конструкция является структурной оболочкой с применением металлической системы «БрГТУ» с треугольной ячейкой. Структура имеет ортогональную верхнюю и нижнюю поясные сетки, высота структурной плиты 1,60 м. Структурная плита состоит из правильных тетраэдров с длиной ребер поясов 3,0 м. Распор воспринимается двумя затяжками, расположенными вдоль меньшей и большей сторон оснований усеченного конуса. Кровля покрытия включает прогоны, профнастил, утеплитель и профиль KALZIP 65/400 на клипопорах. В средней части покрытия устанавливается световой фонарь трапецевидного очертания в плане с размерами: 8,25 м – большее основание, 0,34 м – меньшее основание, 11,94 м – длина. Структурная плита опирается на монолитную железобетонную балку по осям 9 и 12. По оси 12 опоры шарнирно неподвижные, по оси 9 – шарнирно подвижные.

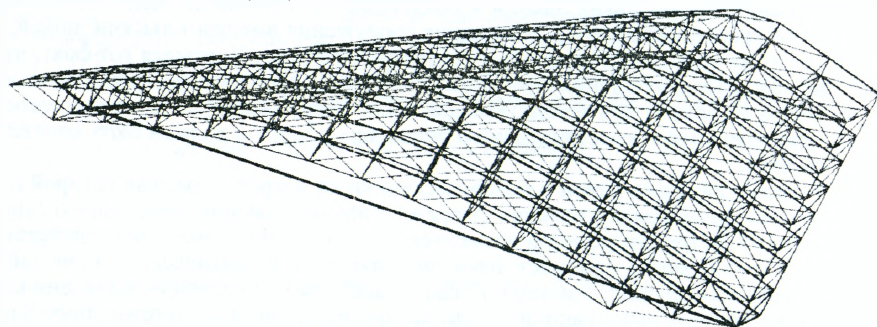


Рисунок 2 – Общий вид расчетной модели покрытия кассового центра

1.2. Исследование НДС покрытия кассового зала.

Конечно-элементное моделирование напряженно-деформированного состояния структурного покрытия выполнялось с использованием стержневых конечных элементов с шарнирным сопряжением в узлах (рис. 2). Статические расчеты конструкций покрытия производились при помощи вычислительных комплексов «Lira 9.2» и «SAP2000» и конструировались по методикам, изложенным в нормативных документах. При проектировании применяли следующие нагрузки.

Таблица 1

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативная, кН/м ²	γ_f	Расчетная кН/м ²
1	<i>Постоянная</i>			
1.1	Собственный вес	программно 0.112	1.05	0.118
1.2	Профлист типа KALZIP 65/400 толщ. 1.2мм		1.05	
1.3	Минплита «Белтеп РУФ-35» 115кг/м ³ – толщ. 250мм	0.288	1.3	0.065
1.4	Пленка паронизоляционная «Ютафол Н сильвер» - 220 кг/м ³	0.05	1.3	0.065
1.5	Прогоны гн. профиль 120x80x5 ГОСТ 30245	программно	1.05	
1.6				
2	<i>Длительная</i> - оборудование	0.30	1.2	0.36
3	<i>Кратковременная</i>			
3.1	Снег (снеговой район – ІБ)	0.8	1.6	1.28
3.2	Ветер (ветровой район – І)	0.23	1.4	0.322
3.3	Гололед (гололедный район – ІІІ)	0.10	1.3	0.13
3.4	Температурная нагрузка	$t=+50C$		
3.5	Температурная нагрузка	$t=-50C$		

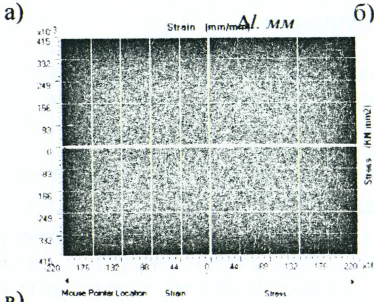
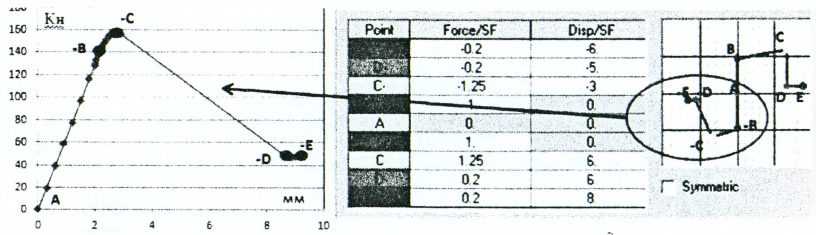
Тем не менее, многие предельные состояния предполагают нелинейную работу, потому предполагается полезным разработать систематизированную методику расчета сложных систем в нелинейной постановке на запроектные нагрузки [1-5].

Весьма важной задачей было нахождение величины критической (разрушающей) узловой нагрузки, определение предельного состояния системы в целом. Предельное напряженное состояние системы соответствует такому напряженному состоянию, когда малейшее добавочное силовое воздействие нарушает существующее равновесие и приводит систему в неустойчивое состояние. Достаточное условие устойчивости – потенциальная энергия имеет минимум. Выполнение этого условия, а также определение границ перехода различных состояний энергии, представляет сложнейшую проблему.

Структурное пространственное покрытие является весьма сложной системой, включающей в себя тысячи элементов, в которой при увеличении нагрузки происходит исчерпание несущей способности отдельных стержней, перераспределение усилий и даже смена знака усилия в элементах. По сравнению с растянутыми элементами, расчет сжатых элементов требует значительно большей исходной информации. Во-первых, необходимо описать геометрические характеристики стержня: длину, форму поперечного сечения и форму оси, которая имеет начальную погибь. Во-вторых, необходимо задать упругопластическую диаграмму материала. И, в-третьих, необходимо описать условия прикрепления концов элемента к остальной конструкции.

Решая физически нелинейные задачи шаговым методом, который часто идентифицируют как метод последовательных нагружений, по сути, можно организовать моделирование процесса нагружения. Действительно, в этом случае нагрузка прикладывается частями, а на каждом шаге изменяются жесткостные характеристики системы [1–5] за счет изменения модуля упругости.

Принятый вариант решения математической модели обладает рядом особенностей, которые учитывались для максимального приближения расчетной схемы к действительной работе конструкций. Такими особенностями являются описание элементов расчетной схемы и их математических параметров.



а) экспериментальная диаграмма деформирования сжатого стержня структуры;
 б) диаграмма деформирования сжатого и растянутого стержня по данным SAP2000;
 в) диаграмма деформирования стали 20 при растяжении и сжатии
 Рисунок 3 – Графики физически и геометрически нелинейной работы стержней структурной конструкции

При создании расчетных моделей были приняты следующие исходные данные: все узлы системы (кроме опорных) принимаются шарнирными, принималась гипотеза о центральном нагружении элементов, для описания нелинейных характеристик элементов во все стержни системы были введены пластические шарниры, характеристики которых были описаны по реальным характеристикам материала и экспериментальным данным деформирования отдельных элементов (см. рис. 3).

Полученная расчетная модель была протестирована на фрагментах. Сопоставление экспериментальных данных с теоретическими дало хорошие результаты, что говорит о соответствии расчетной модели действительной работе конструкции и позволяет ее применять на реальных объектах.

При задании характеристик пластического шарнира были учтены характеристики работы как растянутых, так и сжатых элементов в составе системы.

Работа растянутых элементов была задана по характеристике материала (диаграмма растяжения стали) – «классическая» диаграмма – верхняя правая ветвь графика (рис. 3б).

Работа сжатых элементов была описана графиком, построенным по результатам испытания отдельных стержней (рис. 3а) – на рис. 3б нижняя левая ветвь графика.

В качестве варианта загрузки снеговой нагрузкой при проведении нелинейного расчета выбран равномерный вариант загрузки, как наиболее приемлемый для данного типа покрытия. В таблице 2 приведены результаты численного эксперимента работы структурной оболочки при проектных и запроектных нагрузках.

Таблица 2

№ ша-га на-гру-жения	Тип нагрузки	Величина нагрузки на текущем этапе, кН/уз	Общая величина нагрузки кН/уз	Кол-во шарниров (на данном шаге/ общее)	Общее число шарниров	Пере-меще-ния в.п. мм
1	Обр. системы	-	-	-	-	-
2	С.вес	програмно 1.99	1.99			11.007
3	Остекление	2.04	4.03			11.107
4	Вес фонаря	0.71	4.74			15.237
5	Покрытие	4.2	8.94			39.887
6	Снег-проектная	3.05	11.99			57.992
7	0.5-снег	1.525	13.515	6	6	67.756
8	0.5-снег	1.525	15.04	7	12	80.144
9	0.5-снег	1.525	16.565	16	28	96.118
10	0.5-снег	1.525	18.09	24	52	116.614
11	0.5-снег	1.525	19.615	34	86	148.83
12	0.5-снег	1.525	21.14	26	112	203.987

Как видно из приведенной мозаики повреждения покрытия (см. рис. 3), в основном скопление шарниров происходит в элементах верхнего пояса в направлении ширины структурной оболочки.

Можно отметить, что скорость образования пластических шарниров в элементах верхнего пояса при увеличении нагрузки возрастает. Предельное состояние системы достигается при превращении ее в механизм: система становится геометрически изменяемой при превышении снеговой нагрузки в 4 раза выше общей проектной.

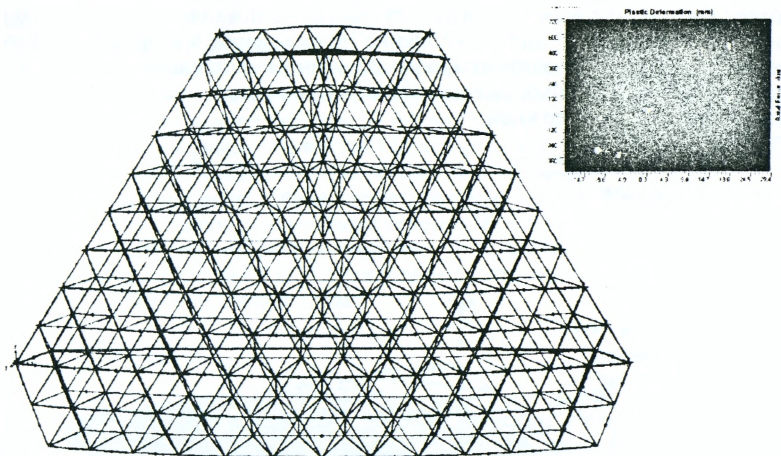


Рисунок 4 – Схема образования пластических шарниров на стадии разрушения

Схема образования пластических шарниров в элементах структурной оболочки позволяет выявить скорость накопления повреждения, развития шарниров и являются частью результатов нелинейного расчета.

По цветовой шкале (степени развития пластических шарниров в стержнях структуры) видно, что процесс накопления повреждений от момента превыше-

ния полной проектной нагрузки и дальнейшего нагружения – процесс, происходящий не мгновенно, а во времени, образование и развитие шарниров происходит поэтапно, по мере нагружения конструкции покрытия в целом.

Приведенная схема элементов покрытия на стадии разрушения позволяет выявить наиболее нагруженные места, места со скоплением пластических шарниров, что может быть весьма полезным при:

- определении путей разрушения системы;
- распределения нагрузки при пошаговом нагружении конструкции до момента ее разрушения;
- при повторном применении таких конструкций в районах с другими климатическими условиями (другим весом снегового покрова) могут быть определены места необходимого увеличения сечений.

Наиболее показательным и важным является график в координатах «нагрузка-перемещение». График показывает:

- запас несущей способности системы, от полной проектной нагрузки до полного разрушения системы (образование в структурной системе механизмов), составляет 1,76 от проектной нагрузки или 4,0 от полной снеговой нагрузки;
- количество образовавшихся пластических шарниров, от общего количества стержней структуры составляет 11,16%;
- рассматривая форму (внешний вид) графика как отклик на накопление повреждений системы, вызванных приложением запроектных нагрузок, показывает отсутствие высвобождения резкого и большого количества энергии, что позволяет говорить об отсутствии опасности хрупкого разрушения.

На рисунке 5 приведена диаграмма деформирования структурной оболочки, полученная в результате численного эксперимента. Конструкция покрытия работает упруго до точки М, когда в стержнях не появляются пластические шарниры. На участке MF идет накопление повреждений в стержнях, которое проявляется в различной загруженности пластических шарниров вплоть до потери устойчивости отдельных сжатых стержней и исчерпания пластических деформаций растянутых стержней.

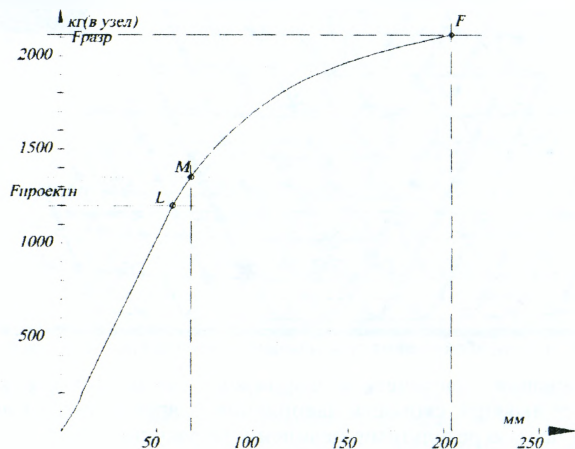


Рисунок 5 – Зависимость «узловая нагрузка на узел – перемещение центральных узлов оболочки покрытия» по результатам нелинейного расчета

Таблица 3 – Значения индекса надежности и вероятности отказа на различных этапах нагружения

β	P_f	Этап нагружения
3.95	$1.41 \cdot 10^{-5}$	Проектная нагрузка
7.67	$8.16 \cdot 10^{-13}$	Исчерпание несущей способности
3.8	10^{-4}	Нормируемые значения*

Необходимо отметить, что показатели β и P_f рассчитаны для уже поврежденной системы (системы с образованием шарниров). На таких этапах нельзя говорить только о надежности системы, необходимо рассматривать еще и живучесть.

Изложенные выше исследования покрытия структурного покрытия кассового зала автовокзала в г. Бресте справедливы для отдельного стержневого элемента, в котором произошло образование пластического шарнира. При определении уровня живучести важным моментом является определение величин β и P_f не только для отдельного элемента, но и для системы в целом.

Ориентируясь на наиболее невыгодную ситуацию (первый стержень), можно определять уровень надежности на этапе разрушения (вероятность неразрушения):

$$P_{\text{сист}} = (1 - P_{1\text{гр}})^{n_1} \cdot (1 - P_{2\text{гр}})^{n_2} \cdot \dots \cdot (1 - P_{i\text{гр}})^{n_i} = \sum (1 - P_{i\text{гр}})^{n_i}$$

Тогда данное выражение для структурной оболочки покрытия будет: $P_{\text{сист}} = \sum (1 - P_{i\text{гр}})^{n_i} = (1 - 7,67 \cdot 10^{-15})^{112} = 0,999(9)$

Данная величина находится в пределах погрешности (менее 0,1%).

Вероятность того что действующая нагрузка составит более 21,14 кН/узел (превысит полную расчетную в 1,76 раза) и при этом откажут 112 стержней с изменением расчетной схемы, стремится к нулю, а индекс надежности намного превышает нормируемый.

2. Решения покрытия навесов.

2.1. Несущие конструкции покрытия и опорные элементы запроектированы в металлических конструкциях заводского изготовления.

Конструкция покрытия, с размерами 58,432x19,034 м, состоит из пятиугольной структурной плиты, наклоненной на 11° к горизонту, опертой на три стойки и монолитные железобетонные пояса по осям 1 и 8.

Покрытие запроектировано в виде структурного покрытия из круглых труб, соединенных полыми шаровыми узлами системы "БрГТУ" с треугольной ячейкой. Структура имеет ортогональную верхнюю и нижнюю поясные сетки, высота структурной плиты 1,440 м. Структурная плита состоит из правильных тетраэдров с длиной ребер поясов 2,0 м.

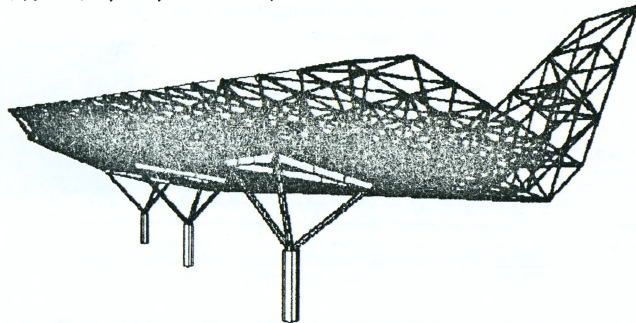


Рисунок 5 – Общий вид расчетной модели навеса

2.2. Исследование напряженно-деформированного состояния покрытия навеса.
 Конечно-элементное моделирование напряженно-деформированного состояния включало следующие нагрузки:

Таблица 4

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативная, кН/м ²	γ_f	Расчетная кН/м ²
1	<i>Постоянная</i>			
1.1	Собственный вес	программно	1.05	
1.2	Вес остекления	0.76	1.05	0.80
1.3	Вес рекламы	0.19	1.05	0.20
2	<i>Кратковременная</i>			
2.1	Снег (снеговой район – ІБ)	0.8	1.6	1.28
2.2	Ветер (ветровой район – І)	0.23	1.4	0.322
2.3	Гололед (гололедный район – ІІІ)	0.10	1.3	0.13
2.4	Температурная нагрузка	$t=+50^{\circ}\text{C}$		
2.5	Температурная нагрузка	$t=-50^{\circ}\text{C}$		

Выполнение нелинейного расчета дало следующие результаты:

Таблица 5

№ шага нагружения	Тип нагрузки	Величина нагрузки на текущем этапе, кН/уз	Общая величина нагрузки, кН/уз	Кол-во шарниров (на данном шаге/общее)	Общее число шарниров	Перемещения в.п. мм
1	Обр. системы	-	-	-	-	-
2	С.вес	программно 0.86	0.86			2.38
3	Остекление	1.40	2.26			5.53
4	Снег-проектная	2.05	4.31			10.37
5	0.5 снег	1.025	5.335			15.12
6	0.5 снег	1.025	6.360			17.50
7	0.5 снег	1.025	7.385			19.87
8	0.5 снег	1.025	8.410			22.25
9	0.5 снег	1.025	9.435	6	6	24.68
10	0.5 снег	1.025	10.46	2	8	27.79
11	0.5 снег	1.025	11.485	5	13	31.25
12	0.5 снег	1.025	12.51	2	15	35.17
13	0.5 снег	1.025	13.535	1	16	39.34
14	0.5 снег	1.025	14.560		16	43.68
15	0.5 снег	1.025	15.585		16	51.38

Как видно из приведенной мозаики повреждения покрытия (см. рис. 7), скопление шарниров происходит в опорных раскосах узлов на колоннах.

Предельное состояние системы достигается при превращении ее в механизм: система становится геометрически изменяемой при превышении снеговой нагрузки в 6,5 раза выше общей проектной.

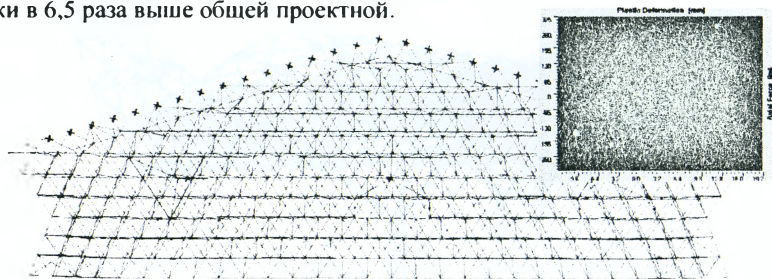


Рисунок 7 – Схема образования пластических шарниров на стадии разрушения

Анализируя диаграмму деформирования структурной плиты навеса, можно сделать следующие выводы:

- структурная плита с треугольной решеткой имеет повышенную жесткость, максимальный прогиб на конце консоли от проектных нагрузок составляет 10 мм;
- образование пластических шарниров начинается при превышении проектной нагрузки более чем в два раза;
- разрушение покрытия ожидается при трехкратном превышении проектных нагрузок.

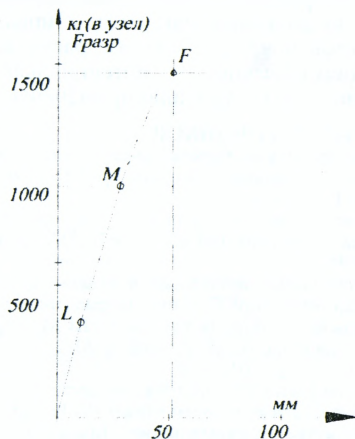


Рисунок 8 – Зависимость «узловая нагрузка на узел – перемещение узлов плиты покрытия» по результатам нелинейного расчета

Вероятность того, что действующая нагрузка составит более 15,585 кН/узел (превысит полную расчетную в 2,921 раза) и при этом откажут 16 стержней с изменением расчетной схемы, стремится к нулю, а индекс надежности намного превышает нормируемый.

Исчерпание несущей способности плиты при запроектных нагрузках происходит в результате разрушения 27 раскосов в узлах опирания раскосов на ригели опор.

В качестве сравнительного варианта проведем нелинейный расчет для аналогичной системы с увеличенной жесткостью опорных раскосов (с $\varnothing 70 \times 5$ до $\varnothing 89 \times 10$).

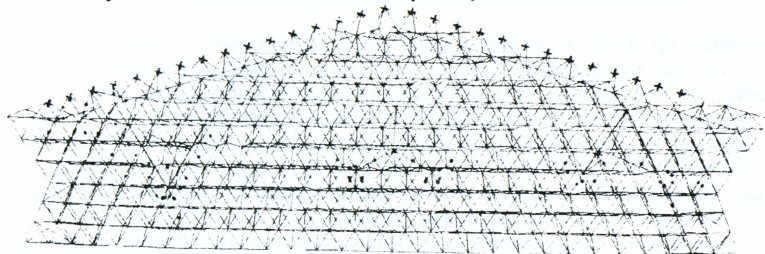


Рисунок 9 – Схема разрушения при сравнительном анализе

Таким образом, изменяя жесткости 27 стержней, увеличивая массу системы в целом менее чем на 0,1%, получим запас по несущей способности в 13 раз. В

процессе нагружения в работу включаются элементы поясов, по мере разрушения образующая в элементах 78 пластических шарниров.

Такое решение с увеличением надежности может быть использовано при строительстве аналогичных сооружений в регионах с большими снеговыми нагрузками, с увеличением нагрузок от оборудования, при необходимости увеличения величины индекса надежности и т.п.

Выводы. В данной статье были рассмотрены две различные конструкции покрытия, являющиеся покрытием одного объекта. Была произведена оценка НДС при проектных и запроектных нагрузках. Определены индексы надежности. Результаты расчетов показали, что обе рассчитываемые системы обладают достаточным уровнем надежности и потенциальной живучестью. Данные конструктивные схемы могут быть успешно применены на различных объектах.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Драган, В.И. Расчет структурных конструкций системы «БрГТУ» в физически нелинейной постановке / В.И. Драган, Н.Л. Морилова // Вестник БрГТУ. – №1(67): Архитектура и строительство – Брест, БрГТУ, 2011. – С. 106–111.
2. Драган, В.И. Методика расчета живучести структурных конструкций системы «БрГТУ» / В.И. Драган, Н.Л. Морилова // Вестник БрГТУ. – №1(73): Архитектура и строительство – Брест: БрГТУ, 2012. – С. 39–46.
3. Драган, В.И. Исследование большепролетных покрытий с применением металлических структурных конструкций системы «БрГТУ» при запроектных воздействиях / В.И. Драган, Н.Л. Морилова, А.В. Дмитриева // Сборник трудов XVIII Международного научно-методического семинара: в 2-х т. – Новополоцк, 28–29 ноября 2012 / Под общ. ред. Д.Н. Лазовского, А.И. Колтунова. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т. 1. – С. 16–25.
4. Драган, В.И. Оценка надежности конструкций системы «БрГТУ» на стадии проектирования методом прямого расчета вероятности отказа / В.И. Драган, Н.Л. Морилова // Вестник БрГТУ. – №1(79): Архитектура и строительство – Брест: БрГТУ, 2013. – С. 43–50.
5. Драган, В.И. Расчет надежности конструкций системы «БрГТУ» / В.И. Драган, В.В. Тур, Н.Л. Морилова, А.В. Дмитриева // Вестник ПГУ. – № 8: Прикладные науки. Строительство – Новополоцк: ПГУ, 2013.

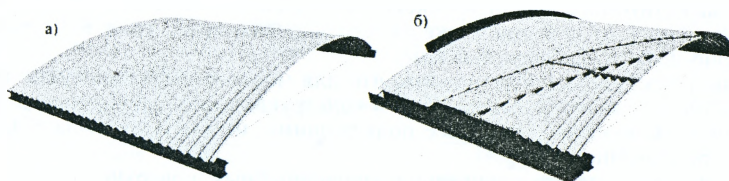
УДК 624.014.2

Жданов Д.А., Уласевич В.П.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОЛОГИХ БЕСКАРКАСНЫХ АРОЧНЫХ ПОКРЫТИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Введение. Пологие бескаркасные арочные покрытия из стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП) – это легкие быстровозводимые кровельные системы, совмещающие в себе несущие и ограждающие функции (рис. 1). Благодаря своей, доказанной многолетней практикой применения, высокой экономической эффективности и архитектурной выразительности, данный вид покрытий находит все более и более широкое применение при строительстве и реконструкции зданий и сооружений самого разнообразного назначения не только в странах дальнего, но и ближнего зарубежья.

По сравнению с традиционными типами кровли, бескаркасные арочные покрытия отличает малая материалоемкость, простота монтажа, меньшая нагрузка на нижележащие конструкции, меньшие транспортные и эксплуатационные расходы и ряд других конструктивных, технологических и экономических достоинств, обеспечиваемых совмещением в конструкции несущих и ограждающих функций, а также использованием тонколистового металла.



а) однослойное (холодное) исполнение; б) двухслойное (утепленное) исполнение
Рисунок 1 – Пологие бескаркасные арочные покрытия

Тем не менее, несмотря на все свои достоинства, бескаркасные арочные покрытия пока еще не нашли, по целому ряду причин, широкого применения в Республике Беларусь. Одна из таких причин – отсутствие на сегодняшний день у инженера-проектировщика надежной методики их расчета, вследствие в частности, недостаточной теоретической разработки вопросов корректной оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкции на различных стадиях ее работы.

Сложность проблемы такой оценки – в необходимости учета двух наиболее характерных конструктивных особенностей, присущих данному виду покрытий в целом, и пологим арочным покрытиям в особенности, а именно: повышенной деформативности и потери местной устойчивости, наступающей, как правило, уже на ранних этапах работы конструкции под нагрузкой [1, 2].

Для учета первой из них расчет приходится выполнять с переменными, изменяющимися под внешними воздействиями, геометрическими параметрами конструкции [3], а для учета второй прибегают к замене номинальных геометрических характеристик поперечного сечения, так называемыми эффективными (приведенными) характеристиками [4, 5].

Следует также иметь в виду, что определение эффективных сечений по действующим в Республике Беларусь нормам Еврокода [6, 7] связано с рядом дополнительных для инженера-проектировщика трудностей, обуславливаемых, с одной стороны, витиеватостью и неоднозначностью предписываемой процедуры расчета, а с другой – невозможностью ее непосредственного применения в отношении некоторых типов профилей [5].

В статье изложены результаты численных исследований НДС отдельных фрагментов СТХП, работающих в составе пологого бескаркасного арочного покрытия, выполненных с целью совершенствования методики расчета приведенных характеристик поперечных сечений профилей [5, 6] в рамках разрабатываемого авторами деформационного метода расчета пологих бескаркасных арочных покрытий.

Конечно-элементное моделирование тонкостенных конструкций. Конечно-элементное (КЭ) моделирование является достаточно эффективным способом исследования НДС тонкостенных конструкций, так как позволяет в большинстве случаев учесть особенности их работы под нагрузкой и, как следствие, получить конечные результаты, сопоставимые по точности с экспериментальными [8, 9].

В настоящее время в распоряжении исследователя имеется целый ряд универсальных программных комплексов конечно-элементного моделирования, таких как *ANSYS*, *NASTRAN* или *ABAQUS*, каждый из которых может быть с успехом использован для целей компьютерного инженерного анализа и расчета тонкостенных конструкций как независимо, так и в паре с другими программными средами, такими как, например, *Femap*.

Следует, однако, иметь в виду, что корректность создаваемой КЭ модели и, как следствие, достоверность конечных результатов зависят не только от мощ-

ности задействуемого аналитического программного комплекса, но и не в меньшей мере – от степени адекватности используемого типа КЭ решаемой инженерно-исследовательской задаче.

Вполне естественно предположить, что для моделирования арочных покрытий из СТХП, представляющих собой в конструкционном отношении, по сути, разнородность оболочек, наиболее подходящими, из всего арсенала КЭ, являются КЭ оболочечного типа.

Как известно, для моделирования криволинейных поверхностей наиболее удобны 8-узловые оболочечные КЭ, которые, по сравнению с 4-узловыми, позволяют решать линейные задачи с более крупной сеткой КЭ при сопоставимой точности результатов [10]. Тем не менее, учитывая, с одной стороны, то, что при решении нелинейных задач 8-узловые КЭ обнаруживают худшую сходимость результатов по сравнению с 4-узловыми, а с другой – то, что при моделировании коротких фрагментов профиля в составе пологого арочного покрытия кривизной можно пренебречь, то наиболее приемлемым для моделирования работы таких фрагментов представляется 4-узловой оболочечный КЭ.

Как указывалось выше, характерной особенностью работы бескаркасных арочных покрытий из СТХП является ранняя локальная потеря устойчивости их полок и стенок. При этом конструкция, как правило, продолжает нести возрастающую нагрузку, однако картина распределения напряжений по сечению видоизменяется: наибольшую часть нагрузки берут на себя части сечения, прилегающие к продольным ребрам и элементам жесткости [5]. По этой причине оценку НДС тонкостенных профилей принято осуществлять в закритической стадии работы с учетом геометрической и физической нелинейностей, а также начальных локальных геометрических несовершенств формы [4, 11].

Учет влияния на НДС тех изменений, которые претерпевает геометрия конструкции под воздействием нагрузки (т.е. учет геометрической нелинейности или, иначе, эффектов второго порядка) в методе конечных элементов (МКЭ) обычно реализуется за счет применения шагового метода Ньютона-Рафсона или его модификаций [12], а учет физической нелинейности – путем применения на каждом шаге уточненного значения модуля упругости, обусловливаемого нелинейной зависимостью $\sigma(\epsilon)$. При этом, согласно [7], при отсутствии результатов испытаний, допускается применять идеальную упругопластическую диаграмму деформирования (диаграмму Прандтля) или упругую с упрочнением диаграмму деформирования стали, поскольку элементы поперечного сечения конструкций из СТХП, не теряющие устойчивость, работают, в основном, упруго.

Для элементов конструкций из СТХП учет начальных геометрических несовершенств также имеет важное значение, поскольку их закритическая работа и предельная несущая способность весьма чувствительны к их размерам и форме (см. таблицы 1 и 2). Чаще всего, с целью удовлетворения общим требованиям к расчетной модели, в расчет вводят так называемые эквивалентные несовершенства вне зависимости от реального их проявления и распределения в исследуемой конструкции или ее отдельном элементе. В этом случае распределение несовершенств обычно принимают по первой форме, полученной в результате линейного расчета на устойчивость, а степень выраженности несовершенств – как некоторая функция от толщины или гибкости элементов конструкции и которая, как правило, указывается в нормах по проектированию. В соответствии с [7], например локальные геометрические несовершенства должны приниматься величиной $a/200$, где a – сторона плоского участка профилированного листа. В то же время, поскольку около 80% всех дефектов тонкостенных элементов относятся по происхождению к заводским, то при моделировании последних можно

руководствоваться исключительно принятыми допусками на продукцию. Так, например, согласно ГОСТ 24045-94 волнистость на плоских участках профилированных листов не должна превышать 1,5 мм, что и может быть заложено в соответствующий расчет.

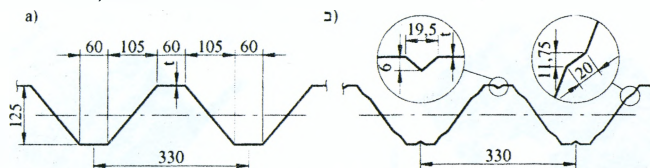
Таблица 1 – Влияние величины начальных несовершенств на критические напряжения

№ п/п	Величина		Средние напряжения в момент разрушения, МПа	№ п/п	Величина		Средние напряжения в момент разрушения, МПа
	абсолютная, мм	относительная			абсолютная, мм	относительная	
1	0,01	a/10000	147,40	5	1,3	a/125	142,88
2	0,05	a/2500	147,19	6	1,5	a/100	142,04
3	0,15	a/1000	147,02	7	2,0	a/80	140,36
4	0,65	a/250	145,30	8	2,5	a/60	137,84

Таблица 2 – Влияние формы начальных несовершенств на критические напряжения

№ п/п	Форма несовершенств	Изображение несовершенств	Средние напряжения в момент разрушения, МПа
1	Множественные симметричные несовершенства – первая форма потери устойчивости (макс. отклонение – 1,5 мм)		142,04
2	Одиночные однотипные симметричные несовершенства (макс. отклонение – 1,5 мм)		148,03
3	Множественные разнотипные хаотичные несовершенства (макс. отклонение – 1,5 мм)		142,95

Численные исследования элементов пологих арочных покрытий. С целью проверки степени сходимости результатов расчета несущей способности фрагментов СТХП трапецевидного поперечного сечения по МКЭ и Еврокоду [5, 6], рассчитаем два таких фрагмента (рис. 2), отличающиеся друг от друга наличием на одном из них продольных элементов жесткости на полках и стенках. Поскольку при работе в составе пологого бескаркасного арочного покрытия элементы профилей находятся в сжато-изогнутом состоянии, расчет выполним как на сжатие, так и на изгиб.



а) без продольных элементов жесткости; б) с продольными элементами жесткости
Рисунок 2 – Поперечное сечение исследуемых фрагментов СТХП

При расчете фрагментов с помощью МКЭ, граничные условия и нагрузку зададим таким образом, чтобы, с одной стороны, максимально приблизить работу

моделируемого фрагмента к работе в составе покрытия, а с другой – исключить возможность проявления всех иных форм потери устойчивости плоских элементов профилей и продольных элементов жесткости, кроме местной. Физические свойства материала зададим билинейной диаграммой деформирования с прямолинейной площадкой текучести и пределом текучести $f_{yb} = 320 \text{ МПа}$.

Расчет выполним с помощью программного комплекса *Femap with NX NASTRAN*, используя 4-узловой оболочечный КЭ типа *Plate*, в следующей последовательности: линейный расчет; расчет на устойчивость с целью определения форм потери устойчивости и учета несовершенств; нелинейный расчет. При оценке результатов нелинейного расчета за нижний критерий исчерпания несущей способности примем начало развития пластических деформаций, а за верхний – разрушение образца вследствие чрезмерного развития последних.

Оценка влияния формы и величины начальных геометрических несовершенств на критические напряжения для центрально сжатого фрагмента рассматриваемого профиля приведена в таблицах 1 и 2. Для дальнейших расчетов примем распределение начальных несовершенств в соответствии с первой формой потери устойчивости с величиной отклонения 1,5 мм.

Результаты расчета КЭ модели на сжатие и изгиб для профилей с толщиной стали 1 мм, без продольных элементов жесткости и с таковыми, показаны на рис. 3 и 4 соответственно. Для сопоставительной оценки несущей способности профилей с различной толщиной листа результаты расчетов представим в форме отношения средних напряжений к максимальным:

$$\chi_{МКЭ} = \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{max}}, \quad (1)$$

где $\sigma_{cp} = N/A_x$ – средние напряжения по сечению при расчете на центральное сжатие;

$\sigma_{cp} = M/W_x$ – средние напряжения в сжатых полках при расчете на изгиб;

$\sigma_{max} = f_{yb}$ – максимальное напряжение;

A_g, W_g – площадь и момент сопротивления всего поперечного сечения;

N – величина сжимающего усилия;

M – величина изгибающего момента.

Отношение $\chi_{МКЭ}$ является своеобразным коэффициентом оценки несущей способности поперечного сечения вследствие потери местной устойчивости. Аналогичный физический смысл несет отношение приведенной площади A_{eff} , полученной по методу приведенных площадей, к полной площади поперечного сечения A_g для сжатого профиля, как и отношение приведенного момента инерции W_{eff} к моменту инерции полного сечения W_g :

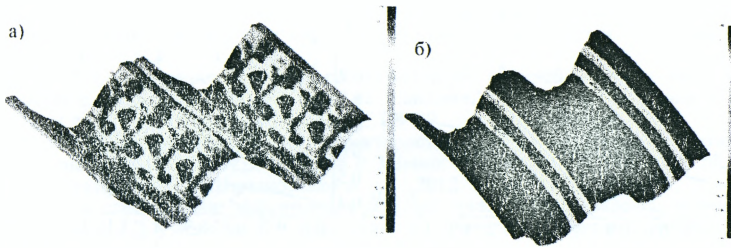
$$\chi_{eff} = \frac{A_{eff}}{A_g}; \quad (2)$$

$$\chi_{eff} = \frac{W_{eff}}{W_g}. \quad (3)$$



а) при равномерном сжатии; б) при изгибе

Рисунок 3 – Напряженно-деформированное состояние профиля без элементов жесткости



а) при равномерном сжатии; б) при изгибе

Рисунок 4 – Напряженно-деформированное состояние профиля с элементами жесткости

Эффективные характеристики поперечного сечения A_{eff} и W_{eff} определим в соответствии с [6] по методике, изложенной в [5].

Значения коэффициентов $\chi_{МКЭ}$ и χ_{eff} , полученные соответственно по результатам расчета по МКЭ и Еврокоду [6] для различной толщины листа при сжатии и изгибе, приведены в таблицах 3 и 4, а также на рис. 5.

Таблица 3 – Оценка несущей способности профиля без продольных элементов жесткости

Толщина листа t , мм	Сжатие			Изгиб		
	$\chi_{МКЭ}^n$	$\chi_{МКЭ}^m$	χ_{eff}	$\chi_{МКЭ}^n$	$\chi_{МКЭ}^m$	χ_{eff}
0,6	0,245	0,302	0,272	0,411	0,551	0,376
0,8	0,315	0,374	0,342	0,514	0,631	0,468
1,0	0,378	0,444	0,407	0,592	0,716	0,549
1,2	0,429	0,505	0,469	0,676	0,794	0,620
1,5	0,467	0,564	0,553	0,750	0,891	0,696

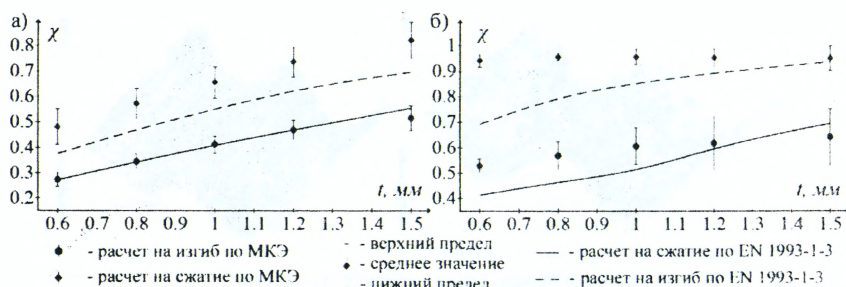
Примечание. Значения $\chi_{МКЭ}^n$ и $\chi_{МКЭ}^m$ определены соответственно по нижнему и верхнему пределу несущей способности.

Сопоставительная оценка результатов численных исследований фрагментов СТХП, полученных по МКЭ и на основе положений, содержащихся в [6], позволяет сделать вывод о достаточно хорошей их сходимости для профилей без элементов жесткости при сжатии и изгибе, а также для профилей с продольными элементами жесткости при сжатии, причем во всех случаях расчет по [6] обеспечивает некоторый запас в несущей способности.

Несколько худшие результаты сходимости, полученные для профилей с продольными элементами жесткости при изгибе, могут быть, в частности, связаны с принятыми граничными условиями КЭ моделей и требуют дополнительной оценки.

Таблица 4 – Оценка несущей способности профиля с продольными элементами жесткости

Толщина листа t , мм	Сжатие			Изгиб		
	$\chi_{МКЭ}^n$	$\chi_{МКЭ}^m$	χ_{eff}	$\chi_{МКЭ}^n$	$\chi_{МКЭ}^m$	χ_{eff}
0,6	0,502	0,557	0,412	0,917	0,966	0,692
0,8	0,514	0,624	0,463	0,942	0,973	0,792
1,0	0,534	0,678	0,515	0,926	0,988	0,850
1,2	0,514	0,720	0,595	0,916	0,989	0,891
1,5	0,530	0,752	0,695	0,902	0,997	0,935



а) без продольных элементов жесткости; б) с продольными элементами жесткости
Рисунок 5 – Оценка несущей способности для различной толщины профиля

С учетом вышесказанного, можно сделать вывод о достаточно неплохой точности метода расчета эффективных сечений согласно [6] и, таким образом, возможности его применения с использованием методики, изложенной в [5] в качестве базового метода при построении модели сопротивления поперечного сечения стальных тонкостенных холодногнутых профилей в составе бескаркасных арочных покрытий.

Заключение. Численные исследования НДС фрагментов пологого бескаркасного арочного покрытия, которым посвящена данная статья, выполнены с целью оценки возможности применения положений Еврокода для определения приведенных характеристик поперечных сечений СТХП в рамках разрабатываемого авторами деформационного метода расчета, позволяющего, после его реализации в соответствующей компьютерной программе, упростить, по сравнению с МКЭ, анализ и расчет такого типа покрытий при сопоставимой точности результатов.

В ходе проведенного исследования главное внимание было уделено рассмотрению конструктивных особенностей пологих бескаркасных арочных покрытий из СТХП, – таких как повышенная деформативность, локальная потеря устойчивости и начальные геометрические несовершенства формы, – с точки зрения их влияния на несущую способность покрытия, а также выполнен расчет несущей способности на сжатие и изгиб образцов двух типов СТХП с помощью МКЭ и по Еврокоду [6].

Сопоставление результатов проведенных вычислений показали их достаточно хорошую сходимость, что позволило, в частности, сделать вывод о возможности и целесообразности использования положений, содержащихся в [6] для расчета несущей способности рассматриваемого типа конструкции как более простого и менее трудоемкого, в сравнении с МКЭ, а главное – дающего возможность автоматизировать процедуру расчета в случае разработки соответствующей прикладной компьютерной программы.

Для достоверной оценки надежности разрабатываемого деформационного метода расчета пологих бескаркасных арочных покрытий и точности получаемых результатов планируется проведение аналогичных сопоставительных расчетов НДС применительно к цельным конструкционным элементам покрытия и подтверждения их результатов соответствующими экспериментальными исследованиями.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Уласевич, В.П. Особенности напряженно-деформированного состояния гибких пологих арок из стальных тонкостенных гнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестник БрГТУ. – 2012. – № 1(73) Строительство и архитектура. – С. 104–110.

2. Липленко, М. А. Особенности работы бескаркасных арочных покрытий из стальных холодногнутых профилей / М. А. Липленко, Э. Л. Айрумян // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – № 6. – С. 42–44.
3. Уласевич, В.П. К оценке влияния геометрической нелинейности на напряженно-деформированное состояние пологих арок / В.П. Уласевич, Д.А Жданов // Вестник БрГТУ. – 2011. – № 1(67) Строительство и архитектура. – С. 78–89.
4. Білік, А.С. Визначення геометричних характеристик холодноформованих тонкостінних аркових профілів / А.С. Білік, М.В. Лапонов // Збірник наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – К., 2012. – Вип. 9. – С. 193–203.
5. Жданов, Д.А. К определению эффективных сечений стальных бескаркасных арочных покрытий по Еврокоду / Д.А Жданов, В.П. Уласевич // Строительная наука и техника. – 2013. – № 2(43). – С. 22–26.
6. Eurocode 3. Design of steel structures – Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting: EN 1991-1-3: 2006, IDT. – Brussels: European Committee for Standardization, 2006. – 56 p.
7. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements: EN 1991-1-5: 2006, IDT. – Brussels: European Committee for Standardization, 2006. – 56 p.
8. Hofmeyer, H. Ultimate failure behaviour of second-generation sheeting subjected to combined bending moment and concentrated load / H. Hofmeyer, M. Kaspers, H.H. Snijder, M.C.M. Bakker // Proceedings of the 16th International Speciality Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction, Orlando, Florida, October 17-18, 2002. – Orlando, 2002. – P. 110–125.
9. Жабинский, А.Н. Моделирование арочных покрытий из тонкостенных холодногнутых профилей / А.Н. Жабинский, А.Ф. Старовойтов // Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве. – 2012. – № 5. Ч.2. – С.27–28.
10. Oñate, E. Structural Analysis with the Finite Element Method. Linear Statics. Volume 2: Beams, Plates and Shells / E. Oñate. – Barcelona, Spain: CIMNE, 2013. – 864 p.
11. Schafer, B.W. Computational modeling of cold-formed steel / B.W. Schafer // Proceedings of the 5-th International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures, Sydney, Australia, 23-25 June, 2008. – Sydney, 2008. – P. 53–60.
12. Городецкий, А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К: Факт, 2005. – 344 с.

УДК 624.11:624.041.6

Жук В.В.

ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ДЕРЕВЯННОЙ ГНУТОЙ РАМЫ

Деревянные конструкции рамного типа применяются в качестве несущих каркасов одноэтажных цельнодеревянных зданий и сооружений различного назначения. Каркасы этих зданий представляют собой пролетные симметричные рамы с двускатным ригелем. Рамы решаются обычно по трехшарнирной схеме с шарнирными опорными и коньковыми узлами и жестким карнизным узлом. В современном строительстве применяются, главным образом, сборные рамы промышленного изготовления, стойки и ригели которых выполняются из цельных брусьев при пролетах до 9 м или клееных блоков при больших пролетах. Отдельное изготовление и транспортировка ригеля и стойки является большим преимуществом сборных рам, но оно усложняет задачу конструирования жестких карнизных узлов, в котором соединяются деревянные элементы, примыкающие друг к другу под большим углом, и действуют наибольшие изгибающие моменты.

Жесткий карнизный узел сборной брусчатой рамы может быть решен с помощью стального двутавра, сваренного в виде “колена”, скрепленного с ригелем и стойкой с помощью стяжных болтов [1]. Двутавр полностью воспринимает изгибающий момент в узле, а нормальная сила передается путем упора притертой поверхности брусьев.

С целью повышения несущей способности и эксплуатационной надежности карнизный узел может быть решен с помощью стального башмака и вклеенных под углом $28-32^\circ$ к наружным граням стойки и ригеля анкерных стержней [2]. В растянутой зоне карнизного узла благодаря равномерному распределению нормальных напряжений вдоль анкерной пластины расчетное сечение удаляется из зоны действия максимального изгибающего момента, а в сжатой зоне вклеенные стержни предотвращают возникновение контактных пластических деформаций под накладками и способствуют повышению прочности древесины на скалывание и на смятие перпендикулярно биссектрисе узла.

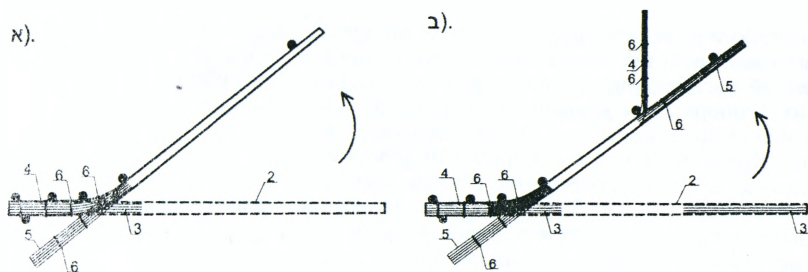
Сборные брусчатые рамы обладают целым рядом недостатков, определяющих высокую себестоимость: значительный расход металла; необходимость наличия специального оборудования и производственных площадей для соединения стойки и ригеля на вклеенных анкерных стержнях.

С целью уменьшения металлоемкости и увеличения несущей способности деревянной рамы карнизный узел может быть выполнен криволинейным путем выгиба слоев (досок) по окружности и фиксации их нагелями, установленными в шахматном порядке относительно продольной оси полурам [3]. Гнутая полурама может быть изготовлена [4] из бруса или бревна путем распиловки заготовки на части ее длины в продольном направлении на слои, с последующим изгибом заготовки на ее пропиленом участке с образованием карнизной части конструкции с последующей фиксацией нагелями криволинейного и прямолинейного участков.

В первом случае при производстве гнутой полурамы из досок возрастает расход пиломатериалов из-за необходимости использования досок малой толщины из условия изготовления криволинейного карнизного узла. Кроме того, расчетное сопротивление изгибу древесины вдоль волокон уменьшается за счет введения в расчет коэффициента гнутья, меньшего единицы. Во втором случае при изготовлении полурамы из брусьев или бревен, прочностные свойства древесины используются не полностью в сечениях, близких к опорному и коньковому шарнирам рамы, где изгибающий момент значительно ниже, чем в карнизном узле. Более того, при возведении зданий и сооружений из гнутых полурам необходимо дополнительно монтировать затяжку [4], а при устройстве кровли из штучных материалов, например, из волнистых асбестоцементных листов, необходимо дополнительно монтировать деревянные прямолинейные элементы для образования ломаного карниза узла сопряжения конструкций кровли и стен [5].

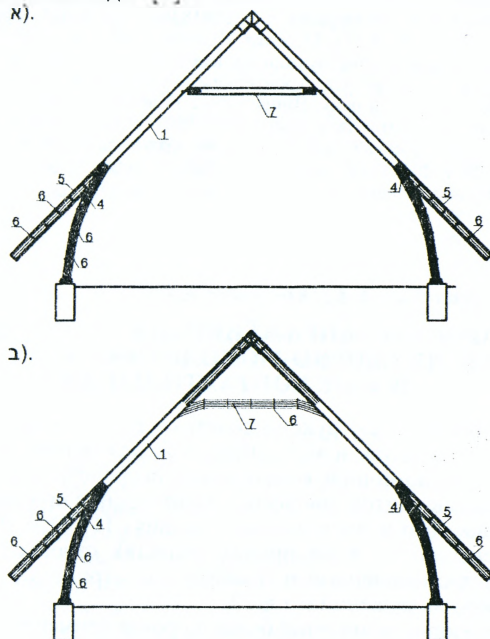
На кафедре строительных конструкций университета разработан [6] способ изготовления гнутой полурамы, позволяющий повысить эффективность использования прочностных свойств древесины и тем самым увеличить несущую способность конструкции и снизить расход материалов.

Деревянная гнутая полурама изготавливается из бруса путем распиловки на слои на заданной части его длины по двум взаимно перпендикулярным плоскостям. Затем производится изгиб (рис. 1,а) распиленной части для части поперечного сечения $0,6b$, где b – ширина заготовки, с образованием криволинейного и прямолинейного участков. Далее криволинейный и прямолинейный участки фиксируют нагелями, установленными в шахматном порядке относительно продольной оси каждого элемента. Продольная распиловка заготовки на слои может быть выполнена с двух концов, а изгиб (рис. 1,б) заготовки осуществлен на ее распиленных частях кососимметрично относительно продольной оси, причем изгиб заготовки в коньковой части осуществляется для части поперечного сечения шириной $0,5b$.



Примечание: данный рисунок читать с рисунком 2
 Рисунок 1 – Схема изготовления гнутой полуарки: первоначальное (а) и последующее (б) положение заготовки

Монтаж деревянной гнутой рамы может быть осуществлен с установкой дополнительного прямолинейного элемента (затяжки) (рис. 2,а) или соединением с помощью нагелей, распиленных и изогнутых на части длины одного из концов заготовки (рис. 2,б). Крепление опорной части гнутой полуарки к фундаменту и соединение полуарок между собой в коньке осуществляется с помощью стальных башмаков и накладок [3].



а – из полуарок, полученных при распиловке и изгибе конца заготовки;
 б – из полуарок, полученных при распиловке и изгибе двух концов заготовки;
 1 – гнутая полуарка; 2 – заготовка; 3 – распиленный участок; 4 – криволинейный участок;
 5 – прямолинейный участок; 6 – нагель; 7 – затяжка

Рисунок 2 – Конструктивное решение деревянной гнутой рамы

В разработанной конструкции гнутой полурамы эффективно используются прочностные свойства древесины: в зоне карнизного узла, где действует максимальный изгибающий момент, сечение полурамы максимальное, а в зонах, близких к опорным и коньковому шарнирам, где величина изгибающего момента значительно меньше, сечение полурамы уменьшено на 40 и 50% соответственно. Кроме того, нет необходимости дополнительно монтировать элементы ломаного карнизного узла в зоне сопряжения кровли и стен – штучный кровельный материал может быть уложен, например, по прогонам, установленным по прямолинейным участкам в нижней части рамы (рис. 2). Затяжка может быть использована в качестве опоры при монтаже технологического оборудования или элементов инженерных систем.

Разработанный способ изготовления деревянной гнутой рамы позволяет повысить несущую способность конструкции в 1,2–1,3 раза и снизить ее массу на 15–20% по сравнению с ранее разработанной гнутой полурамой [4].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шишкин, В.Е. Конструкции из дерева и пластических масс / В.Е. Шишкин. – М.: Стройиздат, 1966. – 381 с.
2. А. с. 1477864 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/38, 1/58. Карнизный узел деревянной рамы / С.Б. Турковский [и др.] (СССР). – № 4231513/23 – 33; заяв. 17.04.87; опубл. 07.05.89. Бюл. № 17. – С.115.
3. Конструкции из дерева и пластмасс / Ю.В. Слишкоухов [и др.]; под общ. ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слишкоухова. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.
4. Способ изготовления гнутой полурамы: А. с. 1581830 СССР, МКИ⁵ Е 04 С 3/42 / С.С. Ябуров, В.А. Огнев (СССР). – № 4494624/23 – 33; заявл. 29.08.88; опубл. 30.07.90. – Бюл. № 28. – С. 133
5. Гринь, И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие для строительных вузов и факультетов. / И.М. Гринь. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев – Донецк: Вища школа. Головное изд-во. 1979. – 272 с.
6. Способ изготовления гнутой полурамы: пат. 18072 Респ. Беларусь, МПК Е 04 С 3/42 (2006.01) / В.В. Жук, Е.А. Деркач, Н.В. Черноиван; заявитель и патентообладатель УО "Брест гос. техн. ун-т". – № а 20111512; заявл. 14.11.2011; опубл. 30.04.2014 // Афишный бюл. / Нац. центр интелектуал. уласнасці. – 2014. – № 2 (97). – С. 93.

УДК 692.522.8

Злобина Н.В., Коваленко А.А., Кремнева Е.Г.

К ВОПРОСУ О НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОМ СОСТОЯНИИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗОНЕ КОНТАКТНОГО ШВА

Сборно-монолитные конструкции сочетают в себе основные положительные качества как сборного, так и монолитного железобетона. В связи с этим возможно создание экономичной конструкции посредством рационального объединения сборных элементов заводского изготовления при помощи монолитного бетона, укладываемого в построечных условиях [1]. Это способствует эффективному применению их в различных областях строительства, в частности, мостостроении, промышленном и гражданском строительстве, при возведении гидротехнических сооружений и т.д. [2].

Данные конструкции находят всё более широкое применение в строительной отрасли Республики Беларусь, такие конструкции весьма многообразны в настоящее время. Одним из примеров применения современных технологий являются часторебристые сборно-монолитные перекрытия. В Беларусь технология устройства сборно-монолитных перекрытий пришла из Европы, где массовое строительство индивидуальных домов по этой технологии ведется уже свыше 50 лет. Наибо-

лее известные в Беларуси и странах СНГ европейские и отечественные технологии строительства с применением часторебристых сборно-монолитных перекрытий: польские перекрытия "TERIVA (ТЕРИВА)"; белорусские перекрытия "ДАХ", разработанные в УО «ПГУ» и адаптированные для Беларуси; российские сборно-монолитные перекрытия "Марко" и многие другие [3]. В общем виде система представлена на рисунке 1.

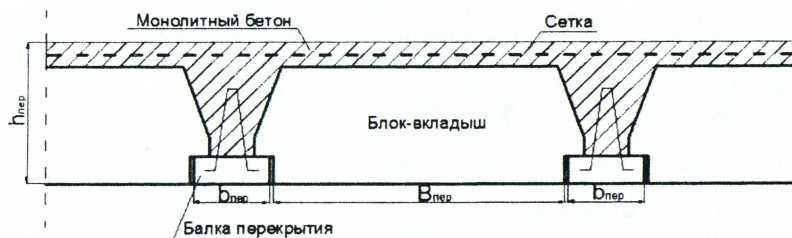


Рисунок 1 - Общая схема перекрытия

В состав всех этих сборно-монолитных перекрытий входят четыре элемента: балки с пространственным каркасом разного вида, блоки-вкладыши, сетка и скрепляющий слой монолитного бетона. Что касается применения легких армированных балок, они весьма сходны между собой. Отличия заключаются в конфигурации и материале блоков-вкладышей: поризованная керамика, керамзитобетон, пенобетон, пенополистиролбетон и т.д.

Использование сборно-монолитных перекрытий позволяет снизить вес перекрытий на 30–50% в сравнении со сборными и монолитными перекрытиями; вести монтаж перекрытий без использования крана; исключить устройство отдельного монолитного пояса на слабонесущих стенах; исключить устройство стяжки для выравнивания основания пола; доставить на строительную площадку одной машиной до 250 м² перекрытий; легко заменить деревянные и ослабленные перекрытия на железобетонные; перекрыть помещения сложной формы с эркерами и выступами; вести монтаж перекрытий в труднодоступных местах, в том числе в существующих помещениях; сократить на 30–40% затраты на устройство перекрытий, обеспечить несущую способность перекрытия до 1000 кг/м²; обеспечить высокие показатели перекрытия по теплозащите и звукоизоляции; доработать элементы перекрытия на строительной площадке (подрезать, укоротить, придать необходимую форму, использовать пустоты в перекрытиях для прокладки коммуникаций, использовать балки перекрытий для устройства мощных несущих перемычек) [3].

Исследования сборно-монолитных конструкций, проводящиеся на протяжении 50 лет, показывают, что при применении традиционных бетонов на основе портландцемента в качестве монолитной части в составном сечении создается дополнительное напряженно-деформированное состояние от несовместной усадки и ползучести бетонов разного возраста, приводящее к существенному снижению эксплуатационных характеристик конструкций [3].

В связи с этим возникает вопрос: влияет ли воздействие усадки на напряженно-деформированное состояние всей конструкции, в частности, при действии эксплуатационной нагрузки, и каким образом это следует учитывать при проектировании [1]? В литературе имеется большое количество исследований по данному направлению, однако результаты весьма противоречивы.

Целью исследования является теоретический анализ напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных изгибаемых конструкций на стадии из-

готовления. При этом учитывается сцепление старого и нового бетонов и влияние усадки бетона монолитной части конструкции на напряжённо-деформированное состояние всей конструкции.

Исследованию сцепления бетонов посвящается большое количество отечественных и зарубежных работ. Эти работы проводились в связи с усилением методом намоноличивания, применением несъемной опалубки и исследованием сборно-монолитных конструкций. В последние годы интенсивно ведутся работы по исследованию прочности контактного шва многими научно-исследовательскими, проектными и учебными институтами республики Беларусь: БНТУ, БГТУ, БелНИИС, ПГУ и другими по СНГ: НИИЖБ, НИИСП.

При реконструкции зданий и сооружений, а также в новом строительстве (сборно-монолитном) возникает вопрос о сцеплении бетонов, так как контактный шов должен исключать перемещения стыкуемых поверхностей относительно друг друга. Число контактных швов между старым и новым бетоном должно сводиться к минимуму [2].

Контактный шов обуславливает наличие сложного напряженно-деформированного состояния сборно-монолитной конструкции при нагружении, которое отличается от НДС «обычной» железобетонной балки либо плиты.

Контактные швы в конструкциях подвергаются различным силовым воздействиям, в том числе воздействиям изгибающих моментов, нормальных сжимающих и растягивающих сил, а также воздействиям сдвигающих сил.

Одним из наиболее важных и сложных вопросов является оценка сопротивления контактных швов действию сдвигающих сил, особенно при наличии арматуры, пересекающей контактный шов. При сдвиге контактные швы имеют весьма сложный характер работы, зависящий от многих факторов. В то же время от правильной оценки сдвиговой прочности контактного шва зависит совместная работа примыкающих к контактному шву элементов конструкции и несущая способность конструкции в целом [4].

Для установления влияния усадочных деформаций бетона монолитной части на сдвигающие усилия необходимо определить прочность контактного шва на протяжении твердения монолитного бетона.

Под усадкой в общем случае принято понимать объемное сокращение бетона (раствора цементного камня) в результате потери воды при твердении материала в неизменных во времени температурно-влажностных условиях [4].

На рисунке 2 представлена зависимость деформаций свободной усадки от времени твердения бетона.

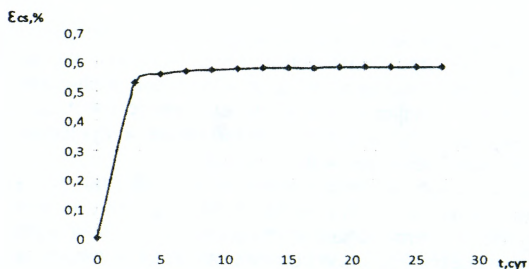


Рисунок 2 – Зависимость деформаций свободной усадки от времени

Расчёт прочности контактных швов старого и нового бетонов производится для сборно-монолитного перекрытия «TERIVA». Также определены усилия

сдвига в контактном шве сборно-монолитной конструкции на стадии изготовления, возникающие в результате разности усадочных деформаций монолитного и сборного бетонов, а также собственного веса конструкции (рис. 3).

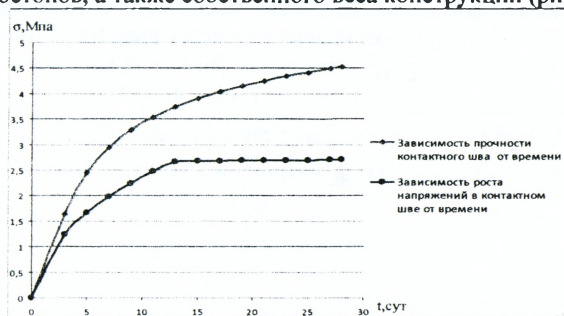


Рисунок 3 – Сопоставление полученных результатов

Полученные результаты проведённых исследований свидетельствуют о том, что прочность контактного шва от действия нагрузок в процессе твердения монолитного бетона обеспечена (прочность шва больше действующих касательных напряжений в среднем на 27%). В связи с этим можно утверждать, что усадочные деформации монолитного бетона передаются на сборную балку, тем самым влияя на напряженно-деформированное состояние всей конструкции. Однако остаётся нераскрытым вопрос о степени влияния данных деформаций на напряженно-деформированное состояние конструкции на стадии эксплуатации, что требует проведения дополнительных исследований.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Чикалина, О.П. Усиление железобетонных конструкций намоноличиванием с применением модифицированных бетонов: магистерская диссер., 2003.
2. Гольшев, А.Б. Расчёт сборно-монолитных конструкций с учётом фактора времени / А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, Ю.А. Колпаков. – М., 1969.
3. Современные строительные технологии [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://parthenon-house.ru/content/articles/index.php?article=7649> – Дата доступа: 14.02.2014.
4. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций: монография / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест, 2003.

УДК 681.3:519.3

Игнатюк В.И., Калита Р.О.

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ПЛОСКИХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ НА БАЗЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В последние годы одним из основных и наиболее мощных инструментов численного исследования напряженно-деформированного состояния конструкций и сооружений при действии различных нагрузок и воздействий является метод конечных элементов (МКЭ) [1, 2], использование которого невозможно без современной компьютерной техники и соответствующих компьютерных программ, реализующих этот метод.

Рассматривается статический расчет плоских стержневых систем методом конечных элементов с учетом упругой податливости узловых соединений. Для расчета принят МКЭ в форме метода перемещений, где основными неизвестными являются перемещения узлов соединения конечных элементов между собой.

Разрешающие уравнения метода конечных элементов записываются в виде [1]:

$$[E_1] \cdot \{-[K] \cdot \{\Delta\} + \{P\}\} = 0, \quad (1)$$

где $\{P\}$ – вектор действующих в узлах системы внешних нагрузок; $\{\Delta\}$ – вектор перемещений узлов системы; $[K]$ – матрица жесткости системы, имеющая вид:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & k_{n3} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}. \quad (2)$$

Элемент матрицы жесткости k_{mj} представляет собой реакцию в m -м направлении (величину реакции r_m) от смещения узла в j -м направлении на единичную величину. Смещение узла в некотором направлении вызывает деформации всех примыкающих к этому узлу стержней, и соответственно величина возникающей в этом узле реакции должна включать реакции от всех этих стержней. Поэтому коэффициент k_{mj} вычисляют, задавая смещением $\Delta_j = 1$ и суммируя реакции от всех элементов, примыкающих к узлу i_m , к которому относится m -е направление реакции (и перемещения) – $k_{mj} = \sum_{i_m} r_{mj}^*$, где i_m – номер узла, к которому относится m -е направление реакции. Величины k_{mj} и r_{mj}^* определяются в общей системе координат.

$[E_1]$ – диагональная матрица, которая, по существу, формирует разрешающую систему уравнений для определения перемещений узлов, в которой число элементов по диагонали равно числу элементов вектора $\{\Delta\}$, причем каждому диагональному элементу матрицы $[E_1]$ соответствует узел и направление его перемещения в том же порядке, как и в матрице $\{\Delta\}$. Диагональные элементы матрицы $[E_1]$ могут принимать два значения – 0 либо 1. Единице принимаются равными элементы, которые по своему порядковому номеру соответствуют направлениям в узлах, по которым могут происходить перемещения узлов; нулю равны элементы, которые соответствуют перемещениям узлов в направлениях, в которых эти перемещения вследствие наличия опорных связей отсутствуют.

Матрица жесткости системы может быть сформирована из матриц жесткости КЭ в глобальной системе $[K_s]$ координат путем их наложения в соответствии со структурой расчетной дискретной модели системы [1]. Матрицы жесткости КЭ в глобальной системе координат $[K_s]$ получаются из матриц жесткости КЭ в локальной системе координат $[K'_s]$:

$$\{K_s\} = [T_{\alpha}]^T \{K'_s\} [T_{\alpha}], \quad (3)$$

где $[T_{\alpha}]$ – матрица преобразования координат КЭ, имеющая вид:

$$[T_{\alpha}] = \begin{bmatrix} \cos \alpha_1 & \sin \alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha_1 & \cos \alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_1 & \sin \alpha_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_1 & \cos \alpha_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; \quad (4)$$

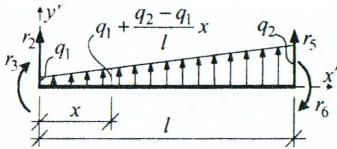
Решение системы уравнений (1) позволяет определить перемещения узлов системы, зная которые, можно найти усилия в узловых точках каждого из конечных элементов (КЭ), используя зависимость [1]:

$$\{r_i\} = [K'_i][T_{\alpha_i}]\{\Delta_i\} - \{P'_{qi}\}, \quad (5)$$

где $[K'_i]$ – матрица жесткости КЭ в локальной системе координат; $\{\Delta_i\}$ – матрица перемещений концов КЭ в глобальной системе координат, равных (на основе условия неразрывности деформаций) соответствующим перемещениям узлов системы; $\{P'_{qi}\}$ – матрица узловых нагрузок стержневого КЭ в локальной системе координат, имеющих место при действии на КЭ распределенных нагрузок.

Зная величины усилий по концам конечных элементов и закономерности изменения внутренних сил в пределах стержневых конечных элементов, несложно построить эпюры этих усилий в каждом из конечных элементов и соответственно во всей системе.

Выражения для перемещений можно получить на основе дифференциальных зависимостей. Например, для конечного элемента, на который действует нагрузка, распределенная по трапециoidalному закону (рис. 1), для поперечных перемещений будем иметь выражение



$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EJ} = \frac{1}{EJ} \left(r_3 + r_2 x + \frac{q_1}{2} x^2 + \frac{q_2 - q_1}{6l} x^3 \right),$$

принтегрировав которое два раза и учитывая

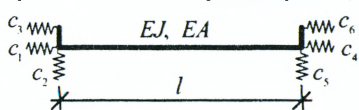
$$\text{граничные условия (при } x=0 - y = \delta_2, \frac{dy}{dx} = -\delta_3),$$

получим:

$$\text{Рисунок 1} \quad u_2 = y = \delta_2 - \delta_3 x + \frac{1}{EJ} \left(r_3 \frac{x^2}{2} + r_2 \frac{x^3}{6} + \frac{q_1 x^4}{24} + \frac{q_2 - q_1}{120l} x^5 \right); \quad u_3 = \varphi = \frac{du_2}{dx}. \quad (6)$$

Отметим, что выражения (4) представляют собой перемещения сечений КЭ в местной системе координат. Для перевода их в общую систему координат необходимо выполнить соответствующие преобразования.

Для учёта в расчётах сооружений упругой податливости в узловых соединениях получены матрицы жесткости КЭ для плоских стержневых систем, учитывающие упруго-податливое присоединение КЭ к узлам по всем направлениям сопряжения, т.е. во всех угловых и линейных связях, с помощью которых КЭ присоединяются к узлам (рис. 2) – горизонтальных (c_1, c_4), вертикальных (c_2, c_5)



и угловых (c_3, c_6), где c_i – упругая податливость связи, равная величине ее смещения (линейного либо углового) при приложении к ней единичного усилия.

Рисунок 2

Матрица жесткости конечного элемента (рис. 1), упруго-податливо присоединенного по концам к узлам, в местной системе координат имеет вид:

$$[K'_3] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} k_N & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} k_N & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ}{l^3} k_1 & -\frac{6EJ}{l^2} k_2 & 0 & -\frac{12EJ}{l^3} k_1 & -\frac{6EJ}{l^2} k_4 \\ 0 & -\frac{6EJ}{l^2} k_2 & \frac{3EJ}{l} (k_2 + k_3) & 0 & \frac{6EJ}{l^2} k_2 & \frac{3EJ}{l} (k_2 - k_3) \\ -\frac{EA}{l} k_N & 0 & 0 & \frac{EA}{l} k_N & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EJ}{l^3} k_1 & \frac{6EJ}{l^2} k_2 & 0 & \frac{12EJ}{l^3} k_1 & \frac{6EJ}{l^2} k_4 \\ 0 & -\frac{6EJ}{l^2} k_4 & \frac{3EJ}{l} (k_2 - k_3) & 0 & \frac{6EJ}{l^2} k_4 & \frac{3EJ}{l} (k_4 + k_5) \end{bmatrix}, \quad (7)$$

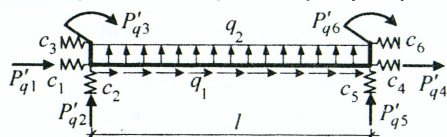
где обозначено:

$$k_N = \frac{1}{1 + (c_1 + c_4) \frac{EA}{l}}; \quad k_1 = \frac{t_4}{t_2 t_4 - 3t_3^2}; \quad k_2 = \frac{t_3 + t_4}{t_2 t_4 - 3t_3^2}; \quad k_3 = \frac{1}{3t_4} + \frac{t_3}{t_4} k_2; \quad k_4 = \frac{t_4 - t_3}{t_2 t_4 - 3t_3^2};$$

$$k_5 = \frac{1}{3t_4} + \frac{t_3}{t_4} k_4; \quad t_2 = 1 + (c_2 + c_5) \frac{12EJ}{l^3} + (c_3 + c_6) \frac{3EJ}{l}; \quad t_3 = (c_6 - c_3) \frac{EJ}{l}; \quad t_4 = 1 + (c_3 + c_6) \frac{EJ}{l}.$$

Преобразование распределённых нагрузок для КЭ, упруго-податливо присоединяемых к узлам, к узловым нагрузкам определяется зависимостями, полученными авторами:

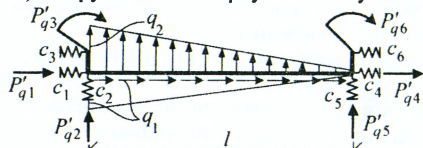
а) загрузка КЭ равномерно распределёнными нагрузками:



$$\{P'_q\} = \begin{Bmatrix} \frac{q_2 l}{2} f_{q1} \\ \frac{q_2 l}{2} (1 - f_{q2}) \\ -\frac{q_2 l^2}{12} (1,5 - 3f_{q2} - f_{q3}) \\ \frac{q_2 l}{2} f_{q1} \\ \frac{q_2 l}{2} (1 + f_{q2}) \\ \frac{q_2 l^2}{12} (1,5 + 3f_{q2} - f_{q3}) \end{Bmatrix}$$

где: $f_{q2} = \frac{3 t_2 t_4 - t_3^2}{6 t_3^2 - 2 t_2 t_4}; \quad f_{q3} = 3 f_{q2} \frac{t_3}{t_4} + \frac{t_3^3}{2 t_4};$
 $t_2 = \frac{EJ}{l} (c_6 - c_3) + \frac{8EJ}{l^3} (c_5 - c_2); \quad t_3 = 1 + \frac{3EJ}{l} (c_3 + c_6);$

б) загрузка КЭ треугольной убывающей нагрузкой:



$$\{P'_q\} = \begin{Bmatrix} \frac{q_2 l}{6} (3 - s_{q1}) \\ \frac{q_2 l}{20} (10 - u_{q1}) \\ -\frac{q_2 l^2}{120} (20 + u_{q2} - 6u_{q1}) \\ \frac{q_2 l}{6} s_{q1} \\ \frac{q_2 l}{20} u_{q1} \\ \frac{q_2 l^2}{120} u_{q2} \end{Bmatrix}$$

где: $u_{q1} = \frac{8 s_{q2} u_3 - 5 s_{q3} u_2}{4 u_1 u_3 - 3 u_2^2}; \quad u_{q2} = \frac{3 u_2 u_{q1} - 5 s_{q3}}{u_3};$
 $u_1 = \frac{1}{f_2}; \quad u_2 = 1 + \frac{2EJ}{l} c_3; \quad u_3 = 1 + (c_3 + c_6) \frac{EJ}{l};$
 $s_{q2} = 1 + c_2 \frac{15EJ}{l^3}; \quad s_{q3} = 1 + \frac{4EJ}{l} c_3.$

Нагрузки, распределённые по трапецидальным зависимостям, могут быть приведены к узловым путем комбинирования представленных выше зависимостей.

Алгоритм расчета стержневых систем методом конечных элементов в форме метода перемещений может быть следующим:

1. Определение расчетной дискретной модели заданной стержневой системы (разделение ее на конечные элементы, назначение узлов) и описание ее структуры (нумерация узлов и стержней, определение их числа).

2. Выбор глобальной и локальных систем координат и определение координат узлов в глобальной системе координат.

3. Составление матрицы перемещений узлов расчетной дискретной модели заданной системы $\{\Delta\}$.

4. Идентификация конечных элементов (определение их типов, длин l_i , жесткостей EA_i и EJ_i и установление соответствия между номерами стержней и номерами начального и конечного узлов для этих стержней).

5. Преобразование внешних нагрузок (преобразование пролетных равномерно распределенных нагрузок на стержни к узловым нагрузкам, преобразование сосредоточенных узловых сил из местных систем в общую систему координат, определение суммарных узловых сил в каждом узле дискретной модели).

6. Построение матриц жесткости КЭ $[K'_i]$ в локальных системах координат (7).

7. Определение для каждого конечного элемента направляющих синусов и косинусов ($\sin \alpha_i$ и $\cos \alpha_i$) и составление матриц преобразования координат КЭ $[T_{\alpha_i}]$ (4).

8. Получение матриц жесткости элементов $[K_i]$ в глобальной системе координат (3).

9. Формирование матрицы жесткости $[K]$ всей системы в глобальной системе координат (2).

10. Получение системы разрешающих уравнений путем учета граничных условий (формирование матрицы $[E_i]$).

11. Решение системы разрешающих уравнений (1) и определение узловых перемещений $\{\Delta\}$ расчетной модели МКЭ.

12. Определение узловых усилий $\{r_i\}$ для конечных элементов (5).

13. Определение усилий и перемещений в конечных элементах, построение эпюр внутренних сил в системе, определение деформированного вида системы (6).

На основе полученной методики и алгоритма расчета разработана компьютерная программа расчета плоских стержневых систем на статические нагрузки. Программа составлена в среде программирования Delphi 7 с применением объектно-ориентированной модели программирования [3], работает под управлением Windows XP и выше, не требует специальной установки на компьютер и дополнительных библиотек, стандартный для Windows графический интерфейс и достаточно развитый сервис делают работу в программе простой и понятной. Исполняемый файл программы имеет размер 1.1 Мб.

Важными достоинствами программы являются возможности:

- учета упругой податливости присоединения стержней к узлам;
- приложения к системам не только сосредоточенных сил и равномерно распределенных нагрузок, но и нагрузок, распределенных по треугольной и трапецидальной зависимостям;
- практически неограниченное число узлов и стержней системы (определяется ресурсами компьютера);
- группового выделения узлов или стержней с целью одновременного изменения их характеристик (координат, нагрузок, жесткостей);

- анализа расчетных схем на изменяемость;
- масштабирования и перемещения графических объектов;
- удобного представления исходных данных и результатов расчета в таблицах (формат чисел, размеры ячеек, шрифты, выравнивание);
- просмотра для каждого узла, стержня и для системы в целом любой матрицы, используемой в процессе решения.

Программа имеет «Помощь», содержащую краткие сведения о методе расчета и информацию о работе в программе и с программой.

Основное окно программы, открывающееся при ее запуске, содержит меню, в котором представлены все основные инструменты работы с программой (рис. 3), включая:

- меню «Файл» (Создать, Открыть, Сохранить, Сохранить как..., Выход);
- меню «Вид», позволяющее менять вид расчетных схем (шрифт, масштабирование, перемещение), вид таблиц (шрифт, размер ячеек, форматы представления чисел и их расположение в ячейках) и включающее также команды – «Что показывать» (то есть показывать или нет на расчетных схемах номера узлов, стержней, координаты узлов, опоры, нагрузки, базисы, типы жесткостей стержней), «Масштабы»;
- меню «Ввод и корректировка данных», позволяющее создавать узлы и стержни, редактировать и удалять их, а также задавать загрузки и типы жесткостей;
- меню «Расчет», производящее расчет заданной схемы;
- меню «Результаты», содержащее команды – «Эпюры», «Таблица перемещений», «Таблица усилий»;

Многие из указанных команд открывают свои окна со своими наборами функций и команд, для удобства большинство команд дублируется на панели инструментов.

Ввод исходных данных производится в основном окне программы с помощью «Конструктора системы» (рис. 3).

Узлы задаются в окне «Узлы» (рис. 3). Стержни задаются с помощью мыши путем засечек (щелчков мыши) в начальном и конечном узлах.

Характеристики узлов и стержней могут изменяться при выделении соответствующего узла либо стержня, либо группы их с помощью их редакторов (рис. 3).

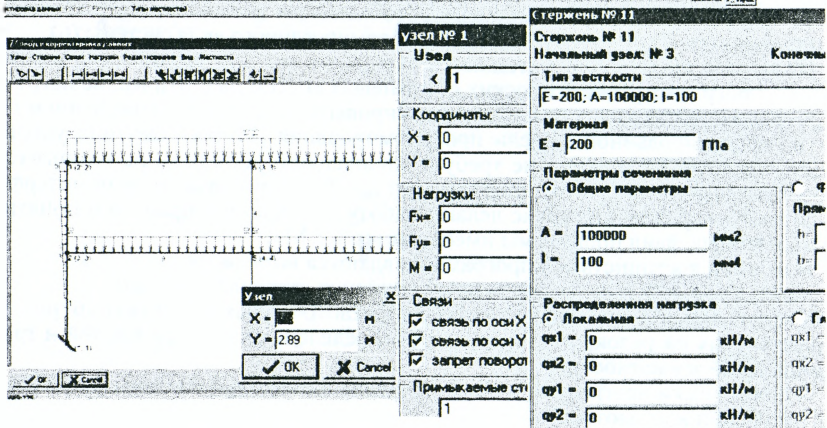


Рисунок 3 – Основное окно программы, окно ввода и корректировки данных, окна ввода и редактирования узлов и стержней

После запуска программы на расчет она проверяет систему на изменяемость и выполняет расчет сооружения. Результаты расчета можно получить как в графическом виде – в виде эпюр усилий, схем деформаций системы (рис. 4), так и в табличном виде.

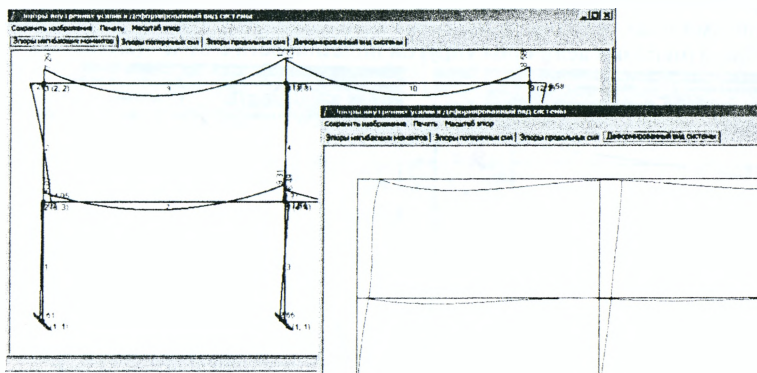


Рисунок 4 – Результаты расчета. Эпюра М. Схема деформаций системы

Выполним расчет и анализ результатов для рамы, изображенной на рис. 5, в которой

стержень 1 присоединен к узлам 2 и 3 упруго-податливо. Результаты расчетов представлены на рис. 6, где показано изменение величин изгибающих моментов в узлах рамы при изменении значений упругой податливости присоединения стержня 1 к узлам 2 и 3.

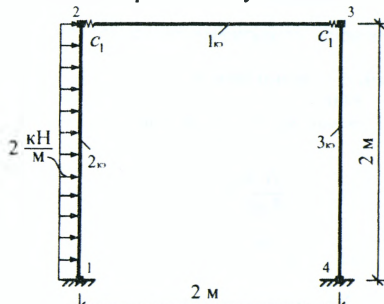
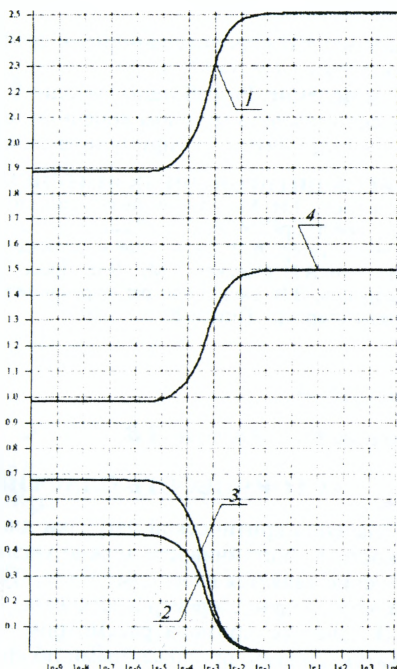


Рисунок 5 – Расчетная схема рамы

Рисунок 6 – Влияние упругой податливости присоединения стержня 1 к узлам 2 и 3 на величины изгибающих моментов в узлах 1, 2, 3 и 4



На основании построенных зависимостей можно сделать вывод, что наибольшее изменение величин изгибающих моментов происходит при изменении значений упругой податливости c в пределах от $1e^{-6}$ (кН·м)⁻¹ до $1e^{-1}$ (кН·м)⁻¹. При величине упругой податливости от нуля до $1e^{-6}$ (кН·м)⁻¹ изгибающие моменты остаются постоянными и соответствуют жесткому присоединению 1-го стержня к узлам (рис. 7). При изменении величины упругой податливости c от $1e^{-1}$ (кН·м)⁻¹ до ∞

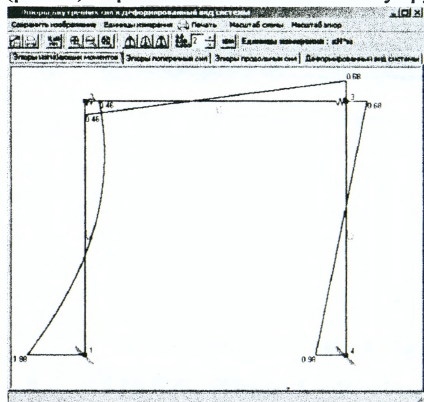


Рисунок 7 – Эпюра M при $c = 1e^{-6}$ (кН·м)⁻¹

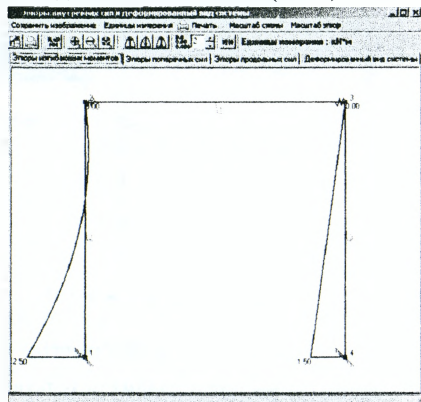


Рисунок 8 – Эпюра M при $c = 1e^{-1}$ (кН·м)⁻¹

величины изгибающих моментов соответствуют шарнирному присоединению 1-го стержня к узлам (рис. 8).

Заключение. Разработаны методика, алгоритм и компьютерная программа статического расчета методом конечных элементов плоских стержневых систем, позволяющие учитывать упруго-податливое присоединение стержней к узлам.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Игнатюк, В.И. Метод конечных элементов в расчетах стержневых систем: учебное пособие. – Брест: БрГТУ, 2007. – 172 с.
2. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
3. Фаронов, В.В. Delphi программирование на языке высокого уровня: учебник для вузов. – Санкт-Петербург: Питер, 2010. – 640 с.

УДК 624.04

Киселев В.Н., Косенок В.В.

УСТОЙЧИВОСТЬ ПЛАСТИН, ПОДКРЕПЛЕННЫХ РЕБРАМИ

Значения критической нагрузки для пластин зависят от цилиндрической жесткости D . Устойчивость можно увеличить, делая пластину толще. Однако это решение является неэкономичным. Лучшим решением является увеличение жесткости введением ребер жесткости.

В качестве примера рассмотрим пластину со свободно опертыми краями, сжатую силами, приложенными по краям $x=0$ и $x=a$. Пластина подкреплена од-

ним ребром (рис. 1). Для определения критической нагрузки применим энергетический метод. Примем форму деформации при потере устойчивости по:

(1)

Изменение потенциальной энергии деформации δV будет складываться из потенциальной энергии пластины:

(2)

и потенциальной энергии деформации ребра, которое выпучивается вместе с пластиной:

$$\delta V_2 = \frac{1}{2} B \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 dx. \quad (3)$$

Здесь B – жесткость ребра при изгибе.

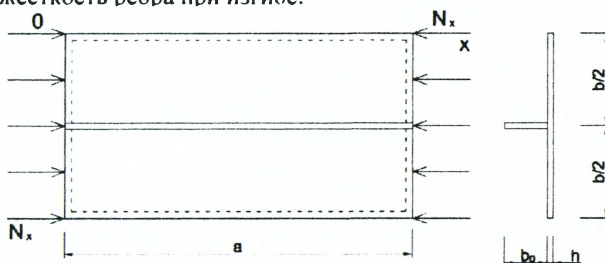


Рисунок 1 – Расчетная схема

Величина δA будет складываться из работы сил N_x , которые сжимают пластину:

$$\delta A = \frac{1}{8} N_x A^2 \pi^2 m^2 \frac{b}{a} \quad (4)$$

и работы силы P , сжимающей ребро:

$$\delta A_2 = \frac{1}{2} P \int_0^a \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx. \quad (5)$$

Вычислим интегралы, входящие в (3) и (5):

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{y=\frac{b}{2}} &= Am \frac{\pi}{a} \cos m \frac{\pi}{a} x \sin n \frac{\pi}{2}; \\ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_{y=\frac{b}{2}} &= -Am^2 \frac{\pi^2}{a^2} \sin m \frac{\pi}{a} x \cdot \sin n \frac{\pi}{2}; \\ \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 dx &= A^2 \pi^4 \frac{m^4}{a^4} \cdot \frac{a}{2} \sin^2 n \frac{\pi}{2}; \\ \int_0^a \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx &= A^2 \pi^2 \frac{m^2}{a^2} \cdot \frac{a}{2} \sin^2 n \frac{\pi}{2}. \end{aligned}$$

Полное изменение потенциальной энергии деформации:

(6)

Полная работа сжимающих сил:

(7)

Приравняв $\delta V = \delta A$ и сокращая на $\frac{1}{2} N_x A^2 \pi^2 m^2 \frac{b}{a}$, получим:

Представим это выражение в виде:

$$\frac{\pi^2}{a^2} D \left[\left(m + \frac{1}{m} \cdot \frac{a^2}{b^2} \cdot n^2 \right)^2 + 2 \frac{B}{bD} m^2 \sin^2 n \frac{\pi}{2} \right] = N_x \left(1 + \frac{2P}{bN_x} \sin^2 n \frac{\pi}{2} \right).$$

Обозначая

$$\gamma = \frac{B}{bD}; \delta = \frac{P}{bN_x} = \frac{\sigma b_p t}{\sigma b h} = \frac{b_p t}{b h} \quad (8)$$

получим окончательное выражение для критической нагрузки:

$$N_x^{cp} = \frac{\pi^2}{a^2} D \frac{\left(m + \frac{1}{m} \cdot \frac{a^2}{b^2} \cdot n^2 \right)^2 + 2\gamma m^2 \sin^2 n \frac{\pi}{2}}{1 + 2\delta \sin^2 n \frac{\pi}{2}}. \quad (9)$$

Выделим частные случаи.

$$1. \quad n=1, \sin^2 n \frac{\pi}{2} = 1;$$

$$N_x^{cp} = \frac{\pi^2}{a^2} D \frac{\left(m + \frac{1}{m} \cdot \frac{a^2}{b^2} \cdot n^2 \right)^2 + 2\gamma m^2}{1 + 2\delta} \quad (10)$$

Число полуволн m , при котором будет наименьшее значение критической нагрузки, определим, вычислив производную по m от (10) и приравняв ее нулю.

$$\begin{aligned} \frac{d}{dm} N_x^{cp} &= 0; \\ \frac{d}{dm} \left[\left(m + \frac{1}{m} \cdot \frac{a^2}{b^2} \right)^2 + 2\gamma m^2 \right] &= 2 \left(m + \frac{1}{m} \cdot \frac{a^2}{b^2} \right) \left(1 - \frac{1}{m^2} \cdot \frac{a^2}{b^2} \right) + 4\gamma m = 0; \\ (1 + 2\gamma)m - \frac{1}{m^3} \frac{a^4}{b^4} &= 0; m = \frac{a}{b} \frac{1}{\sqrt{1 + 2\gamma}} \end{aligned} \quad (11)$$

Отметим, что m должно быть целым числом.

$$2. \quad n=2, \sin^2 n \frac{\pi}{2} = 0.$$

$$N_x^{cp} = \frac{\pi^2}{a^2} D \left(m + \frac{4}{m} \cdot \frac{a^2}{b^2} \right)^2 \quad (12)$$

Здесь выпученная пластина имеет узловую линию, совпадающую с ребром. Ее можно рассматривать как пластину без ребер с шириной $b_1 = \frac{b}{2}$.

$$3. \quad n=3, \sin^2 n \frac{\pi}{2} = -1.$$

$$N_x^{cp} = \frac{\pi^2}{a^2} D \frac{\left(m + \frac{9}{m} \cdot \frac{a^2}{b^2} \right)^2 + 2\gamma m}{1 + 2\delta} \quad (13)$$

Здесь имеет место выпучивание пластины с тремя полуволнами в направлении y . Случай $n > 3$ в данном случае маловероятен.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Баклашов, Г.Г. Экспериментальное исследование прочности и устойчивости подкрепленных тонкостенных стержней при плоском изгибе // Известие ВУЗов. – № 1: Строительство и Архитектура, 1973.
2. Бейлин, Е.А. Об устойчивости плоской формы изгиба тонкостенных балок, имеющие упругие диафрагмы на торцах: сб. докладов XX научной конференции ЛИСИ // Инженерные конструкции, сопротивление материалов, строительная механика.
3. Артемов, П.Я. Расчет тонкостенных стержней открытого профиля / П.Я. Артемов, М.И. Любошин, М.Н. Рудишин. – Минск: Белорусский политехнический институт, 1959.
4. Аксельрад, Э.Л. Техническая теория стержней: учебное пособие. – Л.: Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта, 1967.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ДВУТАВРОВЫХ СВАРНЫХ БАЛОК, ПОДКРЕПЛЕННЫХ НАКЛОННЫМИ РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ, НА ПЛОСКИЙ ИЗГИБ

Теория расчета тонкостенных пространственных стержней (к ним относятся и двутавровые составные балки) непрерывно совершенствуется на базе достижений в области теоретических и экспериментальных исследований. Однако вышеназванное не относится к плоскому изгибу тонкостенных стержней открытого профиля с «противокрутильными связями».

В литературе, преимущественно отечественной, опубликовано всего несколько работ теоретического [1, 2, 3, 5, 10] и экспериментального [4, 6, 7, 11, 12] характера, в которых авторы рассматривают вопрос о работе стальных неразрезных балок на плоский изгиб со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости.

Известно, что предельное состояние балок двутаврового сечения определяется напряженным состоянием стенки, которое для балок с относительно тонкой стенкой ($h_0/\delta_{ст}=80-140$) в значительной степени зависит от величины касательных напряжений τ [6]. В связи с этим возникла необходимость в местах появления наибольших поперечных сил (на средней опоре двухпролетной неразрезной балки) принимать меры по укреплению стенки. Задача по укреплению стенки с целью снижения касательных напряжений и обеспечению местной устойчивости может быть решена несколькими способами: более частая постановка поперечных ребер жесткости (при этом τ не снижается) [9]; местное увеличение толщины стенки в приопорных участках, в которых поперечная сила достигает наибольшей величины [13]; постановка наклонных ребер жесткости в приопорных участках с наибольшим значением поперечной силы в пределах отсека стенки, ограниченного поперечными ребрами жесткости. С этой позиции и рассматривался расчет балок со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости, в вышеназванных работах. Авторы исследуют два типа наклонных ребер:

- а) связанных с поясами и не приваренных к стенке;
- б) связанных с поясами и приваренных к стенке [20, 21].

Предлагаемая методика расчета балок с наклонными ребрами зависит от типа ребер. При использовании ребер типа «а» наклонные ребра предлагается рассматривать в виде раскоса (дополнительной связи) с площадью $F_p = 2b_{pi}\delta_{pi}$. Характер распределения касательных напряжений при этом по высоте стенки предполагался таким же, как и в стенке, не подкрепленной ребрами, а их величина определялась в зависимости от параметров балки, наклонных ребер и вида загрузки. Усилия в ребрах определялись из условия равенства деформаций самих ребер и стенки по направлению диагонали с наклонными ребрами. При использовании ребер типа «б» предполагалось, что в совместную работу с наклонными ребрами включится часть стенки, образуя с ребрами сложное сечение. Поперечная сила Q_x , действующая в любом сечении балки в пределах отсека с наклонными ребрами определяется с использованием точных методов строительной механики [7, 8, 19].

$$Q_x = Q_{x(cm)} + Q_{реб},$$

где $Q_{x(cm)}$ – поперечная сила, воспринимаемая стенкой;

$Q_{реб}$ – остальная часть Q_x , воспринимаемая наклонными ребрами.

В работах [14–18, 22] проводились экспериментальные исследования выше-названных балок с целью выяснения характера действительной работы стенки, подкрепленной наклонными ребрами жесткости.

По результатам экспериментальных исследований однопролетных балок со стенками, подкрепленными ребрами, было установлено, что наклонные ребра значительно снижают величину поперечной силы, воспринимаемую стенкой. Эффективность ребер зависит от их типа и отношений:

$$\frac{F_{cm}}{2b_{pi} \cdot \delta_{pi}}, \frac{F_{cm}}{F} \cdot \frac{h_0}{\delta_{cm}}$$

Постановка наклонных ребер, не приваренных к стенке, в балках с $h_0/\delta_{cm}=40$ снижала поперечную силу в стенке на 40–50%, в балках с $h_0/\delta_{cm}=100$ – на 70–75%. Использование ребер, приваренных к стенке, снижало соответствующую поперечную силу в стенке на 70–80%. Основным недостатком этих экспериментальных исследований было то, что они проводились на моделях с малыми геометрическими размерами ($L=1500$ мм). Отсутствие полных экспериментальных данных о влиянии наклонных ребер жесткости на нормальные напряжения в произвольном сечении балки, а также и на ее изгибную жесткость, потребовало выполнения исследований, которые и описываются далее.

Методика и содержание исследования

Экспериментальные исследования работы балок с наклонными ребрами жесткости на плоский изгиб проводились на двенадцати моделях сварных однопролетных шарнирно-опертых балок двутаврового симметричного профиля пролетом $L=3$ м с размером поперечного сечения: стенка – 500×10 мм, горизонтальные листы – 150×10 мм. Расстановка по длине исследуемых балок и геометрические размеры наклонных ребер жесткости приведены на рисунках 1 и 2.

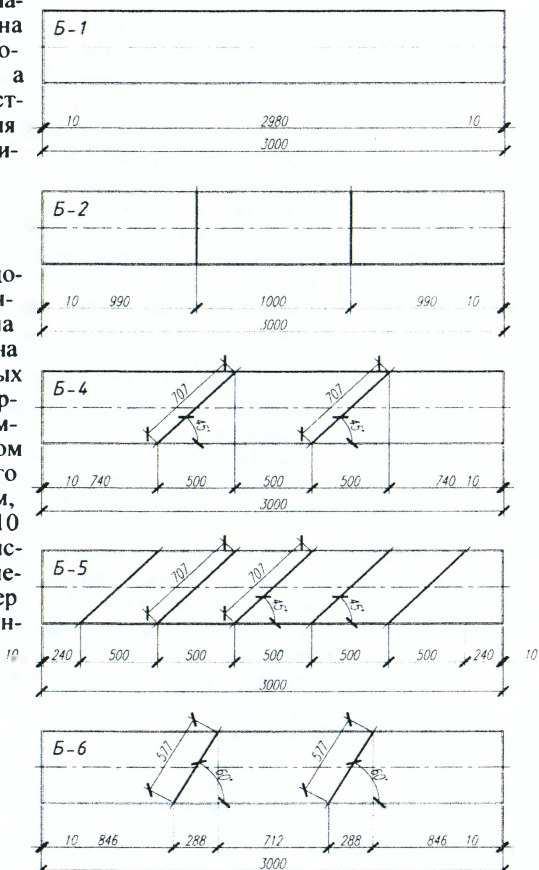


Рисунок 1

Балки были изготовлены из стали ВМ-СТ 3пс по ГОСТ 380-60*, сварка поясов, стенки и наклонных ребер жесткости велась электродами Э-42А с толщиной шва 8 мм. Каждая балка испытывалась в горизонтальном положении на 200-тонном гидравлическом прессе.

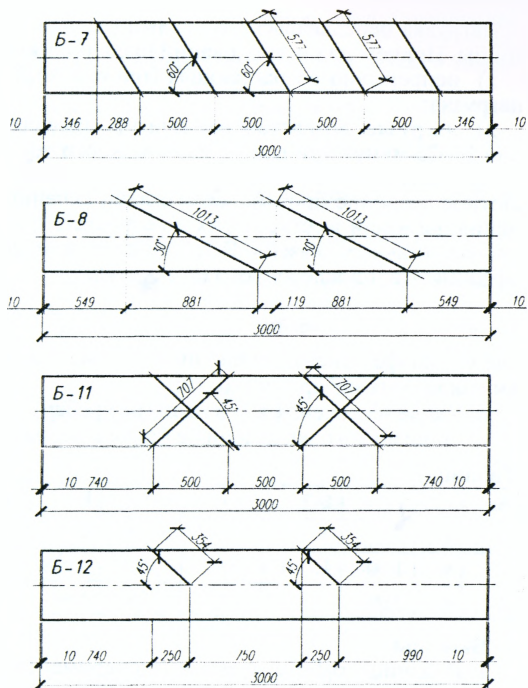


Рисунок 2

Нагрузка в виде сосредоточенной силы P передавалась посередине пролета через квадратный штамп размером 60x60 мм к сжатому поясу в плоскости ее наибольшей жесткости (рис. 3).

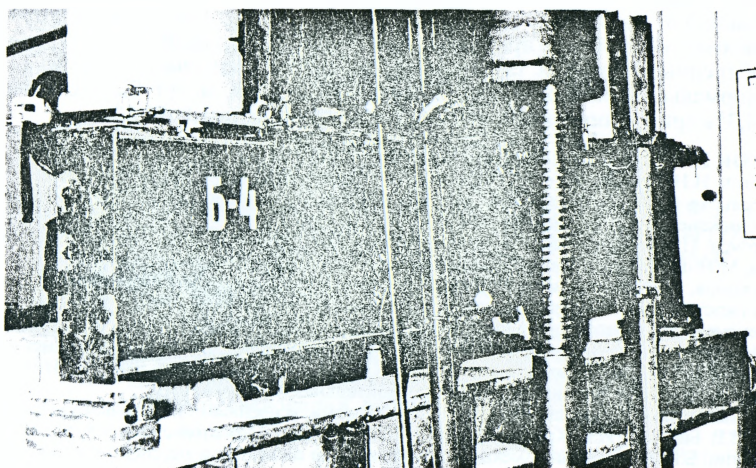


Рисунок 3

Контроль за напряжениями в данных сечениях осуществлялся с помощью тензодатчиков, установленных на стенке и поясах в сжатой и растянутой зонах.

Нагрузка передавалась ступенями от нуля до 32 тонн с постоянным шагом 4 тонны. Причем для исследований была принята:

1) непрерывно возрастающая (прямой ход) или убывающая (обратный ход) нагрузка;

2) нагрузка, возрастающая или убывающая по этапам, с выдержкой в течение 20–25 минут при достижении каждого последующего этапа.

При оценке общей деформативности системы нас интересует не только абсолютное значение прогиба какого-либо сечения балки, но и коэффициент изменения изгибной жесткости их в результате постановки по длине стержня «противокрутильных связей». В таблице 1 (см. ниже) приведены значения этого коэффициента, определенного по формуле:

$$v = \frac{y_{от}}{y_1}$$

где v – коэффициент изменения изгибной жесткости стержня за счет постановки наклонных ребер жесткости;

$y_{от}$ – прогиб сечения $x=t$ в балке без ребер;

y_1 – прогиб того же сечения в балке с ребрами жесткости.

Таблица 1

№		Б-1	Б-2	Б-4	Б-5	Б-6	Б-7	Б-8	Б-11	Б-12
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	v	1,00	1,000	1,095	1,015	1,038	1,052	1,013	1,054	1,030
2	σ_x	2160	-	1943	1635	1946	1743	2000	1740	2064

Выводы

1. В данной работе впервые экспериментальным путем исследуется вопрос влияния геометрии и типа противокрутильных связей на величину нормальных напряжений σ_x и изгибную жесткость подкрепленных тонкостенных стержней.

2. За счет постановки противокрутильных связей увеличивается жесткость подкрепленных стержней. Прогибы могут быть снижены на 1,3–14,5%.

3. Нормальные напряжения σ_x в опасном сечении могут быть снижены на 4,4–24,3% при увеличении общего веса конструкции на 1,8–13,3%.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Аистов, Н.Н. Испытания сооружений. – М.: Стройиздат, 1960.
2. Аксельрад, Э.Л. Техническая теория стержней: учебное пособие. – Л.: Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта, 1967.
3. Артемов, П.Я. Расчет тонкостенных стержней открытого профиля / П.Я. Артемов, М.И. Любошин, М.Н. Рудишин. – Минск: Белорусский политехнический институт, 1959.
4. Баклашов, Г.Г. Экспериментальное исследование прочности и устойчивости подкрепленных тонкостенных стержней при плоском изгибе // Известия ВУЗов. – № 1: Строительство и архитектура, 1973.
5. Бейлин, Е.А. Об устойчивости плоской формы изгиба тонкостенных балок, имеющих упругие диафрагмы на торцах: сб. докладов XX научной конференции ЛИСИ // Инженерные конструкции, сопротивление материалов, строительная механика, 1962.
6. Бирюлов, В.В. О работе стальных балок со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости / В.В. Бирюлов, И.И. Крылов // Известия ВУЗов. – № 9: Строительство и архитектура, 1971.
7. Болотин, Б.В. Строительная механика. Современное состояние и перспективы развития / Б.В. Болотин, И.И. Гельденблат, А.Ф. Смирнов. – М.: Изд. Литературы по строительству, 1972.
8. Борисов, М.Б. Расчет на кручение спаренных планками тонкостенных стержней: кандидатская диссертация, 1948.
9. Борисов, М.Б. Расчет на кручение составных тонкостенных балок с учетом упругих деформаций соединительных планок: труды Ленинградского технол. ин-та им. Ленсовета. – Вып. 23. – 1953.

10. Броуде, Б.М. К теории тонкостенных стержней открытого профиля. – № 6: Строительная механика и расчет сооружений, 1960.
11. Бычков, Д.В. Совместное действие изгиба и кручения в металлических балках // Исследование металлических конструкций, 1940.
12. Бычков, Д.В. Испытание металлической балки П-образного сечения: труды лаборатории строительной механики ЦНИПС / Д.В. Бычков, А.К. Мрошинский, 1941.
13. Бычков, Д.В. Кручение металлических балок / Д.В. Бычков, А.К. Мрошинский. – М.: Стройиздат, 1944.
14. Власов, В.З. Новый метод расчета призматических балок из тонкостенных профилей на совместное действие изгиба и кручения // Вестник ВИА. – 1936. – № 20.
15. Власов, В.З. Кручение и устойчивость тонкостенных профилей. Строительная промышленность. – 1938. – № 6.
16. Власов, В.З. Кручение, устойчивость и колебание тонкостенных стержней // ПММ. – 1939. – Т. 3. – Вып. 1.
17. Власов, В.З. Изгиб и кручение тонкостенных стержней и цилиндрических оболочек открытого профиля. Доп. к кн. С.П. Тимошенко «Устойчивость упругих систем». – М.: Гостехиздат, 1946.
18. Власов, В.З. Тонкостенные упругие стержни. – М.: Изд. «Физматгиз», 1959.
19. Демидович, Б.П. Основы вычислительной математики / Б.П. Демидович, А.И. Марон. – М.: Изд. «Физматгиз», 1960.
20. Длугач, М.И. Крутильная жесткость тонкостенного стержня, усиленного решеткой: сб. трудов института строительной механики. – М.: Изд. АН УССР. – 1949. – № II.
21. Длугач, М.И. О расчете тонкостенных стержней, усиленных решеткой или планками // Расчет пространственных конструкций. – М.: Машстройиздат. – 1950. – Вып. 1.
22. Длугач, М.И. Экспериментальное исследование устойчивости тонкостенных стержней, усиленных решеткой или планками: сборник трудов института строительной механики АН УССР. – 1952. – № 17.
23. Киселев, В.Н. К расчету стальных балок со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости: труды ГИСИ им. Чкалова. – Горький. – 1973. – Часть 1. – № 64: Исследование в области строительства.
24. Киселев, В.Н. Об одном вопросе расчета тонкостенных призматических стержней открытого профиля с «противокрутильными связями»: труды ГИСИ им. В.П. Чкалова. – Горький. – 1974. – Вып. 67: Металлические конструкции.
25. Крылов, Н.А. Испытание конструкций сооружений / Н.А. Крылов, К.А. Глуховский. – Л.: Изд. Литературы по строительству, 1970.

УДК 624.012.454

Козел А.Н., Попков Ю.В.

ПРОЧНОСТЬ, ДЕФОРМАТИВНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С МЕХАНИЧЕСКИМИ СТЫКОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Представлены экспериментальные данные о свойствах конструкции механического стыкового соединения арматуры, отличающейся простым устройством, минимальными затратами, а также обеспеченностью необходимой прочностью. Получены результаты исследований работы данных стыковых соединений в натурных образцах – железобетонных колоннах.

В связи с возрастающей долей строительства монолитных зданий и сооружений, а также освоения высотного строительства в Республике Беларусь вопросы стыковки арматурных стержней как никогда актуальны и своевременны. Рассмотрение проблематики данного вопроса говорит о том, что механические стыковые соединения арматуры за последние 10 лет обрели свою нишу в монолитном строительстве в нашей республике и странах СНГ.

В настоящее время существуют множественные варианты муфт для механической стыковки арматурных стержней, построенных на различных принципах передачи усилия между стыкуемыми стержнями. Основными требованиями к способам стыковки арматуры, определяющими их применение, являются:

- гарантированная надежность стыкового соединения;
- минимальная стоимость соединительного элемента;
- минимальные затраты на эксплуатацию оборудования при выполнении стыкового соединения;
- минимальные затраты времени на выполнение стыкового соединения.

Очевидно, что достигнуть одновременного полного выполнения всех условий невозможно [1].

Область применения механических стыковых соединений расширяется и получает новые горизонты в практике монолитного строительства. Разрабатываются отраслевые документы, которые устанавливают требования к стыкованию арматурных стержней, для внедрения механических соединений при проектировании и строительстве сооружений атомных станций. Конструкции были применены на большинстве строящихся объектов [2].

В данной научной работе был поставлен вопрос влияния деформативности механического стыкового соединения арматуры на прочность и деформативность сжатых железобетонных элементов, рабочая арматура которых имеет механические стыковые соединения.

Характеристика образцов. В качестве опытных образцов принято 2 серии (8 образцов) железобетонных колонн прямоугольного сечения размером 200x200x2000 мм (рис. 1), изготовленных из тяжелого бетона с призменной прочностью 33,5 МПа и 45,8 МПа.

Образцы 2-ух серий армировались рабочей продольной арматурой в виде четырех стержней диаметром 25 мм класса S500 (Ат500С), с одним типом соединения концов стержней, представленным на рис. 2. Обе серии колонн испытывались на центральное сжатие. Варьируемым фактором экспериментального исследования было принято расположение данных стыков в опытных образцах. Три вида расположения соединительных муфт использовались для колонн:

- 4 стыковых соединения в одном уровне;
- 4 стыковых соединения со смещением;
- 2 стыковых соединения и 2 цельных стержня.

Поперечное армирование колонн выполнялось гнутыми хомутами, огибающими рабочую продольную арматуру. Соединения продольной арматуры и хомутов осуществлялось вязальной проволокой.

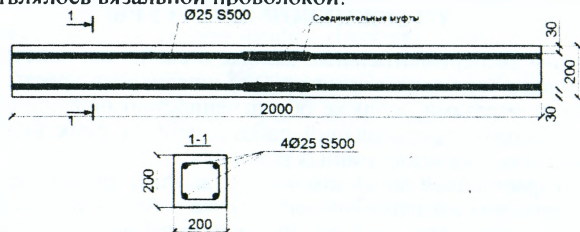
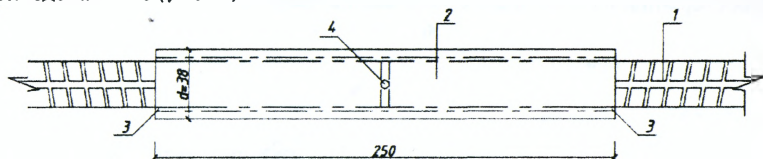


Рисунок 1 – Схема продольного армирования образцов колонн

В торцах колонн использовались оголовки с торцевыми пластинами, приваренными к продольной арматуре.

Предложенная конструкция муфтового стыкового механического соединения приведена ниже (рис. 2).



1 – стыкуемые арматурные стержни $\varnothing 25$ S500; 2 – муфта из трубы $d=38$ мм со стенкой толщиной 4 мм ; 3 – полимерная композиция, наполнитель – песок кварцевый; 4 – отверстие диаметром 3 мм

Рисунок 2 – Конструкция муфтового соединения стержневой арматуры

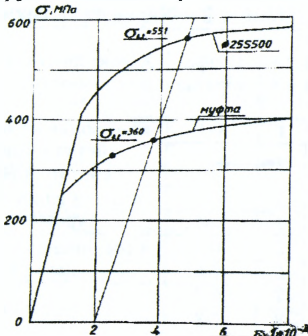
Данный тип характеризуется простотой устройства и минимальными затратами на изготовление [3, 4]. Выбор связующего материала в составе стыка в виде полимерной композиции на основе эпоксидной смолы обусловлен возможностью получения высокопрочного быстротвердеющего в течение суток материала. Длина соединения в данном исходном сочетании принята равной 250 мм (10 диаметров стыкуемых стержней) на основании результатов испытаний при растяжении образцов соединений с разной длиной муфты. При длине трубы – муфты $10\varnothing 25$ испытания показали стабильные значения разрыва по среднему сечению соединения при усилиях, соответствующих временному сопротивлению стали трубы. Механические характеристики приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Средние значения механических характеристик стали

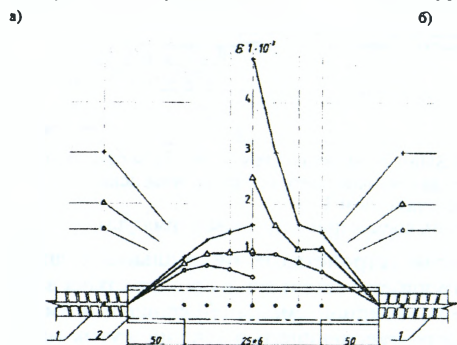
Марка стали	Условный предел текучести, σ_{02} МПа	Временное сопротивление разрыву, σ_{max} МПа	Площадь поперечного сечения, cm^2 As
S500	551	687	4,9
S300	360	504	4,27

Вся экспериментальная часть работы проводилась с данным типом механического соединения. В работе использовались арматурные стержни диаметром 25 мм, плавка 10103 A500СП, изготовленные по ТУ 14-1-5497-2004, производства РУП "Белорусский металлургический завод". По показателям испытаний на растяжение, средние значения предела текучести стали 551 МПа, временное сопротивление разрыву 687 МПа, что соответствует требованиям, предъявляемым к арматуре класса S500(A500). Для изготовления муфты использовалась стальная электросварная труба производства ОАО Московского трубного завода «Филит», сделанная согласно ГОСТ 8734-75, наружным диаметром 38 мм и толщиной стенки 4 мм. На внутренней поверхности трубы были нарезаны выступы глубиной 1–1,5 мм для улучшения сцепления. По результатам испытаний на растяжение средние значения предела текучести стали муфты 360 МПа, временное сопротивление разрыву 504 МПа, что соответствует требованиям, предъявляемым к арматуре класса S300(A300). Построена диаграмма деформирования для стали основных стержней и стали муфты (рис. 3).

Рисунок 3 – Диаграмма деформирования стали основных стержней и стали трубы муфты



При сжатии деформации в сечениях муфты значительно меньше деформаций стыкуемых стержней на всех этапах нагружения (рис. 4).



1 – стыкуемые арматурные стержни;
 2 – муфта; о – деформации при уровне
 нагружения $0,5N_{max}$; Δ – то же
 при $0,7N_{max}$; + – то же при $0,9N_{max}$

Рисунок 4 – Диаграммы деформирования образца стыкового соединения при сжатии (а) и растяжении (б)

Объяснением этому служит меньшая интенсивность напряжения на большей площади сечения. В переходных зонах, в начале и в конце муфты, образуется градиент деформаций, связанный с процессом перераспределения усилий между стыкуемыми стержнями и муфтой. Именно в этих зонах наблюдается искривление образца в момент потери устойчивости при достижении предельных усилий на сжатие.

Бетонирование колонн выполнялось на базе Полоцкого государственного университета. Бетон изготавливался на ПРУП «Новополоцкжелезобетон» и доставлялся в испытательную лабораторию УО ПГУ в виде готовой смеси. Бетонирование образцов происходило в лаборатории УО ПГУ. Уплотнение бетонной смеси при укладке в опалубку производилось глубинным вибратором и штыкованием.

Опытные образцы колонн испытывались на гидравлическом прессе с максимальным усилием сжатия 1000 т. Для равномерности передачи усилия на колонну, непосредственно перед проведением эксперимента, между оголовками колонн и плитами пресса укладывался слой цементно-песчаного раствора. Приложение нагрузки к колоннам осуществлялось ступенями – $0,1N_{раз}$ с выдержкой 10 мин. Поперечные и продольные деформации бетона замерялись в зоне стыка с помощью тензодатчиков и индикаторов часового типа. Ширину раскрытия трещин измеряли микроскопом МПБ-2.

Таблица 2 – Характеристики опытных образцов – колонн

№ п/п	Шифр образца	Характеристика образца и условное обозначение	Призменная прочность бетона, МПа	Разрушающая продольная сила, кН
1	К-1	контрольные образцы без стыковых соединений (●)	33,5	2100
2	К-2		45,8	2420
3	К-3	4 соединения в одном уровне (x)	33,5	2140
4	К-4		45,8	2500
5	К-5	4 соединения со смещением (▲)	45,8	2400
6	К-6		45,8	2490
7	К-7	2 соединения (v)	45,8	2450
8	К-8		33,5	2200

По результатам обработки проведенных измерений были построены графики, отражающие зависимость поперечных относительных деформаций бетона колонн от прикладываемой нагрузки (рис. 5).

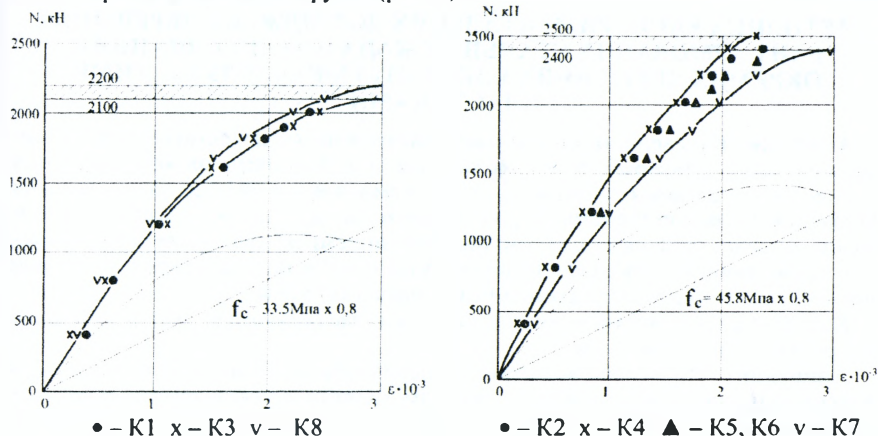


Рисунок 5 – Относительные поперечные деформации бетона опытных образцов колонн

Заключение

Проведя данное экспериментальное исследование, авторы сделали следующие выводы:

1. Установлен характер распределения деформаций по длине опытных образцов муфтовых соединений и его податливость в виде линейных перемещений стыкуемых стержней относительно муфты. Определены участки, создающие концентрации деформаций по длине стыка.
2. Экспериментальные испытания колонн с муфтовыми соединениями позволили определить прочность опытных образцов колонн при центральном сжатии.
3. Размещение стыкового соединения в сжатой зоне не привело к образованию дополнительных значительных деформаций в бетоне и не повлияло на прочность, сопротивление образованию и раскрытию трещин, на жесткость опытных железобетонных колонн.
4. Полученные результаты исследований позволяют рекомендовать новую конструкцию муфтового стыкового соединения арматуры к практическому применению.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Лешкевич, О.Н. Результаты испытаний сварных и механических стыковых соединений арматуры класса S500 / О.Н. Лешкевич, А.И. Чубрик // Строительная наука и техника. – 2010. – № 6. – С. 130–133.
2. Дьячков, В.В. Механические соединения арматуры – применение и тенденция развития // Бетон и железобетон. – 2013. – № 4. – С. 8–9.
3. Устройство для соединения концов арматуры: пат. 2930 Респ. Беларусь, E04C5/16/ В.В. Чупров, Ю.В. Попков, В.И. Сидоренко; заявитель Полоц. гос. ун-т. – № U20060002; заявл. 03.01.2006; опубл. 31.08.2006// Афішыйны бюл. / Нац. Цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2006. – № 4 – С. 173.
4. Устройство для соединения концов арматуры: пат. 3091 Респ. Беларусь, E04C5/16/ В.В. Чупров, Ю.В. Попков, В.И. Сидоренко; заявитель Полоц. гос. ун-т. – № U20060201; заявл. 03.04.2006; опубл. 30.10.2006// Афішыйны бюл. / Нац. Цэнтр інтэлектуал. Уласнасці. – 2006. – №5 – с.162.

Кравз А.Р.¹

МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ ВАНТ АРМОВАНИХ СТАЛЬНИМ КАНАТОМ ЗІ З'ЄДНАННЯМ ОКРЕМИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛОЗУБЧАТИМИ ПЛАСТИНАМИ

Анотація. Наведено методику експериментальних досліджень роботи дерев'яних вант армованих стальним канатом зі з'єднанням окремих дерев'яних елементів металевими зубчатими пластинами типу МЗП-1,2. Випробування проводились на дію рівномірно розподіленого по всій довжині ванти навантаження (власної ваги, снігу), несиметричного від'ємного навантаження (вітрового), навантаження розподіленого по трикутній епюрі та завантаження половини прольоту ванти рівномірно розподіленим навантаженням.

Ключові слова: висячі покриття, дерев'яні ванти, жорсткі нитки, методика випробувань, навантаження.

Аннотация. Приведена методика экспериментальных исследований работы деревянных вант армированных стальным канатом с соединением отдельных деревянных элементов металлическими зубчатыми пластинами типа МЗП-1,2. Исследования проводились на действие равномерно распределенной по всей длине ванты нагрузки (собственного веса, снега), несимметрической отрицательной нагрузкой (ветровой), нагрузкой распределённой по треугольной эпюре и загрузки половины пролёта ванты равномерной нагрузкой.

Ключевые слова: висячие покрытия, деревянные ванты, жесткие нити, методика испытаний, нагрузки.

Abstract. This article presents the method of testing the wooden reinforced cable stayed with connection on glued rods. Tests were conducted on the action of evenly distributed load throughout the length of the construction (net weight, snow), unevenly distributed negative load (wind), the load distributed on a triangular diagram and load half the span of construction evenly load.

Keywords: suspension roof, wooden structures, rigid fibers, method of testing, loads.

Постановка проблеми. Найбільш раціональним для покриття великопролітних виробничих та громадських споруд можна вважати використання висячих конструкцій, в яких основні несучі елементи працюють на розтяг, що дозволяє найбільш ефективно використовувати їхні високоміцні характеристики. Основним недоліком висячих покриттів є їх підвищена деформативність, що викликана появою в них кінематичних переміщень і пружних деформацій. Таким чином, ключовою проблемою застосування висячих систем є задача підвищення їх жорсткості. До числа перспективних напрямків по вирішенню даної проблеми відносять розробку покриттів з використанням розтягнутих згинально-жорстких ниток. На сьогоднішній день найбільш широкого застосування знайшли жорсткі ванти виконані у вигляді зігнутих ферм або двотаврів – зварних або прокатних із маловуглецевої або низьколегованої сталі. Проте використання маловуглецевої або низьколегованої сталі для вантової конструкції замість високоміцних канатів знижує несучу здатність покриття, окрім того зростає власна вага покриття, що призводить до збільшення витрат матеріалів на усі опорні конструкції.

¹ Робота виконувалася під керівництвом д.т.н, проф. Демчини Б.Г.

Для рішення цієї проблеми пропонується спільне застосування дерев'яних елементів та канатів, коли розтягуючі зусилля будуть нести сталеві канати, що мають великий розрахунковий опір на розтяг, а стабілізацію їх будуть забезпечувати дерев'яні елементи, з достатньо великою жорсткістю.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Попереднім аналізом літературних джерел, встановлено, що тема дерев'яних вант досліджувалась мало, хоча такий варіант збільшення жорсткості висячих конструкцій є досить ефективним, оскільки не сильно збільшує власну вагу покриття через незначну об'ємну вагу еревини. Методика досліджень дерев'яних вант подана в роботах [1, 2].

Мета статі – розроблення методики для вивчення характеру деформування дерев'яних армованих вант, розподілу напружень в поперечному перерізі дерев'яного елемента ванти, опорних та осьових зусиль при різних схемах завантаження.

Виклад основного матеріалу. Відповідно до поставлених задач досліджень була розроблена програма експериментальних випробувань (табл. 1). Вона передбачала проведення чотирьох серій випробувань зразків дерев'яної вантової конструкції. В ході випробування № 13 та № 17, конструкції були доведені до руйнування, усі інші випробування проводилися в пружній стадії роботи матеріалів.

Таблиця 1 – Програма експериментальних випробувань

Серія	№ випробування	Вид навантаження	Схема навантаження	Армування	Попередній натяг канату, кг	Руйнування
III-C	10	Рівномірно розподілене		Канат 5,8мм за ГОСТ 3067-88	600	-
	11				1000	-
	13				1000	+
	17				1000	+
	14			Відсутнє	-	-
III-H	12	Несиметричне від'ємне		Канат 5,8мм за ГОСТ 3067-88	600	-
III-T	15	По трикутній еторі			1000	-
III-П	16	Половина прольоту			1000	-

Конструкція зразка

Дослідній зразок проектувався по двохшарнірній схемі пологої згинально-жорсткої нитки з кривою провису по рівнянню квадратної параболи [3, с. 180]:

$$y = \frac{q}{2} x(l - x).$$

Зразок ванти мав довжину 6 м. Стріла прогину підбиралась з конструктивних вимог в межах 1/6–1/15 прольоту і становила 0,5 м. Після підстановки даних значень в рівняння осі ванти, одержали:

$$y = \frac{4 \cdot 0,5}{6^2} x(6 - x) = \frac{1}{18} x(6 - x).$$

Дослідний зразок складався з п'яти дерев'яних дощатих елементів (рис. 1) довжиною 1230 мм і розміром поперечного перетину 145х32 мм. Висота перерізу одного елемента також підбиралась з конструктивних вимог, 1/40–1/50 прольоту ванти. Для дослідного зразка був підібраний сталевий канат типу ТК конструкції 6х19+1х19, діаметром 5.8 мм [4].

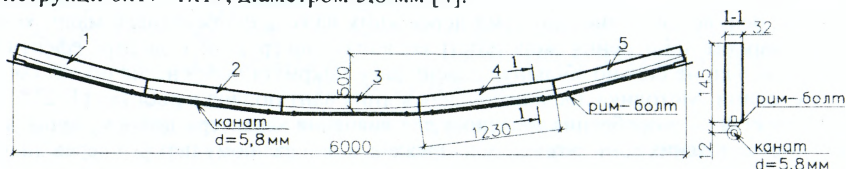
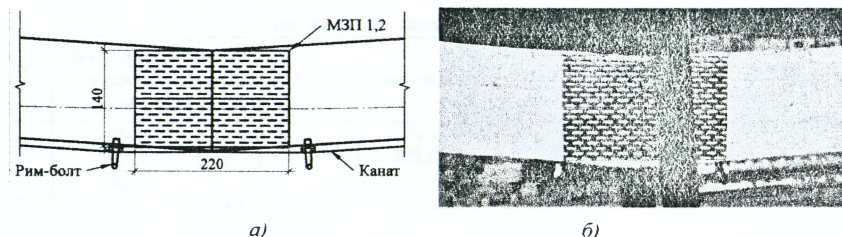


Рисунок 1 – Схема дерев'яної ванти

З'єднання дерев'яних дощатих елементів ванти по довжині, було виконане за допомогою металевих зубчатих пластин (надалі МЗП). Вдавлювання пластин виконували на пресі 2ПГ-100.

Канат приєднувався до дерев'яних елементів по довжині шарнірно-рухомо за допомогою рим-болтів (рис. 2).



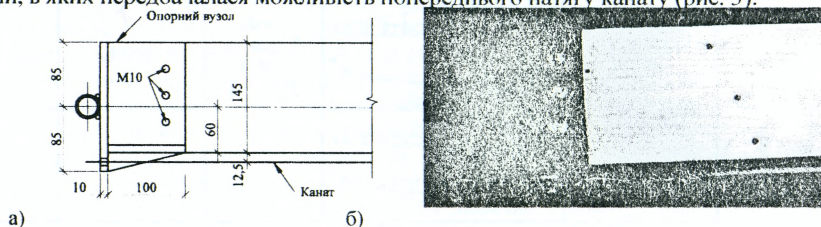
а)

б)

а) схема; б) вигляд

Рисунок 2 – З'єднання дерев'яних дощатих елементів, та кріплення канату

Для анкерування канату на опорах та забезпечення сумісної роботи з дерев'яною частиною ванти було запроєктовано та виготовлено металеві опорні вузли, в яких передбачалася можливість попереднього натягу канату (рис. 3).



а)

б)

а) схема; б) вигляд

Рисунок 3 – Опорний вузол

Розрахунок з'єднання МЗП

Конструювання та розрахунок з'єднання було проведено відповідно до рекомендацій [5, С. 182–186].

Несуча здатність з'єднання МЗП з умови міцності пластини на розтяг N_p визначалась за формулою:

$$N_p = 2bR_p = 2 \times 140 \times 115 = 32200H = 32,2кН.$$

де $b = 140$ мм – максимальна ширина пластини, виходячи з конструктивних вимог, $R_p = 115$ Н/мм – розрахункова несуча здатність пластини на розтяг для $\alpha=0^\circ-15^\circ$ [5, с. 185, табл. IV.8].

Несуча здатність з'єднання на МЗП з умови зминання деревини і згину зубів N_c :

$$N_c = 2RF_b = 2 \times 80 \times 240 = 38400 \text{ Н} = 38,4 \text{ кН},$$

де $R = 0,8$ МПа = 80 Н/см² – розрахункова несуча здатність на 1 см² робочої площі з'єднання для $\alpha=0^\circ \dots 15^\circ$ [5, с. 185, табл. IV.8];

F_b – розрахункова площа пластини.

$$F_b = 2b_l l_1 = 2 \times 120 \times 100 = 24000 \text{ мм}^2 = 240 \text{ см}^2.$$

де $b_l = h - 2c = 140 - 2 \times 10 = 120$ мм – ширина пластини, яка включається в роботу (рис. 4);

$l_1 = 0,5l - c = 0,5 \times 220 - 10 = 100$ мм – довжина пластини, яка включається в роботу.

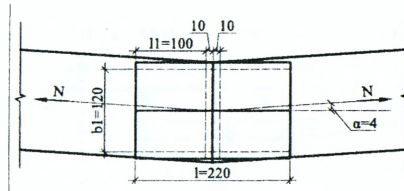
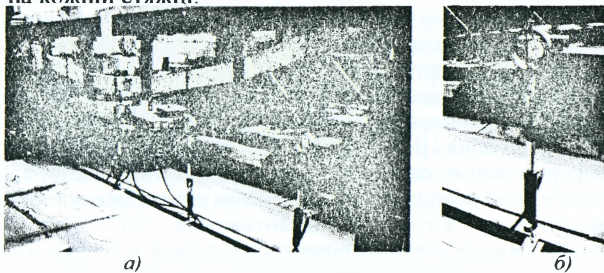


Рисунок 4 – Розрахункова схема з'єднання

Отже, несуча здатність з'єднання на металозубчатих пластинах приймається меншою з двох значень і дорівнює $N=32,2$ кН.

Методика експериментальних досліджень

Випробування вант на міцність проводилися в лабораторії кафедри будівельних конструкцій та мостів національного університету «Львівська політехніка». Була запроєктована та виготовлена установка для випробування вантових конструкцій (рис. 5,а). Для проведення експериментальних досліджень було вдосконалено, раніше розроблені, методику випробувань дерев'яної армованої ванти [1, 2]. Так, для підтримки однакового навантаження на окремих елементах в ході випробування та забезпечення можливості прикладання навантаження до величини 10 кН/м, механічні стяжки були замінені на гідравлічні (рис. 5,б), що підключалися до насосної станції. Це дозволяло підтримувати стале навантаження на кожному етапі завантаження, а також давало змогу прикладати навантаження дистанційно, що підвищило безпеку проведення експерименту. Для контролю зусилля від гідравлічних стяжок, використовувались кільцеві динамометри розтягу, попередньо протаровані на розривній машині Р-10, які були встановлені на кожній стяжці.



а) загальний вигляд; б) гідравлічна стяжка

Рисунок 5 – Дослідна установка

Установка для випробувань (рис. 6) складалася з двох опор – 6 закріплених в силову підлогу; опорної металевої балки – 2 виготовленої з двох швелерів N20; ванти – 9, що випробовувалися; п'яти гідравлічних стяжок – 10 з кільцевими динамометрами для виконання завантаження конструкції ванти; системи забезпечення стійкості зразка з площини – 11; динамометрів для вимірювання опорних реакцій – 5; кільцевого динамометру – 4 для вимірювання розпору; динамометра для вимірювання сили натягу канату – 12; мікроіндикаторів годинникового типу – 8 для вимірювання деформацій в поперечному перерізі дерев'яного елемента по середині прольоту ванти; стяжки M12 – 7 для виконання попереднього натягу канату; п'яти прогиномірів Аістова (6ПАО) – 3 закріплені на опорній металевій балці над серединою кожного елемента ванти, для вимірювання їх прогину; двох прогиномірів Аістова (6ПАО) – 1 закріплені на опорі для вимірювання зближення опор. Розроблена конструкція стенду дозволила провести випробування при різних схемах завантаження.

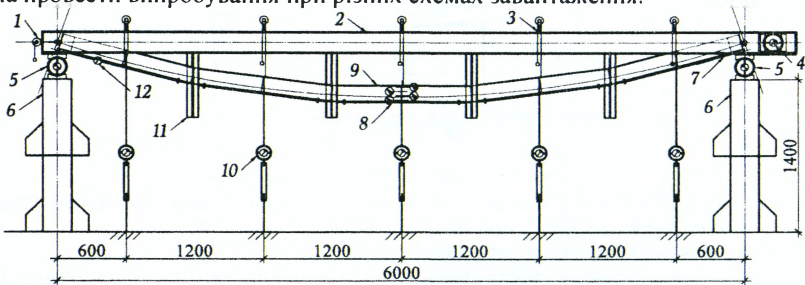


Рисунок 6 – Схема випробувальної установки

Випробування вант серії III-С були проведені для визначення міцності та деформативності дерев'яних вант при завантаженні зосередженими силами в п'яти точках, що можна було вважати рівномірно розподіленим навантаженням.

Випробування № 10 (див. табл. 1) було проведено з попереднім натягом сталюого канату 6кН, що складало 30% від розривного зусилля канату, а випробування № 11, № 13 та № 17 з попереднім натягом 10 кН, що відповідало 50% від розривного зусилля канату. Також, було проведено випробування № 14, в якому досліджувалась дерев'яна ванта без армування кнатом.

Навантаження на ванту прикладалося ступенями по 50 кг на кожену секцію (250 кг на всю конструкцію ванти за один ступень завантаження). Покази приладів знімали після витримки на кожній ступені завантаження по 5 хв. В ході експерименту вимірювали вертикальні реакції опор *V*, розпір конструкції *H*, деформації деревини в поперечному перетині дощатоого елемента, прогин ванти у п'яти точках по довжині, силу натягу тросу та величину зближення опор. Завантаження проводилося до розрахункового значення, після чого ванту розвантажували і записували залишкові покази по усіх приладах.

Випробування № 12, серія III-Н (див. табл. 1) було проведено для визначення міцнісних та деформативних характеристик дерев'яної армованої ванти при завантаженні нерівномірно розподіленим від'ємним навантаженням, що імітувало варіант несиметричного вітрового навантаження [6]. Для прикладання несиметричного від'ємного навантаження троси стяжок 1 перекидувалися через блоки 2, що були закріплені до опорної металевої балки стенду 3 (рис. 7).

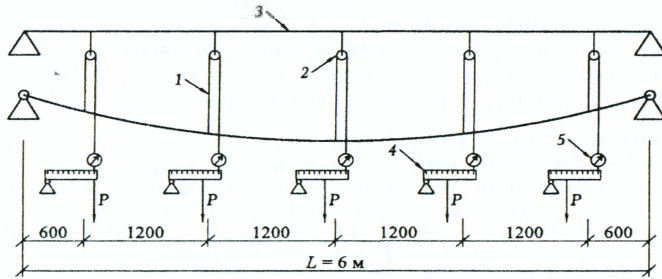


Рисунок 7 – Схема дослідної установка для прикладання нерівномірного вітрового навантаження

Навантаження на ванту подавали ступенями по 50 кг на секцію з максимальним навантаженням. На інших секціях навантаження підбирали відповідно до епюри від'ємного навантаження (див. табл. 1). Для забезпечення різного значення навантаження на кожній секції, було запроєктовано систему важелів 4 (див. рис. 7). Навантаження підбиралось індивідуально, змінюючи співвідношення плечей важелів і контролювалось по кільцевих динамометрах 5. Після витримки 5хв на кожній ступені навантаження знімали покази з приладів.

Під час експерименту серії III-Н вимірювались вертикальні та горизонтальні реакції опор, деформації деревини в поперечному перетині дощатого елемента, прогини ванти, сила натягу канату та зміщення опор. Характерною особливістю даного випробування було те, що розпір конструкції мав протилежний знак, оскільки при такому завантаженні ванта працювала як двошарнірна арка.

При проектуванні висячих конструкцій, снігове навантаження на покриття визначають згідно ДБН В.1.2-2:2006 і зазвичай розглядають його в декількох варіантах: у вигляді рівномірно розподіленого навантаження по покриттю і декілька варіантів нерівномірного розподілу навантаження, враховуючи можливість передуву снігу вітром, часткове очищення та інше. Нажаль в ДБН В.1.2-2:2006 не наводиться рекомендацій по врахуванню схем нерівномірного розподілу снігового навантаження, які на практиці використовуються при проектуванні висячих конструкцій.

Програмою експериментальних досліджень було передбачено проведення випробувань серії III-Т при завантаженні по трикутній епюрі (див. табл. 1) та серії III-П із завантаженням сніговим навантаженням половини прольоту ванти [3].

Для прикладання нерівномірного навантаження було використано випробувальну установку аналогічну як і для випробування серії III-Н (див. рис. 7). Проте, оскільки прикладалось додатне навантаження, блоки для зміни напрямку сили не використовувались, а троси стяжок приєднувались до дерев'яних елементів. Навантаження прикладалось через систему важелів і підбиралось відповідно до епюрі (див. табл. 1). Під час експериментів серій III-Т та III-П вимірювались ті самі параметри, що і у випробуваннях серій III-С та III-Н. Завантаження проводилося до розрахункових значень, після чого, конструкцію ванти розвантажували і знімали залишкові покази з приладів.

Висновки

1. Запропоновано вантову конструкцію, жорсткість якої забезпечувалася за рахунок використання дерев'яних елементів, при цьому вона залишилася легкою і простою в монтажі.

2. Описано методику експериментальних досліджень дерев'яних вант армованих сталеним канатом зі з'єднанням окремих дерев'яних елементів металозубчатими пластинами на дію різних видів зовнішніх навантажень, а саме: симетричних та несиметричних додатніх і від'ємних навантажень.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Кравз, А.Р. Методика експериментальних досліджень дерев'яних вант армованих сталеним канатом зі з'єднанням окремих дерев'яних елементів вкесними стержнями [Текст] / А.Р. Кравз, Б.Г. Демчина // Збірник наукових праць НУК, 2013. – № 2. – С. 38-42.
2. Кравз А.Р. Методика експериментальних досліджень міцності та деформативності дерев'яної ванги, армованої сталеним тросом [текст] / А.Р. Кравз, Б.Г. Демчина, І.І. Лукач, В.В. Волоцюга, О.В. Янко // Теорія і практика будівництва. – Львів, 2012. – № 742. – С. 117-120.
3. Беленя, Е.И. Металлические конструкции: специальный курс: учеб. пособие для вузов [Текст] / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Ведеников [и др.]; под общ. ред. Е.И. Беленя. – 2-е изд., перераб. и доп. – М: Стройиздат, 1982 – 472 с.
4. Стальной канат типа ТК конструкции 6x19+1x19: гост 3067-88. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1990. – 5 с.
5. Слишкоухов, Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс [текст] / Ю.В. Слишкоухов, В.Д. Буданов, М.М. Гаппоев, И.М. Гуськов, З.Б. Махутова – М.: Стройиздат, 1981. – 543 с.
6. Бабаева, К.А. Расчетные нагрузки для основных типов висячих покрытий [текст] / К.А. Бабаева // Научно-техническая информация ГОССТРОЯ СССР. – 1968. – № 10.

УДК 69.059.22:614.84

Курлянов Д.В.

УЧЕТ СТЕПЕНИ ОГНЕВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Наиболее сложным является учет степени огневого воздействия на железобетонные конструкций. Разнородность материалов, составляющих железобетон, при нагреве приводит к разным температурным деформациям, нарушает связь между цементным камнем, крупным и мелким заполнителем, а также с арматурой. В результате в железобетонных элементах происходят необратимые изменения механических свойств, снижение прочности на сжатие и растяжение, дополнительные прогибы.

Изменения механических свойств бетона при его нагреве и последующем охлаждении в настоящее время оцениваются очень приблизительно. Это затрудняет определение несущей способности железобетонных элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению.

Обычно после пожара нет точных данных о температуре нагрева конструкций и продолжительности пожара. Приходится судить об этом по состоянию и цвету поверхности железобетонных конструкций после огневого воздействия пожара на них. Это снижает точность определения остаточной прочности железобетонных элементов после пожара, особенно стальных.

При нагреве железобетона свыше 60 С тепловые деформации бетона и арматуры становятся различными и в них появляются дополнительные напряжения: в бетоне растягивающие, в арматуре сжимающиеся. Проявляются и различные тепловые деформации цементного камня и крупного заполнителя.

При нагреве бетона свыше 100°С происходит необратимое снижение его механических характеристик (пределов прочности, модуля деформации).

Расчётное сопротивление сжатию слоёв бетона, повреждённых огнём, после охлаждения можно определить по формуле

$$R_{s,t}^* = \gamma_{s,t}^* \cdot R_{s,*} \quad (1)$$

где $\gamma_{s,t}^*$ – коэффициент снижения расчётного сопротивления бетона сжатию после охлаждения в зависимости от температуры нагрева.

Расчётное сопротивление при растяжении слоёв бетона, повреждённых огнём, определяется по формуле

$$\begin{aligned} R_{st,t}^* &= \gamma_{st,t}^* \cdot R_{st,*} \\ \gamma_{st,t}^* &= \gamma_{st}^* - 0,2(1 + 0,1t), \end{aligned} \quad (2)$$

где t – температура нагрева бетона.

Начальный модуль упругости бетона, подвергавшегося нагреву и последующему охлаждению, определяют по формуле

$$E_{st,t}^* = \beta_k \cdot E_{st,*} \quad (3)$$

где β_k – коэффициент снижения модуля упругости бетона.

$$\beta_k = 1 - kt. \quad (4)$$

Значение k для тяжёлого бетона равно $0,17 \cdot 10^{-2}$, для керамзитобетона $0,10 \cdot 10^{-2}$. Снижение модуля упругости бетона при нагреве необратимо после охлаждения.

При нагреве бетона свыше 500 °С модуль упругости не учитывается в расчётах прочности и деформативности конструкции.

Прочностные показатели бетона, подвергшихся огневому воздействию при пожаре, железобетонных элементов зависят от температуры нагрева и длительности огневого воздействия.

Арматура, выполненная из горячекатаной стали марок 80С и 30ХГ2С класса А-500, при нагреве до 300 °С и последующим ее охлаждением также сохраняет свой начальный предел текучести. При дальнейшем ее нагреве до 700 °С и последующим охлаждением, предел текучести этих марок сталей уменьшается соответственно на 40 % и 37 %.

Нагрев арматуры, выполненной из обыкновенной арматурной проволоки в диапазоне температур 400...700 °С и последующим ее охлаждением приводит к снижению предела текучести от 2 до 40 %.

Нагрев арматуры, выполненной из высокопрочной арматурной проволоки, в диапазоне температур 300...700 °С и последующим ее охлаждением приводит к снижению ее предела текучести от 5 до 60 %.

При нагреве арматура до 250...300 °С происходит полная потеря предварительного напряжения арматуры.

При высоких температурах нагрева происходит изменение прочности сцепления арматуры с бетоном. При нагреве стали класса А-400 периодического профиля до 300 °С прочность сцепления арматуры с тяжёлым бетоном выше первоначальной, при температуре нагрева 350 °С и последующем затем охлаждении прочность сцепления начинает снижаться и при температуре 450 °С составляет около 75 % от первоначальной величины.

Сцепление арматуры с бетоном после нагрева и последующего охлаждения меньше, чем в не нагретом состоянии.

Значения расчётного сопротивления арматуры растяжению при нагреве и последующем охлаждении определяются по формуле

$$R_{st,t}^* = \gamma_{st,t}^* \cdot R_{st,*} \quad (5)$$

где $\gamma_{st,t}^*$ – коэффициент снижения расчетного сопротивления арматуры растяжению в зависимости от температуры нагрева.

Значение расчётного сопротивления арматуры сжатию можно определить по формуле

$$R_w^* = \gamma_{s1}^* \cdot \gamma_{s2}^* \cdot R_s \quad (6)$$

где γ_{s2}^* – коэффициент, учитывающий снижение сцепления арматуры с бетоном после нагрева и охлаждения.

Для стержневой гладкой горячекатаной арматуры

$$\gamma_{s2}^* = 1 - 0,001 t. \quad (7)$$

Для стержневой горячекатаной арматуры периодического профиля

$$\gamma_{s2}^* = 1 - 0,001 \cdot (0,1 + 0,001 t) \cdot t. \quad (8)$$

Модуль деформации арматурной стали после нагрева и последующего охлаждения принимается при $\gamma_{s1}^* = 1,0$, как для арматуры, не подвергшейся нагреву.

При учёте неравномерности распределения прочности бетона по толщине элемента, подвергшегося огневому воздействию пожара, производится приведение неравномерно прогретых слоёв бетона к однородному материалу.

Коэффициент приведения частей (бетонных слоёв) сечения элемента, повреждённого огнём α_{bt1} , следует принимать пропорциональным отношению прочности бетона рассматриваемого слоя R_{bt1}^* к прочности основного слоя R_{bt10c}^*

$$\alpha_{bt1} = \frac{R_{bt1}^*}{R_{bt10c}^*}. \quad (9)$$

Для определения несущей способности железобетонного элемента, подвергшегося огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, его поперечное сечение разделяют на слои параллельные поверхности конструкции бывшей под наибольшим воздействием повышенной температуры.

Толщина слоев принимается равной: для плит 30...50 мм, для балок и колонн 50...100 мм.

Если температура нагрева слоя бетона была не более 60°С, то расчетное сопротивление сжатию этого слоя принимается как для бетона не подвергшегося нагреву R_b .

При температуре нагрева слоя бетона более 60°С, его расчетное сопротивление сжатию определяется по формуле (1).

Если сжатый слой бетона был нагрет свыше 500°С, то его, а также стальную арматуру, расположенную в нем, не учитывают в расчетах прочности и деформативности элемента.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, подвергшегося огневому воздействию при пожаре, после охлаждения ξ_{bt1}^* определяется по формуле

$$\xi_{bt1}^* = \frac{\omega_j^*}{1 + \frac{R_{s1}^*}{\sigma_{сж}} \left(1 - \frac{\omega_j^*}{1,1} \right)}, \quad (10)$$

где ω_j^* – характеристика сжатой зоны бетона, подвергшегося нагреву, определяемая по формуле

$$\omega_j^* = 0,85 - 0,008 \gamma_{s1}^* \cdot R_s. \quad (11)$$

В формуле (5.12) значение γ_{s1}^* применяется для наиболее сжатого слоя бетона, учитываемого в расчетах.

При кратковременном воздействии нагрузки принимают $\sigma_{сж} = 400$ МПа, при учете длительного воздействия нагрузка – $\sigma_{сж} = 500$ МПа.

Несущая способность нормального прямоугольного сечения изгибаемого элемента (плиты), подвергшегося нагреву снизу после охлаждения, (при) определяется по формуле

$$(12)$$

где x – высота сжатой зоны, определяемая по формуле

$$(13)$$

$R_{b,1,1}^{\circ}$ – расчетное сопротивление сжатию бетона первого (верхнего) слоя толщиной h_1 , вычисляемое по формуле (1);

$R_{s,1}^{\circ}$ и $R_{s,1}^{\circ}$ – расчетные сопротивления растянутой и сжатой арматуры, вычисляемые по формулам (5) и (6).

Если значение x , вычисленное по формуле (13), больше толщины слоя h_1 , то несущая способность нормального изгибаемого элемента сечения, подвергшегося нагреву снизу, определяется по формуле

$$M_u = R_{b,1,1}^{\circ} \cdot b h_1 (h_0 - 0,5 h_1) + R_{b,1,2}^{\circ} \cdot b (x - h_1) [h_0 - 0,5 (x - h_1)] + R_{s,1}^{\circ} \cdot A_s' (h_0 - a'), \quad (14)$$

где $R_{b,1,2}^{\circ}$ – расчетное сопротивление сжатию бетона 2-го слоя, толщиной h_2 ;

$$x = \frac{R_{s,1}^{\circ} \cdot A_s - R_{s,1}^{\circ} \cdot A_s' - R_{b,1,1}^{\circ} \cdot b h_1}{R_{b,1,2}^{\circ} \cdot b} + h_1 \leq h_1 + h_2. \quad (15)$$

Если значение x , вычисленное по формуле (15), оказывается больше $h_1 + h_2$, то в расчет вводится третий слой бетона h_3 и т.д.

Если $\xi_i^{\circ} > \xi_{Ri}^{\circ}$, то в формулах (12) и (14) вместо x подставляют $x_R = \xi_{Ri}^{\circ} h_0$.

Если нагрев плиты был сверху, $\xi_i^{\circ} \leq \xi_{Ri}^{\circ}$ и температура нагрева верхнего слоя бетона была ниже 500 С, то несущую способность нормального сечения изгибаемого элемента вычисляют по формулам (12) и (14).

При нагреве верхнего слоя бетона плиты более 500 С, он, а также сжатая арматура, расположенная в нем, не учитываются в расчете.

При $\xi_i^{\circ} > \xi_{Ri}^{\circ}$ в формулах (12) и (14) вместо x ставят $x_R = \xi_{Ri}^{\circ} h_0$.

Если в формулах (13) и (15) значение x получается отрицательным или нулевым, то принимают $A_s' = 0$.

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения в случае, когда $\xi_i^{\circ} \leq \xi_{Ri}^{\circ}$ и $x \leq h_i'$, определяется по формулам (12) и (14), а x – по формулам (13) и (15).

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения в случае, когда $\xi_i^{\circ} < \xi_{Ri}^{\circ}$ и $x > h_i'$, определяется по формуле

$$M_u = \sum_{i=1}^n R_{b,i,1}^{\circ} \cdot b_i' h_i (h_0 - \sum_{i=1}^m h_{i-1} - 0,5 h_i) + \sum_{i=1}^m R_{b,i,1}^{\circ} \cdot b_i (x - h_i') [h_0 - 0,5 (x - h_i')] + R_{s,i}^{\circ} \cdot A_s' (h_0 - a'), \quad (16)$$

где n – число горизонтальных слоев в полке;

m – число вертикальных слоев в ребре;

$\sum_{i=1}^m h_{i-1}$ – сумма толщин горизонтальных слоев перед i -слоем;

b_i – толщина i -того вертикального слоя в ребре.

Значение x в формуле (5.17) вычисляется по формуле

$$x = \frac{R_{s1} A_s - \sum_{i=1}^n R_{b1i} \cdot b_i' h_i - R_{s1} A_s' + \sum_{i=1}^m R_{b1i} \cdot b_i \cdot h_i'}{\sum_{i=1}^m R_{b1i} \cdot b_i} \quad (17)$$

Несущая способность тавровых сечений отдельных балок при нагреве со стороны сжатой полки после охлаждения определяется при $\xi_i \leq \xi_{R1}^c$ и $x_i \leq h_i'$ по формулам (12) и (14).

При $\xi_i \leq \xi_{R1}^c$ и $x > h_i'$ несущая способность отдельных балок таврового сечения со сжатой полкой вычисляется по формуле (16). При $\xi_i > \xi_{R1}^c$ несущая способность таврового сечения сжатой полки вычисляется по формуле (16) с заменой значения x на $x_R = \xi_{R1}^c h_0$.

Несущая способность пролетного сечения плиты, усиленной наращиванием сверху при $x \leq \Delta h$, определяется по формуле

$$(18)$$

где γ_{r1} – коэффициент, учитывающий податливость соединения бетона усиления с бетоном плиты, равный 0,9;

R_{b2} – расчетное сопротивление бетона усиления сжатию;

h_0 – рабочая высота сечения плиты до ее усиления;

x – высота сжатой зоны бетона после усиления плиты, определяемая по формуле

$$x = \frac{R_{s1} A_s}{\gamma_{r1} R_{b2} b} \quad (19)$$

где R_{s1} – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

A_s – площадь сечения растянутой арматуры плиты.

Нейтральная ось в усиленной плите должна располагаться в слое усиления, что можно сделать, изменяя толщину наращивания бетона Δh .

Несущая способность наклонных сечений изгибаемых элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, вычисляется по формуле

$$Q_u = Q_{b1i}^c + Q_{sw1i}^c \quad (20)$$

где Q_{b1i}^c – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw1i}^c – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Значение Q_{b1i}^c вычисляется по формуле

$$(21)$$

где ϕ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5;

c – проекция наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента.

Значение Q_{b1i}^c должно быть не более $2,5 R_{b1i}^c b h_0$, но и не менее $0,5 R_{b1i}^c b h_0$

Значение расчетного сопротивления бетона растяжению R_{b1i}^c принимается для крайнего сжатого слоя бетона.

Значение Q_{sw1i}^c вычисляется по формуле

$$(22)$$

где q_{sw1i}^c – предельное значение усилия в поперечной арматуре на единицу длины элемента.

$$q_{sw,l}^{\circ} = \frac{R_{sw,l}^{\circ} A_{sw}}{s_w}, \quad (23)$$

где $R_{sw,l}^{\circ}$ – расчетное сопротивление действию поперечной силы поперечной арматуры после нагрева и последующего ее охлаждения, вычисляемое по формуле (24)

A_{sw} – поперечное сечение поперечной арматуры, расположенной в одной плоскости;

s_w – шаг поперечной арматуры.

Если $q_{sw,l}^{\circ} < 0,25 R_{sw,l}^{\circ} b$, то поперечную арматуру в расчете не учитывают. Тогда принимают

$$Q_u = Q_{hl,l}^{\circ}. \quad (25)$$

Степень огневого воздействия при пожаре на строительные конструкции зависит от их материала, размеров, положения в пространстве, нагрузки, температуры и длительности воздействия пожара, средств тушения.

Место возникновения пожара, продолжительность горения, максимальная средняя температура в помещении во время пожара, средства тушения должны отражаться в акте органов государственного пожарного надзора «Описание пожара». При отсутствии в акте «Описание пожара» необходимых данных или их недостаточности, температуру конструкции и время огневого воздействия можно ориентировочно определить по состоянию конструкции.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гроздов, В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – СПб., 2004.
2. Гроздов, В.Т. Рекомендации по техническому обследованию и проведению мероприятий по усилению или замене несущих конструкций малоэтажных зданий повреждённых воздействием пожара / В.Т. Гроздов, Д.В. Курлапов, И.В. Поддубный. – СПб.: ВИТУ, 2008. – 74 с.
3. Ильин, Н.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1979.

УДК 662.313+624.046.4+624.012.454

Лазовский А.Д.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПЛАТФОРМЕННОГО СТЫКА МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ

Введение. Платформенный стык является распространенным типом горизонтальных стыков и одним из самых ответственных узлов конструктивной системы здания. Плиты безопалубочного формования, благодаря большой несущей способности, большому пролету и значительно лучшему качеству, получили широкое распространение в практике строительства Республики Беларусь. Однако влияние возникающего приопорного изгибающего момента на перераспределение усилий в многопролетном перекрытии с использованием таких плит является малоисследованным направлением [1]. Правильная оценка работы узлов очень важна, так как с ростом нагрузки, в связи с неупругой работой узлов железобетонных конструкций, фактические внутренние усилия, возникающие в элементах конструкции, будут все больше отличаться от внутренних усилий, полученных в результате расчета конструкции по упругой схеме. В связи со значительным увеличением доли производства плит безопалубочного формования и возрастающей этажностью зданий с использованием плат-

форменных стыков получение теоретических и экспериментальных данных о действительной работе узла является актуальной задачей и имеет важное значение в совершенствовании расчетных теорий.

В ранее проведенных исследованиях [2, 3] выявлено влияние вертикального прижатия стенами от вышерасположенных этажей на форму разрушения плит перекрытий в зоне платформенного стыка и значение отрицательного изгибающего момента, а также уменьшения податливости узла сопряжения плит перекрытий со стеной. Одним из возможных факторов, обуславливающих это влияние, является прижатие зоны анкеровки рабочей арматуры, которое повышает ее прочность [4].

С целью повышения прочности и уменьшения податливости анкеровки верхней рабочей арматуры в зоне платформенного стыка была разработана усовершенствованная конструкция стыка, при которой вертикальное прижатие передается не по всей площади опирания верхней части стены, а «точечно» – в местах размещения верхней рабочей арматуры. Для этого были использованы дополнительные стальные пластины, которые располагались над местами расположения концов верхней рабочей арматуры в зоне ее анкеровки. При таком конструктивном решении платформенного стыка величина обжатия зоны анкеровки арматуры многократно увеличивается.

Целью экспериментального исследования является подтверждение работоспособности предлагаемой конструкции платформенного стыка, установление картины трещинообразования и возможной схемы разрушения и получение зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота» в месте платформенного стыка.

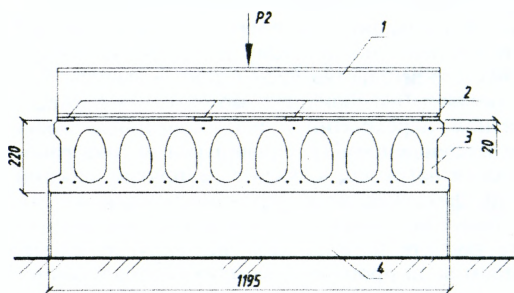
Методика проведения экспериментального исследования. Экспериментальное исследование проводилось на специальных образцах-фрагментах платформенных стыков, представляющих собой два фрагмента многопустотных плит, опирающихся консольно одним концом на нижний участок вертикальной стены и прижатых в месте их опирания участком верхней вертикальной стены.

Фрагменты многопустотных плит безопалубочного формования были изготовлены по технологии «Вибропресс» поперечным размером 1190×220 длиной 2990 мм из бетона класса С25/30 и армированы высокопрочной проволокой класса S1400 диаметром 5 мм на филиале "Новополюцкжелезобетон" открытого акционерного общества "Кричевцементосифер".

На верхней грани плит над местами расположения верхней рабочей арматуры на цементно-песчаном растворе устанавливались стальные пластины с размерами 50×100×5 мм. Вертикальное прижатие от вышележащих этажей передавалось и распределялось между пластинами при помощи усиленной поперечными ребрами жесткости распределительной траверсы шириной 200 мм, имитирующей участок верхней вертикальной стены.

Конструкция и геометрические размеры опытных образцов платформенных

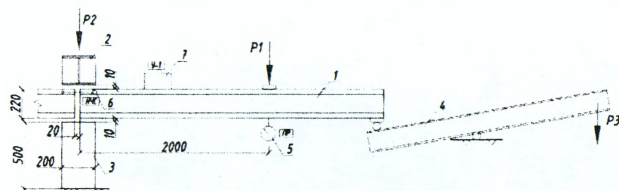
стыков, а также геометрические размеры и армирование многопустотных плит представлены на рисунке 1.



- 1 – распределительная траверса;
- 2 – стальные пластины;
- 3 – многопустотная плита;
- 4 – стеновая панель

Рисунок 1 – Геометрические размеры и армирование многопустотных плит

Опытный образец платформенного стыка испытывался по консольной схеме. Плиты одним концом опирались на фрагмент стеновой панели толщиной 200 мм, а другим – на конец рычага из прокатного двутавра, который уравновешивал собственный вес многопустотной плиты. Расстояние от оси платформенного стыка панелей до места приложения вертикальной нагрузки составляло около 2 м. Схема фрагмента испытательной установки представлена на рисунке 2.



- 1 – многопустотная плита; 2 – распределительная траверса;
- 3 – стеновая панель;
- 4 – рычаг;
- 5 – прогибомер;
- 6 – индикатор часового типа; 7 – электронный инклинометр

Рисунок 2 – Схема испытательной установки

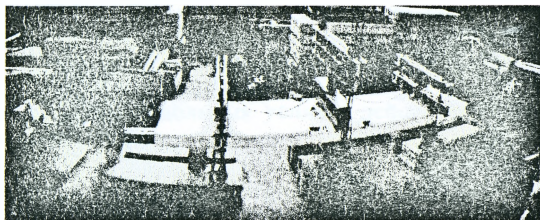
Нагрузка прикладывалась при помощи трех гидравлических домкратов: два – для создания нагрузки на свободных концах плит, третий – для создания нагрузки прижатия стыка. Для создания пролетной нагрузки применялись домкраты ЗОКИО Р=5 тн, подключенные к ручной насосной станции. Для создания нагрузки прижатия стыка использовался гидравлический домкрат ЗОКИО Р=50 тн, давление на котором создавалось и поддерживалось при помощи автоматической насосной станции. Приложенное усилие от домкратов распределялось по ширине плиты при помощи стальных распределительных балок.

Для измерения угла поворота поперечного сечения многопустотной плиты относительно вертикальной оси на расстоянии 500 мм от места стыка были установлены электронные инклинометры. Для определения ширины раскрытия трещин использовался микроскоп МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм. Вертикальные перемещения плит измерялись при помощи прогибомеров 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. Для измерения продольных деформаций многопустотных панелей вблизи платформенного стыка использовались индикаторы часового типа ИЧ-10М с ценой деления 0,01 мм. Нулевые отсчеты приборов принимались без учета собственного веса многопустотных панелей до приложения всех нагрузок.

Испытание начиналось с приложения силы прижатия платформенного стыка, затем происходило поэтапное приложение нагрузки на концах фрагментов многопустотных плит. Нагрузка прикладывалась и выдерживалась на каждом этапе с шагом, равным 5...10% максимальной нагрузки, соответствующей расчетной прочности многопустотных панелей на изгиб при отрицательном изгибающем моменте в месте стыка.

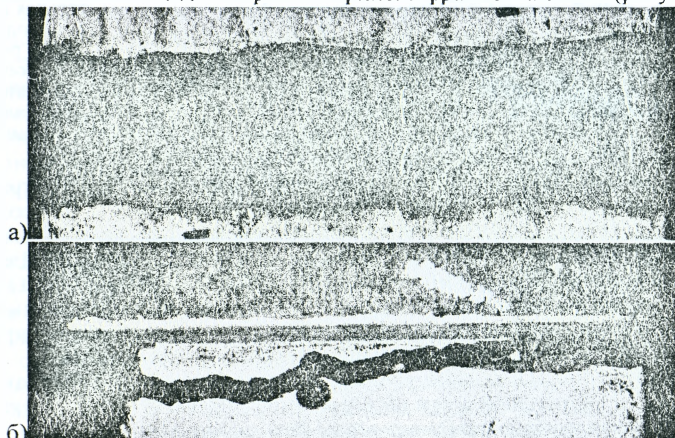
Во время проведения экспериментальных исследований на каждом этапе нагружения производились измерения вертикальных перемещений плит в местах приложения нагрузки, величины осадки опор, относительные продольные деформации панелей в опорной зоне, углы поворота сечений панелей относительно вертикальной оси. Образование и развитие трещин в опытных образцах фиксировали визуально. Вид установки во время проведения испытаний показан на рисунке 3.

Рисунок 3 – Вид испытательной установки при проведении эксперимента



Анализ результатов экспериментальных исследований. Проведенное экспериментальное исследование показало работоспособность предложенной конструкции платформенного стыка. Максимальное значение опорного изгибающего момента составило 30,7 кН·м, что превышает значение изгибающего момента образования трещины, равного 22 кН·м.

Выявлена особенность разрушения стыка с местным прижатием в зоне анкеровки рабочей арматуры, заключающаяся в ломаном очертании трещины на верхней грани плит в зоне стыка (рисунок 4,а) по сравнению с равномерным прижатием по всей площади опирания верхнего фрагмента стены (рисунок 4,б).



а – усовершенствованный платформенный стык, б – платформенный стык с равномерным прижатием

Рисунок 4 – Внешний вид образцов после проведения испытаний

Экспериментально получена зависимость «опорный изгибающий момент – угол поворота» в месте платформенного стыка, позволяющая производить расчет перекрытий из многпустотных плит безопалубочного формирования с платформенными стыками предложенной конструкции с учетом фактической схемы их деформирования. Зависимость «опорный изгибающий момент – угол поворота» приведены на рисунке 5.



Рисунок 5 – Экспериментальная зависимость «опорный изгибающий момент – угол поворота поперечного сечения» для левой и правой плиты

Выводы

1. Разработана усовершенствованная конструкция стыка, при которой вертикальное прижатие плит перекрытия передается не по всей площади опирания верхней части стены, а «точечно» – в местах размещения верхней рабочей арматуры, многократно увеличивающая вертикальное обжатие зоны анкеровки верхней рабочей арматуры плит.

2. Экспериментально получена зависимость «опорный изгибающий момент – угол поворота» в месте платформенного стыка, позволяющая производить расчет перекрытий из многопустотных плит безопасного формирования с учетом фактической схемы их деформирования.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Серия Б1.041.1-5.09 Плиты железобетонные многопустотные предварительно напряженные безопасного формирования на оборудовании «Вибропресс» (Россия) для перекрытий и покрытий жилых, общественных и производственных зданий. Разраб. ГП «Институт НИПТИС им. Атаева С.С.»
2. Лазовский, А.Д. Экспериментальные исследования платформенных стыков многопустотных панелей зданий индустриального изготовления / А.Д. Лазовский, Д.Н. Лазовский // Труды молодых специалистов Полоцкого государственного университета. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – Выпуск 60: Строительство. – С. 99–102.
3. Лазовский, А.Д. Экспериментальные исследования платформенных стыков многопустотных панелей зданий индустриального изготовления / А.Д. Лазовский, Д.Н. Лазовский // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. трудов XVIII Международн. научн.-методич. семинара. – Новополоцк: Полоцкий гос.ун-т, 28–29 ноября 2012 г. – Т. 1 – 2012. – С. 10–15.
4. Лазовский, Д.Н. Влияние поперечного обжатия на прочность анкеровки арматуры / Д.Н. Лазовский, К.К. Голубев, Г.Н. Серяков // Бетон и железобетон. – 1998. – № 1. – С. 15–17.

УДК 624.012.45

Лазовский Е.Д., Пецольт Т.М.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЗОНЫ СРЕЗА ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УСТАНОВКОЙ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Введение. Реконструкция зданий и сооружений – одно из направлений строительной отрасли. В условиях интенсивно развивающейся экономики Республики Беларусь большое внимание уделяется модернизации и техническому перевооружению существующих промышленных предприятий и гражданских объектов. Это, в ряде случаев, изменяет проектные условия эксплуатации строительных зданий и сооружений и приводит к необходимости усиления строительных конструкций. Кроме того, необходимость усиления строительных конструкций может быть вызвана неблагоприятным воздействием внешней среды и физико-геологических процессов, нарушением условий нормальной эксплуатации, ошибками на стадиях проектирования и строительства и др.

Нередко в строительной практике при реконструкции возникает необходимость в усилении изгибаемых железобетонных элементов у опор, где, кроме комбинации изгибающих моментов и продольных усилий, действуют значительные по величине поперечные усилия.

Совершенствование методов расчета усиленных строительных конструкций играет важную роль в повышении надежности и экономичности принятых решений. Перспективным направлением совершенствования методов расчета же-

железобетонных конструкций является переход от эмпирических подходов с рассмотрением комбинации из одного-двух видов внутренних усилий к физическим моделям, учитывающим полную комбинацию действующих внутренних усилий. В настоящее время активно развивается модифицированная теория полей сжатия для расчета железобетонных конструкций при совместном действии поперечного, продольного усилий и изгибающего момента, основанная на деформационной модели с использованием диаграмм деформирования бетона, продольной и поперечной арматуры.

Однако изгибаемые железобетонные элементы, усиленные в зоне среза путем установки дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры, имеют ряд особенностей деформирования и конструирования, заключающихся в наличии в железобетонных элементах при усилении начального напряженно-деформированного состояния от действия собственного веса, постоянных и временных нагрузок, различных по физико-механическим свойствам основной и дополнительной поперечной арматуры, обжатие сечения предварительно напряженной арматурой, что не учитывается в современных деформационных методах расчета зоны среза [5]. Использование таких методик в проектировании усиления строительных конструкций может приводить к перерасходу материалов или недостаточной надежности усиленных элементов.

Предпосылки расчета и уравнения напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов, усиленных в зоне среза установкой дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры. Для работы под нагрузкой изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза путем установки дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры, характерны две стадии. Первая стадия – работа под нагрузкой усиливаемого элемента при его усилении, вторая стадия – работа изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза, после усиления.

Предлагаемая методика расчета усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов на первой стадии работы основывается на предпосылках, принятых для деформационной модели и модифицированной теории полей сжатия [1,3,6].

Автором для предлагаемой методики расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза, на второй стадии работы вводятся дополнительные предпосылки [3,4].

Рассмотрим поперечное сечение изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза под нагрузкой. Согласно деформационной модели для плоской задачи, поперечное сечение железобетонного элемента рассматривается как совокупность элементарных площадок-слоев и продольных арматурных стержней основного и дополнительного элементов, в пределах которых нормальные напряжения считаются равномерно распределенными, равными средним значениям. Согласно модифицированной теории полей сжатия для изгибаемых железобетонных элементов распределение касательных напряжений по высоте элементарных площадок принимается равномерным, а поперечная арматура – равномерно распределенной вдоль продольной оси элемента. Степень поперечного армирования усиливаемого изгибаемого железобетонного элемента:

- для основного элемента до его усиления

(1)

где A_{sv} , s – соответственно площадь (мм^2), шаг поперечной арматуры усиливаемого элемента, мм;

- для дополнительной арматуры после усиления без увеличения поперечного сечения элемента:

$$\rho_{sv,ad} = \frac{A_{sv,ad}}{bs_{ad}} \quad (2)$$

На первой стадии работы (рисунок 1) параметры напряженно-деформированного состояния усиливаемого элемента в момент времени усиления определяются из решения системы уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^m \sigma_{cx,i} b_i h_i + \sum_{i=m+1}^n \sigma_{sx,i} A_{s,i} = N; \\ \sum_{i=1}^m \sigma_{cx,i} b_i h_i (y_{c,i} - y_0) + \sum_{i=m+1}^n \sigma_{sx,i} A_{s,i} (y_{s,i} - y_0) = M; \\ \sum_{i=1}^n \tau_{xy,i} b_i h_i = V; \\ \varepsilon_{x,i} = \frac{1}{r} (y_{c,i} - y_0) + \frac{N}{\sum_{i=1}^m E'_{c,i} b_i h_i + \sum_{i=m+1}^n E'_{sx,i} A_{s,i}}; \\ \sigma_{c1,i} = f(\varepsilon_{c1,i}); \quad \sigma_{c2,i} = f(\varepsilon_{c2,i}); \quad \sigma_{sx,i} = f(\varepsilon_{sx,i}); \quad \sigma_{sv,i} = f(\varepsilon_{sv,i}); \\ \varepsilon_{x,i} = \varepsilon_{c2,i} \cos^2 \theta_i + \varepsilon_{c1,i} \sin^2 \theta_i; \\ \varepsilon_{y,i} = \varepsilon_{c2,i} \sin^2 \theta_i + \varepsilon_{c1,i} \cos^2 \theta_i; \\ \sigma_{cv,i} = \sigma_{c2,i} \sin^2 \theta_i + \sigma_{c1,i} \cos^2 \theta_i + \rho_{sv,0} \sigma_{sv,i}; \\ \tau_{xy,i} = (-\sigma_{c2,i} + \sigma_{c1,i}) \sin \theta_i \cos \theta_i; \\ \sigma_{xy,i} = \sigma_{c1,i} - \tau_{xy,i} / \tan \theta_i; \end{array} \right. \quad (3)$$

где σ_{cxi} – проекция на продольную ось нормальных напряжений в бетоне i -й элементарной площадки усиливаемого элемента, МПа; b_i , h_i – соответственно ширина, высота i -й элементарной площадки бетона усиливаемого элемента, мм; $A_{s,i}$ – площадь поперечного сечения i -го стержня продольной арматуры усиливаемого элемента, мм²; $\sigma_{sx,i}$ – нормальные напряжения в продольной арматуре в i -м арматурном стержне усиливаемого элемента, МПа; N , M , V – соответственно продольное усилие (Н), изгибающий момент (Н·мм) и поперечное усилие (Н), действующие в сечении изгибаемого железобетонного элемента при усилении; $y_{c,i}$ – расстояние от выбранной оси до центра тяжести i -й элементарной площадки бетона, мм; y_0 – расстояние от выбранной оси до центра тяжести сечения усиливаемого элемента, мм; $y_{s,i}$ – расстояние от выбранной оси до центра тяжести i -го стержня продольной арматуры, мм; $\tau_{xy,i}$ – касательные напряжения в i -й элементарной площадке сечения усиливаемого элемента, МПа; $\varepsilon_{x,i}$ – проекция относительных деформаций на продольную ось элемента в i -й элементарной площадке бетона, в i -м стержне продольной арматуры, мм/мм; $1/r$ – кривизна усиливаемого элемента (1/мм):

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\sum_{i=1}^m E'_{c,i} b_i h_i (y_{c,i} - y_0)^2 + \sum_{i=m+1}^n E'_{sx,i} A_{s,i} (y_{s,i} - y_0)^2} \quad (4)$$

$E'_{c,i}$, $E'_{sx,i}$ – секущий модуль деформаций соответственно бетона i -й элементарной площадки, i -го стержня продольной арматуры усиливаемого элемента, МПа; $\sigma_{c1,i}$, $\sigma_{c2,i}$ – соответственно главные растягивающие, главные сжимающие напряжения в i -й элементарной площадке бетона усиливаемого элемента, МПа; $\varepsilon_{c1,i}$, $\varepsilon_{c2,i}$ – относительные деформации по направлению соответственно главных растягивающих, главных сжимающих напряжений в i -й элементарной площадке бетона усиливаемого элемента с учетом поперечной арматуры, мм/мм; $\sigma_{sx,i}$, $\sigma_{sy,i}$ – соответственно нормальные напряжения в i -м стержне продольной арматуры, нормальные напряжения в поперечной арматуре в i -й элементарной площадке бетона, МПа; $\varepsilon_{v,i}$ – проекция относительных деформаций на поперечную ось усиливаемого элемента в i -й элементарной площадке бетона с учетом поперечной арматуры, мм/мм; θ_i – угол наклона главных напряжений по отношению к продольной оси элемента в i -й элементарной площадке бетона усиливаемого элемента с учетом поперечной арматуры, рад; $\sigma_{cy,i}$ – проекция нормальных напряжений в бетоне i -й элементарной площадки на поперечную ось усиливаемого элемента, МПа.

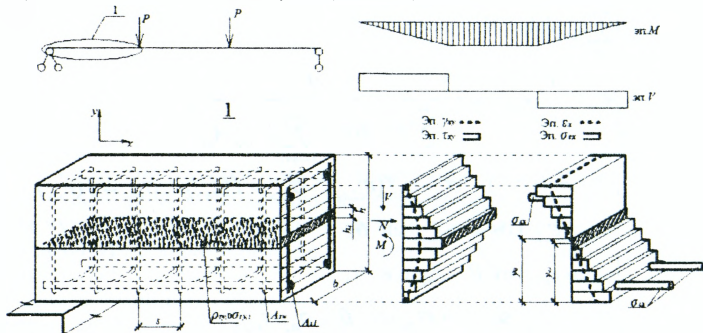


Рисунок 1 – Распределение касательных и нормальных напряжений и относительных деформаций в изгибаемом железобетонном элементе на первой стадии работы

Первые три уравнения в системе (3) являются условиями равновесия для рассматриваемого поперечного сечения в зоне среза усиливаемого элемента, четвертое уравнение описывает распределение проекций относительных деформаций на продольную ось по высоте сечения элемента в соответствии с гипотезой плоских сечений. С пятого по восьмое уравнения системы (3) – принятые аппроксимации диаграмм деформирования соответственно бетона в условиях двухосного напряженно-деформированного состояния при растяжении, сжатии, продольной и поперечной арматуры, девятое и десятое – уравнения совместности относительных деформаций для плоской i -й элементарной площадки. Три последних уравнения в системе (3) являются уравнениями равновесия для i -й элементарной площадки в поперечном и продольном направлениях в соответствии с модифицированной теорией полей сжатия.

При этом расчет параметров напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента в зоне среза на первой стадии его работы выполняется от действия комбинации внутренних усилий (N , M , V), вызванных внешней нагрузкой в момент усиления. Решение системы уравнений (3.5) позволяет получить распределение относительных деформаций растяжения-сжатия и сдвиговых деформаций, а также нормальных и касательных напряжений по высоте поперечного сечения элемента от действия внутренних усилий при усилении.

В случае усиления изгибаемого железобетонного элемента путем установки дополнительной поперечной арматуры с ее предварительным напряжением, между первой и второй стадиями работы вводится дополнительная стадия, на которой параметры напряженно-деформированного состояния сечения изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза, определяются воздействием комбинации внутренних усилий от внешней нагрузки в момент усиления и усилием обжатия дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой.

Поскольку усилие обжатия, согласно существующей практике, передается на усиливаемый элемент через жесткие стальные распределительные пластины, а предварительное напряжение во всех стержнях дополнительной поперечной арматуры, как правило, имеет одинаковое значение, то можно допустить гипотезу о равномерности распределения вертикальных напряжений обжатия по длине усиленной зоны среза изгибаемого железобетонного элемента.

Тогда уравнения совместности относительных деформаций и уравнения равновесия в i -й элементарной площадке рассматриваемого сечения изгибаемого железобетонного элемента, усиленного дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой, имеет следующий вид:

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{yp,i} - \mu \varepsilon_{xp,i} - \sigma_{sv,p} = 0 \\ E_c \varepsilon_{yp,i} - \mu E_c \varepsilon_{xp,i} - \sigma_{sv,p} = 0 \end{array} \right\} \quad (5)$$

где $\sigma_{sv,p}$ – предварительное напряжение в дополнительной поперечной арматуре усиленного элемента, МПа; $\varepsilon_{yp,i}$ – проекция относительных деформаций в i -й элементарной площадке бетона с учетом относительных деформаций от действия усилия обжатия зоны среза дополнительной предварительно напряженной арматурой на поперечную ось, мм/мм; μ – коэффициент Пуассона; $\varepsilon_{yp,ad}$ – относительные деформации в дополнительной поперечной арматуре, соответствующие ее предварительному напряжению, мм/мм; $\varepsilon_{xp,i}$ – проекция относительных деформаций в i -й элементарной площадке бетона на продольную ось или относительные деформации в i -м стержне продольной арматуры усиленного дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой в зоне среза изгибаемого железобетонного элемента, мм/мм; $E_{c,red}$ – приведенный модуль деформаций элемента в поперечном направлении (МПа), вычисляемый по формуле

$$E_{c,red} = \frac{E_c (bs - A_{sv}) + E_{sv} A_{sv}}{bs}, \quad (6)$$

где E_c , E_{sv} – соответственно модули деформаций бетона, стали поперечной арматуры изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза, МПа.

Система уравнений для напряженно-деформированного состояния поперечного сечения изгибаемого железобетонного элемента после усиления только дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой в зоне среза на второй стадии приобретает следующий вид:

$$\left\{ \begin{aligned}
 & \sum_{i=1}^m \sigma_{c,i} b h_i + \sum_{i=m+1}^n \sigma_{s,i} A_{s,i} = N + \Delta N; \\
 & \sum_{i=1}^m \sigma_{c,i} b h_i (y_{c,i} - y_{0,al}) + \sum_{i=m+1}^n \sigma_{s,i} A_{s,i} (y_{s,i} - y_{0,al}) = M + \Delta M; \\
 & \sum_{i=1}^n (\tau_{sp,i} + \tau_{sv,al,i}) b h_i = V + \Delta V; \\
 & \varepsilon_{s,i} = \varepsilon_{sp,i} + \varepsilon_{sv,al,i}; \quad \varepsilon_{y,i} = \varepsilon_{sp,i} + \varepsilon_{y,al,i}; \\
 & \varepsilon_{sv,al} = \varepsilon_{sv,al} + \sum_{i=1}^m \varepsilon_{sv,al,i}; \\
 & \varepsilon_{s,al,i} = \frac{1}{r_{al}} (y_{c,i} - y_{0,al}) + \frac{\Delta N}{\sum_{i=1}^m E'_{c,i} b h_i + \sum_{i=m+1}^n E'_{s,i} A_{s,i}}; \\
 & \sigma_{c,i} = f(\varepsilon_{c,i}); \quad \sigma_{c,2,i} = f(\varepsilon_{c,2,i}); \quad \sigma_{s,i} = f(\varepsilon_{s,i}); \quad \sigma_{sv,i} = f(\varepsilon_{sv,i}); \quad \sigma_{sp,al} = f(\varepsilon_{sp,al}); \\
 & \varepsilon_{c,i} = \varepsilon_{c,2,i} \cdot \cos^2 \theta_i + \varepsilon_{c,1,i} \cdot \sin^2 \theta_i; \quad \varepsilon_{y,i} = \varepsilon_{c,2,i} \cdot \sin^2 \theta_i + \varepsilon_{c,1,i} \cdot \cos^2 \theta_i; \\
 & \varepsilon_{sv,al,i} = \varepsilon_{c,2,al,i} \cdot \cos^2 \theta_i + \varepsilon_{c,1,al,i} \cdot \sin^2 \theta_i; \quad \varepsilon_{y,al,i} = \varepsilon_{c,2,al,i} \cdot \sin^2 \theta_i + \varepsilon_{c,1,al,i} \cdot \cos^2 \theta_i; \\
 & \sigma_{sv,al,i} = \sigma_{c,2,al,i} \sin^2 \theta_i + \sigma_{c,1,al,i} \cos^2 \theta_i + \rho_{sv,0} \sigma_{sv,al} + \rho_{sv,al} \sigma_{sp,al}; \\
 & \tau_{sv,al,i} = (-\sigma_{c,2,al,i} + \sigma_{c,1,al,i}) \cdot \sin \theta_i \cos \theta_i; \\
 & \sigma_{c,i} = \sigma_{c,1,i} - (\tau_{sp,i} + \tau_{sv,al,i}) / \tan \theta_i;
 \end{aligned} \right. \quad (7)$$

где $\varepsilon_{sv,al}$, $\sigma_{sv,al}$ — соответственно относительные деформации (мм/мм), напряжения в дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуре, МПа.

Последовательно увеличивая внутренние усилия в их комбинации, действующей в расчетном сечении, устанавливают значение, соответствующее образованию трещин в бетоне зоны среза. Нагрузка, при которой относительные деформации ε_{c1} по направлению главных растягивающих напряжений в бетоне достигают значения, соответствующего прочности бетона при растяжении по принятой диаграмме деформирования хотя бы в одной элементарной площадке основного или дополнительного бетона, соответствует началу образования трещин.

Прочность усиленного в зоне среза изгибаемого железобетонного элемента определяется методом последовательных нагружений [2]. Максимальное значение комбинации внутренних усилий от действующей нагрузки, при котором выполняются все условия системы уравнений (7) соответствует прочности в рассматриваемом сечении изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза. Для определения наиболее опасного сечения в зоне среза, рассматриваются несколько сечений по длине зоны среза с различной комбинацией действующих внутренних усилий M , N , V .

Заключение. Разработана новая методика расчета прочности и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза при действии полной комбинации внутренних усилий для плоского напряженного

состояния. Предлагаемая методика позволяет учесть начальное напряженно-деформированное состояние усиливаемых в зоне среза элементов, эффект предварительного напряжения дополнительной поперечной арматуры, различные физико-механические и геометрические характеристики усиливаемой и усиливающей частей элемента.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Vecchio, F.J. Analysis based on the Modified Compression Field Theory / F.J. Vecchio // IABSE Colloq. On Structural Concrete. – Report, v. 62. – Stuttgart, 1991. – P. 321-326.
2. Глухов, Д.О. Применение мягких вычислений для сглаживающей аппроксимации сложных сингулярных зависимостей / Д.О. Глухов, Е.Д. Лазовский, Т.М. Глухова, Г.А. Самошенко // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия С. Фундаментальные науки. – 2012. – №12. – С. 2-5.
3. Лазовский, Е.Д. Предпосылки, методика и программа для расчета напряженно-деформированного состояния усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов / Е.Д. Лазовский, Д.О. Глухов // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – №16. – С. 33-39.
4. Пецольд, Т.М. Методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза / Т.М. Пецольд, Е.Д. Лазовский, Д.О. Глухов // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2012. – №16. – С. 40-45.
5. Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84*. Усиление железобетонных конструкций/Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 1998. – 189 с.
6. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил : Монография /В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест.: БрГТУ, 2000. – 397 с.

УДК 624.011

Леуцк Е.В.

ОТЕЧЕСТВЕННЫЙ И ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВИНТОВ В СОЕДИНЕНИЯХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При проектировании деревянных конструкций одной из наиболее сложных задач является решение вопросов, связанных с конструированием и расчетом узловых соединений. Особенно актуальной эта проблема становится при проектировании деревянных ферм, рам, решетчатых арок. Конструктивное решение узловых соединений элементов деревянных конструкций в основном зависит от величины действующих в этих элементах усилий.

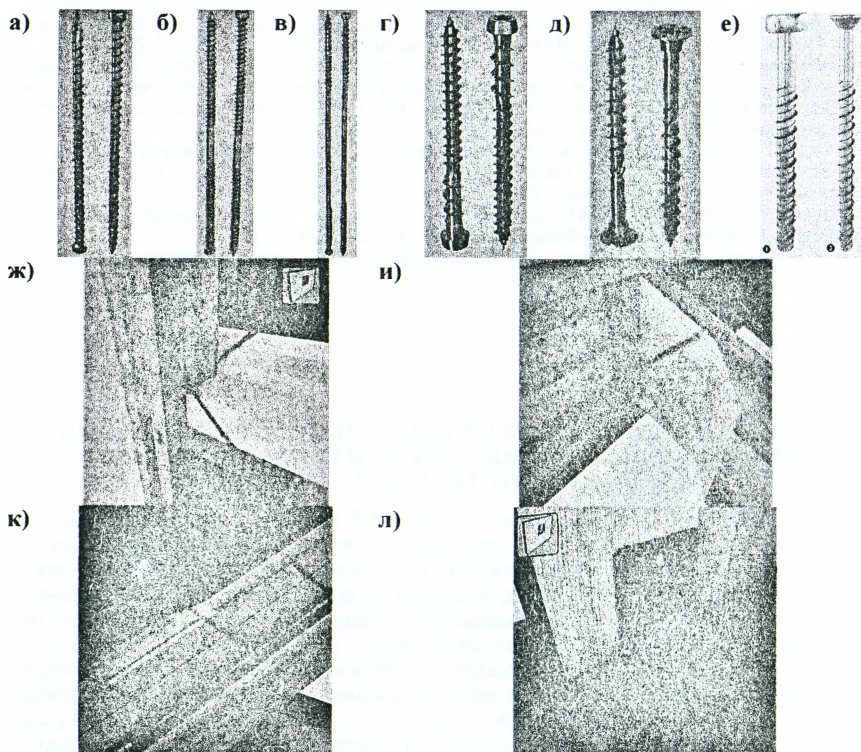
В странах СНГ большинство узловых соединений элементов деревянных конструкций выполняется с использованием механических связей в виде нагелей, вклеенных арматурных стержней, гвоздей. Вместе с тем в зарубежной практике при проектировании деревянных конструкций очень широко используются такие механические связи, как винты, которые в узловых соединениях в основном работают на восприятие растягивающих и сжимающих усилий.

Номенклатура используемых в соединениях деревянных конструкций винтов и области применения приведены на рисунке 1.

Наиболее широкое распространение винты получили в качестве элементов соединения при повышении несущей способности опорных участков деревянных конструкций и усилении элементов в зонах концентрации напряжений (рис. 2).

Кроме того, современные винты позволяют выполнять соединения элементов как из цельной, так и из клееной древесины. Высокая прочность материала винтов дает возможность соединять элементы, в которых имеет место действие значительных усилий, т.е. конструировать узлы большепролетных конструкций по аналогии с вклеенными стержнями. Как известно, соединения на вклеенных

стержнях имеют ряд недостатков: невозможность полного контроля клеевой прослойки между стержнем и поверхностью древесины в отверстии; недостаточную изученность работы при длительной эксплуатации; относительно низкую огнестойкость; сложность при изготовлении конструкций, обусловленную необходимостью длительного времени (до полимеризации клея) сохранять всю конструкцию в одном и том же положении. Поэтому одним из путей повышения надежности такого рода соединений является использование вместо вклеенных стержней винтов.



а – винт с полной резьбой с цилиндрической головкой; б, в – винт с двухзаходной резьбой; г, д – винт для внешних работ; е – винтовой анкер; ж – скрытое соединение панели перекрытия со стеновой панелью с помощью винтов типа а; з – скрытое соединение несущих конструкций кровли с помощью винтов типа б; к – крепление деревянных реек на скрытую теплоизоляцию на кровле с помощью винтов типа в; л – соединение стеновой панели с монолитной плитой фундамента винтами типа е

Рисунок 1 – Общий вид винтов и примеры узловых соединений с использованием винтов

Следует отметить, что древесина является анизотропным материалом, т.е. ее механические свойства различны в различных направлениях и зависят от угла между направлением действующего усилия и направлением волокон. Как следствие, прочностные и жесткостные характеристики, в особенности растяжение перпендикулярно направлению волокон, скалывание вдоль волокон,

характеризуются малыми значениями. Именно с целью усиления этих «слабых» направлений предлагают использовать винты как в месте приложения нагрузки, например опорные площадки, так и для повышения прочности и жесткости конструктивных элементов в целом.

Что же касается проектирования винтовых соединений, то существующая нормативная база [1, 2] не в полной мере позволяет использовать такие механические связи в практике строительства. Следует отметить, что приведенная в [1, 2] методика расчета применима для винтов, работающих на растяжение (выдергивание) поперек волокон древесины, изготовленных в соответствии с требованиями [3, 4], что ограничивает применение современных винтов, отличающихся по своим параметрам, а именно длине винтов, шагу резьбы и прочности материала, от [3, 4].

Вопросам исследования работы соединений элементов деревянных конструкций, где в качестве механических связей используются стальные винты, посвящены работы [5–11].

Как уже отмечалось в [7], определяемая по [1, 2] несущая способность винта базируется на предположении равномерного распределения всех компонент напряжений, возникающих в древесине, расположенной у контактных площадок при его выдергивании, что является не вполне обоснованным. При выдергивании винта контакт осуществляется лишь по поверхностям резьбы и древесины, следовательно, распределение напряжений в древесине будет иметь сложный характер не только по длине винта, но и по его окружности.

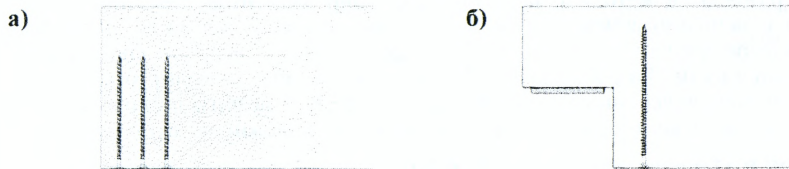


Рисунок 2 – Применение использования винтов при усилении элементов деревянных конструкций

Следует отметить, что в [9, 11–13] несущая способность соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих растягивающее или сжимающее усилия, должна определяться из следующих условий:

- 1) для винтов, работающих на растяжение:
 - выдергиванию ввинченной части винта из массива древесины;
 - прочности материала винта при растяжении;
 - прочности на местное смятие древесины под головкой винта;
- 2) для винтов, работающих на сжатие:
 - продавливания ввинченной части винта в массиве древесины;
 - потери устойчивости винта в массиве древесины от действия сжимающего усилия;
- 3) для винтов в соединениях стальных пластин с элементами из древесины:
 - выдергиванию (вдавливанию) ввинченной части винта из массива (в массив) древесины;
 - прочности материала винта при растяжении (сжатии);

- прочности головки винта, которая должна быть больше прочности винта на растяжение;
- прочности массива в области группы винтов на растяжение (сжатие) поперек волокон.

Приведенная в [12] методика определения несущей способности винтовых соединений справедлива, во-первых, при угле наклона оси винта к направлению волокон древесины от 30° до 90°, во-вторых, для винтов с характеристиками, соответствующими [13], т.е. максимальный диаметр винтов не превышает 12 мм. Однако следует отметить, что использование винтов в узловых соединениях элементов деревянных конструкций, где имеет место действие значительных по величине внутренних усилий, не всегда может быть воспринято винтами малых диаметров. Кроме того, существует необходимость замены соединений на клеенных стержнях, которые широко используются в деревянных конструкциях, в частности в странах СНГ, на винты.

Для использования в соединениях элементов деревянных конструкций винтов должна быть разработана методика, учитывающая особенности их работы. Как было отмечено, контакт осуществляется лишь по поверхностям резьбы винта и древесины, следовательно, древесина находится в условиях сложного напряженного состояния. Кроме того при достижении некоторого уровня нагрузки происходит нелинейное деформирование древесины, находящейся между витками резьбы винта [14], что также необходимо учитывать при расчете деревянных конструкций с учетом податливости соединений.

Для разработки методики расчета соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов необходимо провести комплекс экспериментально-теоретических исследований по определению их несущей способности и деформативности. Разработка такой методики расчета позволит отказаться от использования клеенных стержней, снизить время и затраты при изготовлении и монтаже деревянных конструкций, повысить их надежность и долговечность.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. 2009. – 63 с. Технический кодекс установившейся практики.
2. СП 64.13330.2011 Свод правил. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция. СНиП II-25-80.
3. Шурупы с полукруглой головкой. Конструкция и размеры: ГОСТ 1144-80.
4. Шурупы с полупотайной головкой. Конструкция и размеры: ГОСТ 1146-80.
5. Найчук, А.Я. К вопросу оценки несущей способности стальных винтовых стержней, завинченных под углом к волокнам древесины / А.Я. Найчук, М.В. Бабаев // Промышленное и гражданское строительство. – 2010. – № 1. – С. 21–23.
6. Найчук, А.Я. Численное исследование напряженного состояния древесины в зоне винтов, работающих на выдергивание поперек волокон / А.Я. Найчук, Е.В. Лешук // Строительная наука – 2014: теория, образование, практика, инновации: сб. трудов / Под ред. Б.В. Лабудина – Архангельск, 2014. – С. 276–282.
7. Найчук, А.Я. К вопросу методики определения расчетного сопротивления выдергиванию винта под углом 90° к направлению волокон древесины / А.Я. Найчук, Е.В. Лешук // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. научн. трудов / Под ред. В.В. Стоянова – Одесса, 2014. – С. 122–130.
8. Self-tapping screws as reinforcement for timber structures / M. Trautz, Christoph KOJ.
9. Bejtka, I. Self-tapping screws as reinforcement in beam supports / I. Bejtka, H.J. Blass // CIB-W18 Conference Proceedings: Paper 39-7-2, Florence, Italy – 2006.
10. Pimbacher, G. Base Parameters of self-tapping Screws / G. Pimbacher, R. Brandner, G. Schickhofer // CIB-W18: Paper 42-7-1, Dübendorf, Schweiz.

11. Formolo, S. Compression perpendicular to the grain and reinforcement of a pre-stressed timber deck / S. Formolo, R. Granström // Department of Civil and Environmental Engineering Division of Structural Engineering Steel and Timber Structures, CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY – Göteborg, Sweden 2007.

12. CEN. Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. Brussels: CEN; 2004.

13. Деревянные соединения. Крепежные элементы. Требования: EN 14592.

14. Провести исследования и разработать предложения по рациональному применению клееной древесины в малоэтажных жилых и общественных зданиях с учетом зарубежного опыта и требований ТКП EN 1995-1-1 (Еврокод 5): отчет о НИР (этап 2) / Филиал РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр, рук. темы А.Я. Найчук. – Брест, 2013. – 170 с. – №ГР 20132226.

УДК 624.014.2

Малиновский В.Н., Кривицкий П.В.

ЭВОЛЮЦИЯ РАЗВИТИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Концепция классической модели ферменной аналогии впервые была предложена в начале XX века инженерами *W. Ritter* [1] и *E. Mörsch* [2], которая в первом приближении рассматривает проблему передачи среза в железобетонном элементе при наличии наклонных трещин. Согласно данной модели после появления диагональных трещин в приопорной зоне, образованных главными растягивающими напряжениями, железобетонную балку можно представить в виде фермы с параллельными поясами, связанными поперечной арматурой (раскосами) и сжатыми диагональными бетонными полосами (подкосами), которые формируются смежными наклонными трещинами, направленными под углом к продольной арматуре. При этом диагональные бетонные подкосы подвержены одноосному сжатию, а продольная арматура – одноосному растяжению. Для упрощения бетонные подкосы предлагается направлять под углом 45° к продольной оси элемента. Классическая модель ферменной аналогии предполагает, что сжатые подкосы параллельны направлению трещин и что напряжения не передаются через трещины.

В 1907 году профессора *M. O. Withey* и *A. N. Talbot* [3] провели экспериментальные исследования на образцах с малым значением поперечного армирования и установили, что в большинстве случаев модель ферменной аналогии занижает величину сопротивления срезу по сравнению с экспериментальными данными. На основании полученных результатов исследователи впервые предложили ввести дополнительную составляющую по бетону и таким образом прочность по наклонным сечениям при срезе проверяли с учетом растягивающих и сжимающих усилий:

$$V_c = 0,167\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d. \quad (1)$$

В 50–60 годах XX века было выполнено огромное количество экспериментальных исследований по изучению вклада «нагельного эффекта» и «зацепления по берегам трещины» в сопротивление срезу. В 1964 году *H.V. Kupfer* [4] предложил модель ферменной аналогии с переменным углом сжатого бетонного подкоса и, используя принцип минимума деформаций (энергии), доказал эффективность применения поперечной арматуры. Условие определения угла наклона диагональной трещины (сжатого подкоса) по [4] выглядит следующим образом:

$$\tan^2 \alpha - \frac{\sigma_x - n\sigma_c}{2\sigma_x} \tan \alpha - \frac{n\tau}{\sigma_x} (1 - \tan^4 \alpha) = 0. \quad (2)$$

Для уточнения классической модели ферменной аналогии ученые *P. Lampert*, *B. Thürlimann* [5] в 1971 году и *M. P. Nielson* [6] в 1984 году обобщили теорию определения угла наклона сжатого бетонного подкоса. На основе выдвинутой теории исследователи получили основные уравнения равновесия, которые могут объяснить, почему и продольная и поперечная арматура при различном процентном соотношении могут достигать предела текучести при разрушении. Их теория известна как модель ферменной аналогии с переменным углом сжатого подкоса, где показателем разрушения предложено считать пластичность материала. Поэтому метод был назван *пластической моделью ферменной аналогии (теорией пластичности)*.

Опираясь на результаты предыдущих исследований, ученые *J. A. Ramirez* и *J. E. Breen* предложили *модифицированную модель ферменной аналогии (МТМ)* [7]. В данной модели касательные напряжения, характеризующие сопротивление балок и балочных элементов срезу, определяются по выражению:

$$v \leq v_{МТМ} = v_{trass} + v_c, \quad (3)$$

а составляющая по бетону для предварительно напряженных балок считается постоянной по величине на всем этапе загрузки и принимается:

$$v_c = K v_{cr}, \quad (4)$$

где v_{cr} – касательные напряжения, соответствующие появлению первой наклонной трещины;

v_{trass} – касательные напряжения, воспринимаемые поперечной арматурой (растянутым раскосом);

$v_{МТМ}$ – касательные напряжения, воспринимаемые наклонным сечением;

v – касательные напряжения, возникающие от действия внешней нагрузки.

Положительный эффект от преднапряжения, заключающийся в повышении трещиностойкости и сопротивления срезу, выражается через параметр « K », который определяется по выражению (5), полученному из рассмотрения круга Мора в уровне нейтральной оси на этапе зарождения диагональных трещин:

$$K = \left[1 + f_{pc} / f_t \right]^{0.5}, \quad (5)$$

где f_{pc} – сжимающие напряжения на уровне нейтральной оси;

f_t – главные растягивающие напряжения.

По мнению *J. A. Ramirez* и *J. E. Breen*, угол наклона подкоса для железобетонных балок должен находиться в пределах $30^\circ \leq \alpha \leq 65^\circ$, а для предварительно напряженных балок – $25^\circ \leq \alpha \leq 65^\circ$.

В 1964 году на основании экспериментальных исследований профессор *G. N. J. Kani* [8] представил модель, в которой работа железобетонных балок без поперечной арматуры происходит последовательно по двум схемам: гребенчатой и арочной. Гребенчатая модель формируется путем деления бетона вертикальными трещинами на «зубья» (рисунок 1), при этом основанием данных элементов выступает сжатая зона. Каждый «зуб» на уровне продольной арматуры загружен горизонтальной силой ΔT , которая равна равнодействующей напряжений сцепления бетона с арматурой на ширине «зуба». Учитывая вышесказанное, бетонный элемент («зуб») можно представить как короткую консоль, прочность которой определяется сопротивлением бетона на растяжение. Разрушение бетонных «зубов» наступает при достижении изгибающим моментом величины:

$$M_{,рзб} = \frac{7}{8} \cdot \frac{b \cdot d^2 \cdot \Delta x \cdot a \cdot f_{ct}}{6s \cdot d}. \quad (6)$$

После исчерпания несущей способности гребенчатой схемы происходит переход к схеме работы – арка с затяжкой, роль которой выполняет продольная рабочая арматура. Принимая, что напряжения в сжатой зоне чистого изгиба равны напряжениям в зоне среза, получаем:

$$M_{\text{среб}} = M_{\text{иср}} \cdot \frac{d}{a} \quad (7)$$

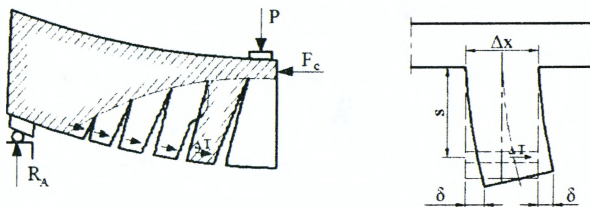


Рисунок 1 – Расчетная схема метода и работа бетонного «зуба» по G. N. J. Kani [8]

По мнению G. N. Kani, разрушение от среза наступает в зоне действия внешней силы, которая вызывает на этом участке двухосное сжатие. Это влияние учитывается вводом экспериментального коэффициента $k=0,9$. Кроме этого, автор предлагает определять величину отношения $(a/d)_{TR}$, влияющую на несущую способность зоны среза при равенстве с несущей способностью зоны чистого изгиба.

$$M_{\text{среб}} = M_{\text{иср}} \cdot \frac{a}{a_{TR} \cdot d} \quad (8)$$

где $a_{TR} = \left(\frac{a}{d}\right)_{TR} = 6\rho \frac{f_v}{f_{ct}}$ – предельный пролет среза.

Модель G. N. Kani была усовершенствована в 1968 году ученым R. C. Fenwick и профессором H. P. J. Taylor в 1974 году, которые обратили внимание на то, что «зубья» ограничены от свободного изгиба зацеплением о поверхности трещин и нагельным эффектом продольной арматуры.

В 1991 году немецкий ученый K. H. Reineck [9] представил модель, базирующуюся на разработанных G. N. Kani, H. P. J. Taylor, R. C. Fenwick «гребенчатой» модели и модели ферменной аналогии E. Mörsch. Данная модель позволяет рассчитывать «гибкие» (пролет среза $a/d \geq 2,5$) железобетонные элементы без поперечного армирования, в том числе и предварительно напряженные.

Уравнение равновесия вертикальных сил припорной части изгибаемого элемента в работе [9] представляется в виде:

$$V_u = V_c + V_f + V_{du} \quad (9)$$

где V_c – поперечная сила, воспринимаемая сжатым бетоном над наклонной трещиной;

V_f – вертикальная составляющая силы, возникающая в сечении за счет зацепления по берегам трещин;

V_{du} – предельная перерезывающая сила, возникающая в продольной арматуре от действия «нагельного» эффекта;

V_u – предельное поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением.

$$V_u = \frac{z}{d-c} \cdot (V_f + V_{du}) \quad (10)$$

По мнению *K. H. Reineck*, сжатая зона бетона воспринимает не более 30% от общего значения поперечного усилия V_u , а составляющая V_f определяется как сумма касательных напряжений, возникающих вдоль трещины за счет эффекта зацепления. Предельную поперечную силу, воспринимаемую наклонным сечением, можно определить:

$$V_u = b_w \cdot \tau_{fu} \cdot z + \frac{3}{4} \frac{z}{d-c} \cdot V_{du} \quad (11)$$

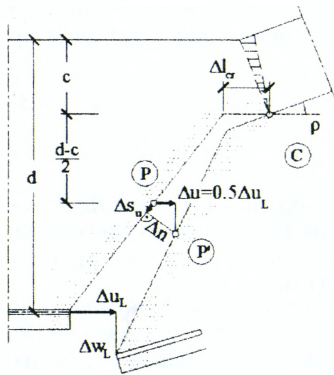
Опираясь на работы *J. C. Walraven* [10], автор механической модели предлагает предельные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещины, определять по следующей зависимости:

$$\tau_{fu} = 0,45 f_{ct} \cdot (1 - \Delta l / \Delta l_u), \quad (12)$$

где $\Delta l_u = 0,9 \text{ мм}$ – критическая ширина раскрытия трещины, при которой возможно явление зацепления;

$\Delta l = 0,7 l (\varepsilon_u - \Delta \varepsilon_s) \cdot S_{cr}$ – ширина раскрытия трещины, которая определяется по кинематическому анализу при соответствующем смещении трещины (рисунок 2).

Учитывая вышесказанное, *K. H. Reineck* предложил определять предельное поперечное усилие по следующему выражению:



$$V_u = \frac{0,4 f_{ct} \cdot b_w \cdot d + 0,16 \frac{z_c}{d} \cdot \frac{f_{ct}}{f_c} \cdot \lambda \cdot N + V_{du}}{[1 + 0,16 \cdot \frac{f_{ct}}{f_c} \cdot \lambda \cdot (\frac{x}{d} + 0,5)]} \quad (13)$$

Рисунок 2 – Кинематическая схема к определению ширины раскрытия трещины

В ряде источников теорию полей сжатия (CFT), разработанную профессорами *M. P. Collins* и *D. Mitchell* [11] в 1980 году, и аналитические методы на ее основе принято называть «точными» и в то же время «размазанными». Уравнения равновесия усилий,

совместности деформаций и трансформированные диаграммы деформирования материала в условиях плоского напряженного состояния для средних значений деформаций и напряжений являются залогом «точности», а неучет морфологии (рисунка) распределения трещин определяет понятие «размазанность» метода. Открытие исследователями *J. R. Robinson* и *J. M. Demorieux* и количественное описание профессорами *M. P. Collins* и *F. J. Vecchio* феномена эффекта разупрочнения бетона между диагональными трещинами в виде трансформированных диаграмм деформирования позволило более точно определить влияния главных растягивающих деформаций на прочность бетона на сжатие.

В разработанном профессорами *M. P. Collins* и *D. Mitchell* методе принимается совпадение направлений главных деформаций и напряжений после образования трещин. На основании теории полей растяжения инженера *H. Wagner* и условия совместности деформаций авторы определяют угол наклона бетонного подкоса. Основным допущением метода является исключение восприятия растягивающих напряжений бетоном после образования трещин.

Предложенная в 1986 году профессорами университета Торонто *M. P. Collins* и *F. J. Vecchio* [12] *модифицированная теория полей сжатия* является продолжением разработанного ранее метода *CFT*. Основываясь на фундаментальных положениях метода (*CFT*) и экспериментально полученной верифицированной трансформированной диаграмме деформирования, авторы предлагают учитывать растягивающие напряжения в бетоне между наклонными трещинами.

До образования трещин (при $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}$) для описания работы бетона на растяжение предлагается использовать линейную зависимость:

$$\sigma_1 = E_c \cdot \varepsilon_1, \quad (14)$$

а после образования трещин (при $\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$) в бетонном подкосо учитывать растягивающие напряжения, изменяющиеся по зависимости (рисунок 3а):

$$\sigma_1 = \frac{f_{ctm}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}}. \quad (15)$$

Трансформированная диаграмма деформирования бетона на сжатие после образования трещин (рисунок 3б) описывается следующим выражением:

$$\sigma_2 = f_{2max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right)^2 \right], \quad (16)$$

где $f_{2max} = \frac{f_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 1.0$ – предельная прочность бетона при сжатии в условиях плоского напряженно-деформированного состояния.

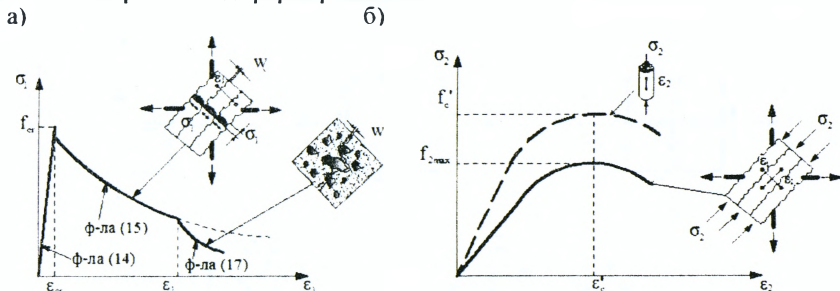


Рисунок 3 (а, б) – Трансформированные диаграммы деформирования бетона с диагональными трещинами при растяжении и сжатии

Разрушение элемента, считают авторы [12], может происходить не только от действия главных растягивающих напряжений между диагональными трещинами, но также за счет локальных напряжений, действующих в трещине. Для составления уравнений равновесия рассматривается идеализированная модель – серия параллельных трещин, направленных под углом θ к продольной оси со средним шагом $S_{m\theta}$.

В 1986 году *M. P. Collins* и *F. J. Vecchio* [12], опираясь на экспериментальные исследования *J. C. Walraven* [10], определили предельные касательные напряжения v_{ci} , возникающие в трещине за счет зацепления, которые с учетом упрощений, предложенных в 1989 году *M. P. Collins* и *S. B. Bhide*, вычисляются следующим образом:

$$v_{ci} = 0.18 \sqrt{f_c} / \left(0.3 + \frac{24w}{a+16} \right). \quad (17)$$

Авторы ограничивают средние главные напряжения в бетоне с трещинами таким образом, чтобы разрушение элемента происходило по механизму зацепления по берегам трещин, который заложен в методе *MCFT*.

На базе проведенных экспериментальных исследований в продолжение своей работы *F. J. Vecchio, M. P. Collins, E. C. Bentz* предложили и упрощенный вариант модифицированной теории полей сжатия.

В начале 90-х годов в университете Хьюстона под руководством профессора *T. T. C. Hsu* [13, 14] были получены зависимости, которые позволяют учитывать растягивающие напряжения в диагональных трещинах. На основании данных зависимостей были предложены модель переменного угла (*RA-STM*) и модель фиксированного угла (*FA-STM*). В модели переменного угла, как и в методе *MCFT*, в бетоне сразу же после образования трещин площадки главных напряжений и деформаций параллельны и направлены под углом θ (рисунок 4), а при увеличении поперечной силы, вследствие возрастания касательных напряжений, этот угол будет уменьшаться. Согласно модели «фиксированного угла» направление главных деформаций и напряжений совпадает и ориентировано под постоянным углом α независимо от уровня загрузки.

Ученые *T. T. C. Hsu* и *A. Belarbi* [13], основываясь на результатах собственных испытаний плоских панелей, в 1994 году предложили диаграмму деформирования, характеризующую работу бетона на растяжение после образования диагональных трещин, описывать следующим выражением:

$$\sigma_1 = 0.31\sqrt{f_c} / (12500 \cdot \epsilon_1)^{0.4} \text{ при } \epsilon_1 > 0.00008. \quad (18)$$

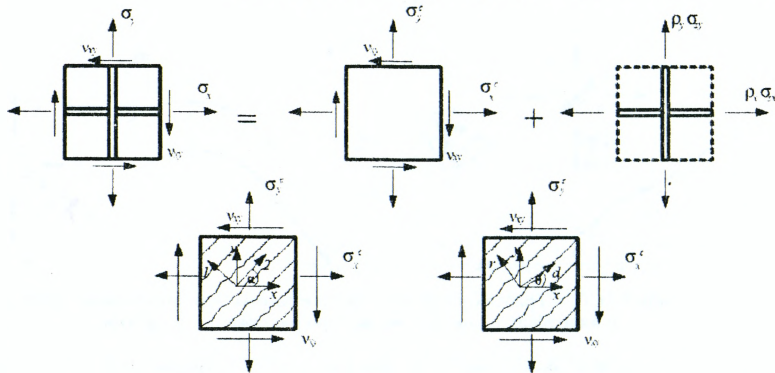


Рисунок 4 – Направление и распределение напряжений в железобетонном элементе по моделям переменного и фиксированного угла

В 1995 году ученые *T. T. C. Hsu* и *A. Belarbi* также предложили трансформированную диаграмму деформирования, характеризующую работу бетона на сжатие с диагональными трещинами, которая схожа с диаграммой, используемой в методе *MCFT*. Авторы допускают, что при пропорциональном нагружении можно приравнять коэффициент разупрочнения деформаций $\zeta_{\epsilon 0}$ и коэффициент разупрочнения напряжений $\zeta_{\sigma 0}$ и принять равным

$$\zeta_{\epsilon 0} = \zeta_{\sigma 0} = \zeta = 0.9 / \sqrt{1 + 400\epsilon_1}.$$

В отличие от метода *MCFT*, где проверяются условия для местных напряжений, возникающих в трещине, в модели *RA-STM* используется диаграмма де-

формирования арматуры для средних деформаций и напряжений, а это оправдывает возможность учета местной текучести арматуры в трещине.

Испытав 13 образцов панелей в условиях плоского напряженного состояния, T. T. C. Hsu и X. B. Pang [14] определили границы применимости модели RA-STM, где угол наклона прогнозируемой трещины должен находиться в пределах $33^\circ \leq \theta \leq 57^\circ$. За границами этого интервала авторы рекомендуют использовать модель фиксированного угла (FA-STM). Кроме того, в модели RA-STM не учитывается составляющая по бетону при срезе на основании допущения, что угол наклона трещины совпадает с направлением главных сжимающих напряжений в бетоне, и объясняется это исчезновением касательных напряжений в трещине за счет зацепления по берегам трещин. В свою очередь модель FA-STM вводит составляющую по бетону, которая позволяет учесть влияние сил зацепления по берегам трещин и касательных напряжений в бетонной полосе между трещинами :

$$v_{21} = \frac{1}{2} [(\sigma_x - \rho_x \cdot \sigma_{xx}) - (\sigma_y - \rho_y \cdot \sigma_{yy})] \cdot \sin 2\alpha + v_{xy} \cdot \cos 2\alpha. \quad (19)$$

В 1987 году группа немецких ученых J. Schlaich, K. Schäfer и M. Jennewein [15] разработала метод «подкосов и оттяжек (STM)» как продолжение модели ферменной аналогии. Это метод чрезвычайно важен в применении на тех участках, где распределение деформаций по высоте сечения однозначно нелинейно. Авторы предложили ввести две зоны В и D (рисунок 5), где D используется для «неоднородной» области с нелинейным распределением деформаций, а В – для линейной балочной области или области Бернулли. Основным преимуществом данной модели является способность графически просто представить влияние внешних сил на элемент, при этом сжимающие напряжения заменяются сжатыми элементами (подкосами), а растягивающие – растянутыми оттяжками. Другим достоинством модели является способность одновременно и полностью представлять влияние поперечных сил и изгибающего момента на сопротивление срезу железобетонных балок.

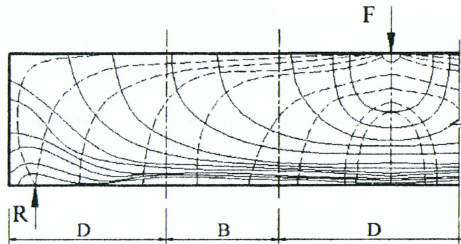


Рисунок 5 – Схема распределения изополей в зонах В и D

Модель ферменной аналогии с учетом зацепления в трещинах (ТМCF) формируется на базе подходов, заложенных в «дискретных» методах и методах «механизма разрушения». Отмеченная модель основывается на результатах исследований К. H. Reineck, H. Kupfer, P. G. Gambarova, S. Dei Poli и др. Данная модель характеризуется формированием фактической картины разрушения элемента по критической трещине с введением нормальных и тангенциальных перемещений и шаг трещины. В рамках данного метода рассматривается расчетная схема, представленная на рисунке 6, где вертикальной составляющей в продольной арматуре от нагельного эффекта пренебрегают.

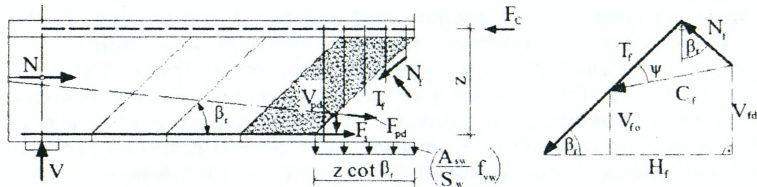


Рисунок 6 – Расчетная схема наклонного сечения опорного участка балки с прикладываемыми к ней усилиями

Базисное уравнение сопротивления сдвигу, получаемое непосредственно из равновесия вертикальных составляющих (рисунок 6), определяется:

$$V_{Rd} = V_{svd} + V_{fd} + V_{pd} \quad (20)$$

где V_{svd} – поперечная сила, возникающая в поперечных хомутах, пересеченных наклонной трещиной;

V_{fd} – вертикальная составляющая силы трения (зацепления), возникающая в трещине, определяемая как сумма вертикальных составляющих от N_r и T_r ;

V_{pd} – вертикальная составляющая силы обжатия, возникающая в преднапряженной арматуре.

В методе ТМCF предлагается выделять две расчетные модели в зависимости от величины действующего поперечного усилия: модель с одинаково направленными относительно сжатыми бетонными подкосами и модель с чередующимися сжатыми бетонными подкосами и растянутыми раскосами, перпендикулярными друг другу.

Метод ТМCF получил большое распространение в современных нормах, аналитические зависимости которого при расчете на срез совместимы с методом STM и могут быть полезны при решении проектирования железобетонных конструкций.

Анализируя разнообразие моделей и на их основе подходы можно сделать вывод, что современные методы расчета железобетонных конструкций на срез позволяют достоверно, точно и зачастую просто описать механизм передачи среза. Попытка моделей и теорий учесть все возможные составляющие по материалам в сопротивлении срезу дает возможность описать работу железобетонных балочных элементов в условиях сложного плоского напряженно-деформированного состояния, предлагая при этом различные варианты рационального армирования.

Список цитированных источников

1. Ritter, W. Die bauweise hennelique / W. Ritter // Schweizerische Bauzeitung. – 1899. – V. 33. – № 7. – P. 59–61.
2. Mörsch, E. Concrete-Steel Construction / E. Mörsch // McGraw-Hill (English translation by E. P. Goodrich). – New York, 1909.
3. Talbot, A. N. Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance to Web Stresses Series of 1907 and 1908 / A. Talbot // Bulletin 29, University of Illinois Engineering Experiment Station. – Urbana, Ill, 1909.
4. Kupfer, H. Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit (Generalization of Mörsch's Truss Analogy Using the Principle of Minimum Strain Energy) / H. Kupfer // Comite Euro-International du Beton, Bulletin d'Information, No. 40, CEB. – Paris, 1964. – P. 44–57.
5. Lampert, P. Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending / P. Lampert, B. Thurlimann // IABSE. – 1971. – No. 31-I. – P. 107–131.

6. Nielsen, M.P. Limit Analysis and Concrete Plasticity / M.P. Nielsen // Prentice-Hall. – Englewood Cliffs, N.J., 1984.
7. Ramirez, J.A. Evaluation of a Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear / J.A. Ramirez, J.E. Breen // ACI Structural Journal. – Sept.-Oct., 1991. – V. 88. – No. 5. – P. 562–571.
8. Kani, G.N.J. The Riddle of Shear Failure and its Solution / G.N.J. Kani // ACI JOURNAL, Proceedings. – 1964. – V. 61. – No. 4. – Sept.-Oct. – P. 441–467.
9. Reineck, K.-H. Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model / K.-H. Reineck // ACI Structural Journal. – 1991. – Sept.-Oct. – V. 88. – No. 5. – P. 592–602.
10. Walraven, J.C. Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis / J.C. Walraven // PhD thesis, Delft University. – The Netherlands, 1980.
11. Mitchell, D. Diagonal Compression Field Theory – A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion / D. Mitchell, M. P. Collins // ACI JOURNAL, Proceedings. – 1974. – V. 71. – P. 396–408.
12. Vecchio, F. J. M. P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear / F.J. Vecchio, M.P. Collins // ACI JOURNAL, Proceedings. – 1986. – V. 83. – No. 2. – Mar.-Apr. – P. 219–231.
13. Pang, X.-B. D. Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear / X.-B. D. Pang, T. T. C. Hsu // ACI Structural Journal. – 1995. – Nov.-Dec. – V. 92. – No. 6. – P. 665–679.
14. Pang, X.-B. D. Fixed-Angle Softened-Truss Model for Reinforced Concrete / X.-B. D. Pang, T. T. C. Hsu // ACI Structural Journal. – 1996. – Mar.-Apr. – V. 93. – No. 2. – P. 197–207.
15. Schlaich, Towards a Consistent Design of Structural Concrete / J. Schlaich, I. Schäfer, M. Jennewein // Journal of the Prestressed Concrete Institute. – 1987. – V. 32. – No. 3. – P. 74–150.

УДК 624.012.36

Малиновский В.Н., Матвеевко Н.В.

ЭФФЕКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ДВУСКАТНЫХ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК

Введение

Железобетонные стропильные балки являются одним из основных видов несущих элементов плоскостных покрытий одноэтажных промышленных зданий при пролетах 12 и 18 м и шаге 6 м. Среди многообразия применяющихся типовых и экспериментальных стропильных балок наиболее распространены балки трапециевидального очертания с единым уклоном верхней грани от конька со сплошной стенкой и с отверстиями в стенке (условно называемыми решетчатыми балками). Решетчатые двускатные балки применяются для покрытий зданий при тех же условиях, что и со сплошной стенкой. Основным достоинством решетчатых стропильных балок является более простая форма опалубки и меньшая трудоемкость изготовления. Но наряду с определенными достоинствами решетчатые балки менее экономичны в сравнении с балками со сплошной стенкой по расходу арматуры приблизительно на 15%, по расходу бетона – на 13%.

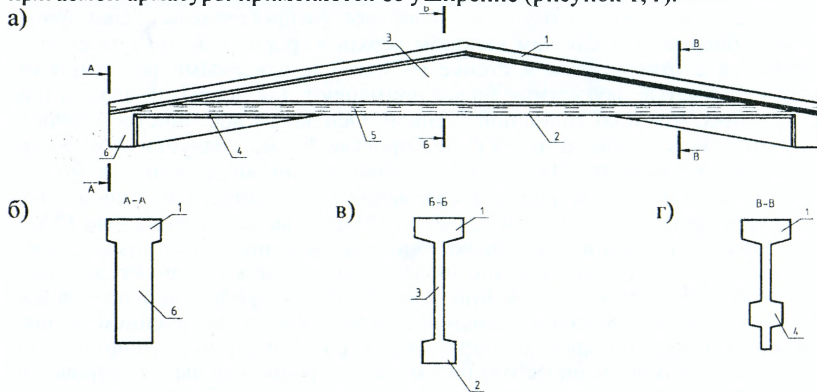
Изготавливаются стропильные балки одноэтажных промышленных зданий преднапряженными [1]. При помощи продольной напрягаемой арматуры обеспечивается трещиностойкость сечений нормальных к продольной оси балки. Трещиностойкость же наклонных сечений обеспечивается увеличением толщины стенки в приопорной зоне двутавровых сечений (балки со сплошной стенкой) или по всей длине (решетчатые балки). Более рациональным армированием балок считается расположение арматуры по траектории, близкой к траектории главных растягивающих напряжений, которая, как известно, в балочных конструкциях из нижней зоны в пролете балки перемещается к верхней грани на опорах. Однако криволинейное расположение напрягаемой арматуры со-

пряжено с повышенной трудоемкостью работ по натяжению арматуры и необходимостью наличия приспособлений, обеспечивающих натяжение арматуры в отогнутом положении или оттяжку ее из первоначального горизонтального положения в просктное отогнутое. Наиболее успешно данный вопрос решается в балках с ломаной нижней гранью [2, 3, 4]. В таких балках прямолинейная предварительно напрягаемая арматура располагается в нижней зоне сечения в пролете и под пологим отгибом по отношению к продольной оси балки в опорных зонах (рисунок 1). Это обеспечивает трещиностойкость нормальных сечений в средней части пролёта балки и наклонных сечений в опорных зонах.

Кроме того, охватывающий всю зону действия поперечных сил пологий перевод некоторого количества арматуры из нижней (растянутой) зоны в верхнюю улучшает технико-экономические показатели конструкции, прежде всего за счет снижения расхода арматуры на ортогональное поперечное армирование в виде хомутов и поперечных стержней.

Конструктивное решение

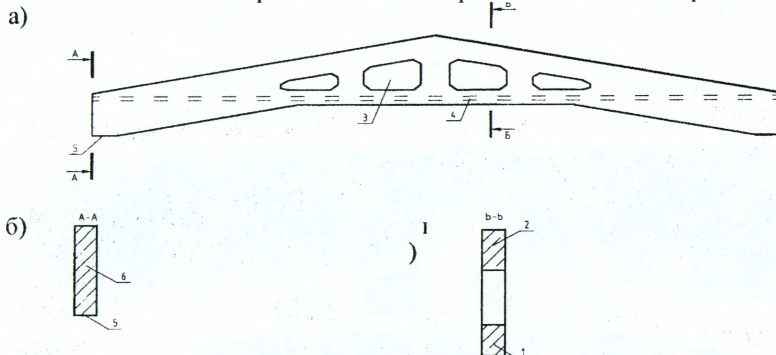
Авторами статьи разработан усовершенствованный вариант конструктивного решения двускатных балок, в котором при сохранении основных конструктивных параметров балки: высота на опоре 800, 900 мм, высота в середине пролета $1/10 \div 1/15$ пролета, принимая прямолинейное очертание продольной напрягаемой арматуры, удалось добиться сохранения тех же преимуществ, которыми обладают балки с отогнутой арматурой. Заключается это решение в необходимости увеличения уклона верхней грани двускатной балки до $1/6 \div 1/7$ пролета и излома нижней грани таким образом, чтобы в опорной зоне длиной $1/3 \div 1/4$ пролета верхняя и нижняя грани балок были параллельны (рисунок 1, 2). В средней части пролета балка сохраняет очертание двускатной балки. Вследствие этого в опорной зоне прямолинейно направленная напрягаемая арматура располагается под пологим отгибом к продольной оси опорной части балки и, таким образом, ее траектория соответствует переводу (отгибу) арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опорах. Сечение балки со сплошной стенкой в средней зоне пролета сохраняется двутавровым (рисунок 1, в), а в опорной – тавровым с той же шириной, но в местах трассировки напрягаемой арматуры применяется ее уширение (рисунок 1, г).



а) общий вид балки; б) разрез А-А; в) разрез Б-Б; г) разрез В-В
 1) верхняя полка; 2) нижняя полка; 3) стенка; 4) продольные ребра полки;
 5) предварительно напряженная арматура; 6) опорная стойка

Рисунок 1 – Двускатная железобетонная балка со сплошной стенкой

В решетчатых балках (рисунок 2) сечение остается по всей длине прямоугольным постоянной ширины (рисунок 2, б, в), но вследствие повышения трещиностойкости нормальных и наклонных сечений при помощи прямолинейной продольной арматуры возникает возможность уменьшить толщину балок и тем самым снизить расход бетона по сравнению с типовым решением.



а) общий вид балки; б) разрез А-А; в) разрез Б-Б
 1) верхний пояс; 2) нижний пояс; 3) отверстия; 4) предварительно напряженная арматура; 5) площадка опирания; 6) прямоугольное сечение
 Рисунок 2 – Двускатная решетчатая железобетонная балка

Кроме вышесотмеченных преимуществ, связанных с переводом напрягаемой арматуры из нижней зоны в верхнюю в пределах всего пролета среза, применение предложенного варианта конструктивного решения стропильных балок может положительно сказываться на объемно-планировочных решениях, эксплуатационных качествах и экономических показателях одноэтажных производственных зданий:

1. В пространстве образованном изломом нижней грани балки удаётся разместить подвесное подъёмно-транспортное оборудование, что может привести к уменьшению строительной высоты здания и тем самым снизить расход материалов на вертикальное ограждение объекта.

2. Вследствие излома нижней грани предполагаемого варианта балки выпуклостью вверх увеличивается полезная площадь поперечного сечения пролёта здания и создаются благоприятные эстетички-психологические впечатления из-за кажущейся вспарушенности покрытия.

3. Вследствие вынужденного увеличения уклона верхней грани балки (уклон 1/6-1/7 пролета) согласно установившейся классификации кровля здания из категории малоуклонной становится скатной, при которой эффективнее решается водоотведение осадков и улучшаются эксплуатационные качества гидроизоляционного слоя кровли.

4. В балках со сплошной стенкой удастся достичь уменьшения расхода бетона на 10,6% и арматуры на 8,2%, а в решетчатых балках на 15% и 5% соответственно.

Напряженно-деформированное состояние

В компьютерной среде MSC.Nastran авторами была сделана попытка создания расчетной схемы железобетонной двускатной балки с ломаным нижним поясом. В качестве продольного армирования балки было принято три преднапряженных каната диаметром 15 мм.

Для построения конечно-элементной трехмерной модели применено твердотельное моделирование с использованием конечных элементов (КЭ) «Solid». Разбивка конечно-элементной модели осуществлялась в продольном и поперечном направлениях. Предварительный анализ моделирования балки выявил необходимость прибегнуть к частой сетке конечных элементов с размерами, не превышающими 50 мм по бетону (4 слоя по толщине балки, более 33 000 узлов и более 32 000 КЭ), которая к тому же в наибольшей степени отражает геометрические особенности балки (ломаный нижний пояс, отверстия в стенке балки, наличие армирования). Связь между бетоном и арматурой принималась без введения дополнительных конечных элементов. Общий вид КЭ модели показан на рисунке 3.

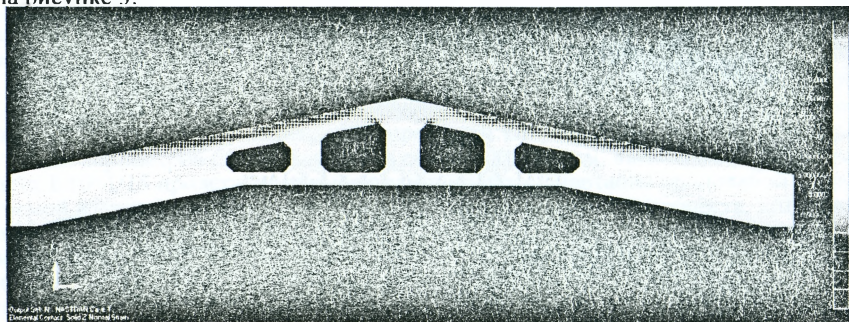


Рисунок 3 – Конечно-элементная модель балки с изополями продольных деформаций

Анализ напряженно-деформированного состояния исследуемой конструкции производился по величине деформаций, возникающих как в сжатой, так и в растянутой зоне бетона и в арматуре при различных нагружениях (рисунок 3). Результаты расчетов и их анализ свидетельствуют о том, что напряженно-деформированное состояние предложенного варианта конструктивного решения балки соответствует общим закономерностям работы конструкции по балочной схеме, а также выявили, что опасным по прочности сечением, нормальным к продольной оси, является сечение в месте излома нижней грани балки

Не меньший интерес представляет полученное напряженно-деформированное состояние бетона на участках между нормальными трещинами.

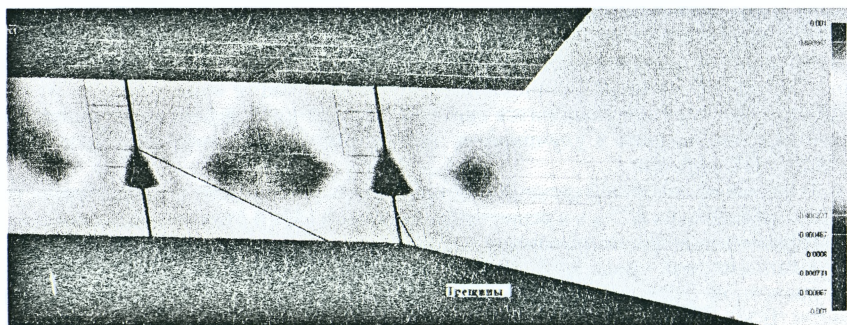


Рисунок 4 – Деформации в бетоне балки на участке между трещинами

Из рисунка 4 четко прослеживается постепенное вовлечение арматурой в работу бетона растянутой зоны от сечения с трещиной до сечения в середине длины между трещинами. Данное обстоятельство давно используется при рассмотрении процессов трещинообразования бетона и заложено в теории расчета железобетона многими авторами [6, 7].

Выводы

1. Предлагаемое конструктивное решение двускатной балки позволяет при прямолинейной напрягаемой арматуре повысить трещиностойкость как нормальных, так и наклонных к продольной оси сечений. При этом также положительно решаются вопросы объемно-планировочных параметров здания и эксплуатационные условия кровли.

2. При применении двускатной балки с прямолинейной напрягаемой арматурой и ломаным нижним поясом удается достичь снижения расхода как бетона, так и арматуры. Усовершенствованный вариант стропильной балки со сплошной стенкой имеет лучшие экономические показатели по расходу стали на 8,2%, расходу бетона – на 10,6%, решетчатой балки на 5% и 15% соответственно.

3. В результате численного моделирования напряженно-деформированного состояния железобетонной балки с ломаной нижней гранью получены качественные картины распределения напряжений и деформаций в бетоне и арматуре как до появления, так и после появления трещин, а также в локальных зонах между нормальными трещинами.

4. Двускатные балки с усовершенствованным вариантом конструктивного решения могут применяться в качестве основных несущих конструкций производственных зданий промышленного и сельскохозяйственного назначения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Леонгардт, Ф. Предварительно напряженный железобетон. – М.: Стройиздат, 1983. – 245 с.
2. Малиновский, В.Н. Усовершенствованный вариант конструктивного решения железобетонных стропильных балок / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.В. Матвеевко // Вестник БрГТУ 2013: сб. науч. ст. – Брест: БрГТУ, 2013. – С. 128–132.
3. Двускатная стропильная балка: пат. 9507 Респ. Беларусь, МПК Е 04В 1/06 / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.Н. Шалобьга; заявитель УО «Брест. гос. техн. ун-т» № u 20130180; заявл. 25.02.2013; опубл. 30.08.2013 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2013. – № 4(93). – С. 237.
4. Решетчатая стропильная балка: пат. 10178 Респ. Беларусь / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеевко, П.В. Кривицкий; заявитель УО «Брест. гос. техн. ун-т» № u2013.09.14 заявл. 11.11.2013; опубл. 30.06.2014 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2014. – № 3(98).
5. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с пологим отгибом части продольной предварительно напряженной арматуры / Н.Н. Шалобьга, В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий // Вестник БрГТУ. – 2010. – № 1(61): Строительство и архитектура. – С. 78–81.
6. Гвоздев, А.А. О некоторых направлениях в теории деформирования и длительной прочности бетона // Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 42–47.
7. Мурашев, В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. – М.: Стройиздат, 1950. – 268 с.

НАДЕЖНОСТЬ И МАТЕРИАЛОЁМКОСТЬ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СВЕТЕ ТРЕБОВАНИЙ ЕВРОПЕЙСКИХ И НАЦИОНАЛЬНЫХ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

Введение

С января 2010 г. в Республике Беларусь на альтернативной основе введены Технические кодексы установившейся практики по проектированию строительных конструкций, идентичные Еврокодам (ТКП EN). Таким образом, в настоящее время на территории Республики Беларусь в области проектирования стальных конструкций действуют две системы нормативных документов. На разных уровнях дискутируются вопросы, связанные с полным переходом на Еврокоды и о последствиях такого перехода. При этом главным образом всех интересуют экономические последствия. Техничко-экономический анализ проектных решений, реализованных на основе ТНПА РБ и Еврокодов прямого введения, свидетельствует о существенном повышении материалоемкости стальных конструкций при проектировании по Еврокодам. Однако оценка последствий требует проведения достаточно обширных и комплексных исследований. При этом следует обращать внимание не только на экономические последствия.

Авторами предпринята попытка сравнить методики расчета в обобщенном виде на основе анализа результатов расчетов стального элемента с позиции надежности и материалоемкости. Для этой цели выполнено сопоставление детерминированных проверок предельных состояний, на основании которого выполнен сравнительный анализ расчетных параметров сечения для обобщенного стального элемента. Параметры моделей сопротивления и эффектов воздействий (внутренних усилий) приведены к сопоставимому виду. Исследована надежность стальных элементов с использованием вероятностных методов.

1 Детерминированный расчет

В основу Еврокодов и СНИП положен метод предельных состояний с использованием системы частных коэффициентов. Общая формулировка проверки предельного состояния несущей способности стального элемента по ТКП EN 1993-1-1 [1] и СНИП II-23 [2] имеет схожий характер (таблица 1).

Таблица 1 – Проверки предельных состояний несущей способности (по прочност и устойчивости) конструктивного элемента

Документ	Проверка по прочности	Проверка по устойчивости
[1]	$E_d \leq z f_y / \gamma_{M0}$	$E_d \leq z \chi f_y / \gamma_{M1}$
[2]	$\gamma_n F / z \leq \gamma_c R_y = \gamma_c R_{yn} / \gamma_m$	$\gamma_n F / (\varphi z) \leq \gamma_c R_y$

В таблице приняты следующие обозначения: F , E_d – расчетный эффект воздействия (внутренне усилие); z – расчетный параметр, как правило, геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления); χ и φ – понижающие коэффициенты для соответствующей формы потери устойчивости; f_y – характеристическое значение предела текучести стали; R_y – расчетное значение предела текучести; R_{yn} – нормативное значение предела текучести; γ_{M0} – частный коэффициент для проверки предельного состояния несущей способности по прочности; γ_{M1} – частный коэффициент для проверки предельного состояния несущей способности по устойчивости; γ_c – коэффициент условий работы; γ_n – коэффициент надежности по ответственности здания.

1.1 Сопоставление параметров, характеризующих сопротивление элемента. Сопоставление проверочных формул (моделей сопротивления)

Существуют некоторые отличия в отдельных расчетных положениях и моделях сопротивления (например, при определении понижающих коэффициентов для учета соответствующих форм потери устойчивости). Модели сопротивления поперечного сечения стальных элементов (проверки прочности сечений) без учета эффектов потери местной устойчивости согласно СНиП II-23 [2] и Еврокод 3 [1], практически совпадают. Модели сопротивления центральному сжатию при проверках устойчивости (сопротивление продольному изгибу) стального элемента имеют расхождение в значениях коэффициента продольного изгиба в диапазоне от -10% до +15% [3]. Близкие значения расхождений имеют место при других видах напряжено-деформируемых состояний. Однако в ряде случаев расчетные модели сопротивления существенно различаются. Наиболее существенные расхождения наблюдаются в моделях сопротивления, учитывающих местную потерю устойчивости элементов сечения. Анализ этих моделей показывает, что значения сопротивления могут различаться до двух раз [4]. Поэтому сопоставление отдельных расчетных зависимостей требует дополнительных исследований.

Сопоставление прочностных характеристик стали

В соответствии с EN 1990 [5] характеристическое значение предела текучести стали f_y назначается с обеспеченностью не ниже 0,95, что соответствует определению нормативного значения предела текучести R_{ym} по ГОСТ 27772 [6], следовательно, можно принять $R_{ym} = f_y$. Отметим, что данное соотношение иногда не соблюдается из-за разной степени дифференциации значений предела текучести в зависимости от толщины проката.

Сопоставление частных коэффициентов, входящих в модели сопротивления

Согласно СНиП II-23 [2] значение частного коэффициента γ_m зависит от государственного стандарта или технических условий на прокат. Для наиболее распространенного проката по ГОСТ 27772 [6] он равен 1,025.

Коэффициент условий работы γ_c учитывает особенности работы стали, элементов конструкций и их соединений, имеющие систематический характер, но не отражаемые непосредственно в расчетах [7]. Для упрощения примем $\gamma_c = 1$.

Частные коэффициенты γ_{M0} и γ_{M1} относятся ко всей правой части неравенства (к модели сопротивления) для проверок предельных состояний несущей способности по прочности и устойчивости соответственно. Эти коэффициенты учитывают неопределенности базисных переменных, входящих в модель сопротивления (такие как неблагоприятные отклонения свойств материалов от его характеристического значения, погрешности модели сопротивления и ряд других). В национальном приложении к ТКП EN 1993-1-1 [1] значения этих коэффициентов приняты следующим образом: $\gamma_{M0} = \gamma_m / \gamma_c$; $\gamma_{M1} = \gamma_m / \gamma_c$

1.2 Сопоставление правил сочетания нагрузок

Для дальнейшего сопоставления рассмотрены правила составления сочетаний нагрузок в постоянных расчетных ситуациях для случая, когда действуют постоянная G , доминирующая Q_1 и сопутствующая Q_2 переменные нагрузки. В качестве переменных нагрузок рассмотрены полезная и снеговая нагрузки. Для сочетания эффектов воздействий предполагается линейное поведение конструктивного элемента под нагрузкой.

Сочетания нагрузок согласно EN 1990

В EN 1990 [5] для сочетания эффектов воздействий предложены альтернативные схемы. Согласно национальному приложению к [5] рекомендовано ис-

пользовать альтернативную схему сочетания с использованием двух выражений (6.10а) и (6.10б). Для сочетания двух переменных нагрузок они имеют вид:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}, \quad (1)$$

$$E_d = \xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}. \quad (2)$$

Для дальнейших расчётов принимается наиболее неблагоприятное значение эффекта воздействий, полученное из выражения (1) и (2).

Сочетания нагрузок согласно СНиП 2.01.07

Рассмотрим основные сочетания нагрузок для определения расчетного значения результирующего усилия. В статье не рассматриваются длительные эффекты, т.к. для стальных конструкций они не существенны. В этом случае для полезной и снеговой нагрузки приняты только кратковременные значения. Запишем основное сочетание нагрузок в обозначениях, принятых в ТКП EN 1990 [5]:

$$F = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{Q,2} Q_{k,2}, \quad (3)$$

$$F = \gamma_G G_k + \max[\gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,2} Q_{k,2}]. \quad (4)$$

Символы G_k , Q_k обозначают нормативные значения постоянной и переменных нагрузок. Коэффициент надежности γ_G для постоянной нагрузки зависит от составляющих компонентов этой нагрузки. Примем усредненно $\gamma_G = 1.2$. Коэффициент надежности для переменной нагрузки назначается в зависимости от её вида. Коэффициент надежности для снеговой нагрузки согласно 5.7 [8] с учетом изменения № 1 принимается равным 1.5, за исключением элементов покрытия, для которых он принимается дифференцировано: $\gamma_Q = 1.5$ при $G_k / Q_k \geq 0.8$ и $\gamma_Q = 1.6$ при $G_k / Q_k < 0.8$. Коэффициент надежности для полезной нагрузки согласно [8] принимается равным: 1.3 при полном нормативном значении менее 2.0 кПа; 1.2 при полном нормативном значении 2.0 кПа и более. Коэффициенты сочетания $\psi_{Q,i} = 0.9$ для кратковременных нагрузок принят согласно [8].

Различия в классификации нагрузок и в способах назначения нормативных значений рассмотрены в пункте 1.4.

1.3 Дифференциация уровней надежности

Согласно ТКП EN [5] одним из вариантов дифференциации уровней надежности является корректировка частных коэффициентов по нагрузке γ_F посредством коэффициента k_{FI} , который применяется для неблагоприятных воздействий. Согласно СНиП 2.01.07 [8] и ГОСТ 27751 [9] дифференциация уровней надежности осуществляется коэффициентом надежности по ответственности зданий и сооружений γ_n . Учитывая сходство в определении классов надежности согласно [5] и классов ответственности согласно [9], в расчетах принято: $k_{FI} = 1$ (RC2) и $\gamma_n = 0.95$ (Класс 2), соответственно.

1.4 Сопоставление параметров, характеризующих эффект воздействия

Постоянная нагрузка

Определение характеристического (согласно СТБ EN 1991-1-1 [10]) и нормативного (согласно СНиП 2.01.07 [8]) значений постоянной нагрузки носит одинаковый характер, поэтому $G_k^* = G_k$.

Полезная нагрузка

Согласно национальному приложению к СТБ EN 1991-1-1 [10] характеристическое значение полезной нагрузки принимается по таблице 8.3 СНиП 2.01.07 [8], следовательно $Q_k^* = Q_k$. Анализ нормативных значений полезной нагрузки по различным нормативным документам (в том числе по Еврокодам) в среднем подтверждает обоснованность принятого равенства. Хотя для ряда помещений это соотношение отличается, например для жилых помещений нормативное значение полезной нагрузки согласно [8] равно 1.5 кПа, а в соответствии с базовой редакцией EN 1991-1-1 [10] принимается в пределах 1.5-2 кПа (при этом рекомендуется значение 2 кПа).

Снеговая нагрузка

Сопоставление значений снеговой нагрузки в общем виде, вычисленной согласно СНиП [8] и Еврокод [11], представляет собой сложную задачу даже при анализе наиболее распространённых случаев применения металлических конструкций. Результаты некоторых сравнений представлены в [12]. Следует отметить, что различия имеют место не только в значениях коэффициентов «перехода», но и в схемах распределения снеговой нагрузки. Осредненное (по всей территории Республики Беларусь) отношение значений снеговой нагрузки на поверхности земли составляет $s_k^* = 0.67 s_k$. Отношение значений коэффициентов «перехода» μ^*/μ от нагрузки на поверхности земли к нагрузке на покрытии для наиболее распространенных случаев применения стальных конструкций составляет 1.25, поэтому для усредненных условий Республики Беларусь в этих случаях можно принять $S_k^* = 0.84 S_k$.

Дополнительные различия в эффектах воздействий обусловлены различными процедурами статического расчета (учет начальных несовершенств, деформированной геометрии, деформаций узлов). Особенности статического расчета согласно Еврокоду представлены в [13].

Результаты анализа нагрузок представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Соотношение нормативных значений нагрузок и значений частных коэффициентов

Параметры	Нормативные значения	Частные коэффициенты	
		Еврокод	СНиП
Постоянная нагрузка	$G_k^*/G_k = 1$	$\gamma_G = 1.35; \xi = 0.85$	$\gamma_G^* = 1.2$
Полезная нагрузка	$Q_k^*/Q_k = 1$	$\gamma_Q = 1.5; \psi_{0,Q} = 0.7$	$\gamma_Q = 1,3$ или $1.2;$ $\psi_Q^* = 0.9$
Снеговая нагрузка	$S_k^*/S_k = 0.84$	$\gamma_S = 1.5; \psi_{0,S} = 0.6$	$\gamma_Q = 1,5$ или $1.6;$ $\psi_Q^* = 0.9$
Предел текучести	$R_{yk}/f_y = 1$	$\gamma_{M0} = 1.025$	$\gamma_c = 1; \gamma_m = 1.025$
Дифференциация надежности	–	$k_{FI} = 1$	$\gamma_n = 0.95$

Обозначения со знаком * относятся к величинам, принятым согласно СНиП

2 ВЕРОЯТНОСТНЫЙ РАСЧЕТ

2.1 Функция состояния

Для проверки предельного состояния несущей способности функция состояния $g(X)$ может быть записана в следующем виде:

$$g(X) = K_R z f_y - K_E [G + C_{0,Q1} Q_1(t) + C_{0,Q2} Q_2(t)], \quad (5)$$

- где K_R – случайная переменная, характеризующая погрешность расчетной модели сопротивления;
- z – геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления);
- f_y – случайная переменная, характеризующая прочность материала (предел текучести стали);
- K_E – случайная переменная, характеризующая погрешность расчетной модели эффекта воздействия;
- G – случайная переменная, характеризующая постоянное воздействие;
- $C_{0,Qi}$ – не зависящая от времени переменная, характеризующая ошибку модели i -ого воздействия;
- $Q_i(t)$ – случайная переменная, характеризующая i -е переменное воздействие.

При наличии вероятностных моделей вышеотмеченных переменных (базисных переменных) можно определить вероятность отказа за базовый период времени.

2.2 Вероятностные модели базисных переменных

В силу изменчивой природы базисных переменных анализ и корректировка вероятностных моделей должны производиться систематически. В качестве первого приближения вероятностные модели базисных переменных для Республики Беларусь приняты в соответствии с рекомендациями JCSS [14]. Вероятностная модель снеговой нагрузки представлена с учетом актуальных исследований для территории Республики Беларусь [15]. Статистические параметры функций распределения базисных переменных выражены через их характеристические значения.

Все вероятностные модели, используемые для расчетов, приведены в таблице 3. Базовый период отнесения T принят равным 50 лет.

Таблица 3 – Вероятностные модели базисных переменных

Переменная	Распред.	μ_X	V_X
Постоянная нагрузка	Нормальное	G_k	0.10
Полезная нагрузка (5 лет)	Гумбеля	$0.2Q_k$	1.10
Полезная нагрузка (50 лет)	Гумбеля	$0.6Q_k$	0.35
Ошибка модели полезной нагрузки	Нормальное	1.00	0.10
Снеговая нагрузка (1 год)	Гумбеля	$0.44S_k$	0.50
Снеговая нагрузка (50 лет)	Гумбеля	$1.04S_k$	0.20
Ошибка модели снеговой нагрузки	Нормальное	1.00	0.15
Предел текучести	Логнормальное	$1.18f_c$	0.08
Ошибка модели сопротивления обобщенного стального элемента	Логнормальное	1.10	0.10
Ошибка модели эффекта воздействия	Логнормальное	1.00	0.10

3 АНАЛИЗ

Для оценки материалоемкости принято соотношение расчетных параметров сечения для обобщенного стального элемента:

$$k_z = z_{EN} / z_{СНП}, \quad (6)$$

где $z_{EN} = E_d / (\chi f_y / \gamma_{M1})$ – расчетный параметр определенный согласно Еврокоду;

$z_{СНП} = \gamma_n F / (\varphi \gamma_c R_y)$ – расчетный параметр определенный согласно СНиП.

На основании параметра k_z можно судить об относительном изменении расчетного параметра. А для оценки надежности принят индекс надежности для базового периода 50 лет, полученный с использованием метода теории надежности 1-го порядка (FORM).

Для анализа различных соотношений нагрузок использован безразмерный параметр нагружения χ . Параметр нагружения χ представляет собой долю переменного воздействий в полном значении воздействия:

$$\chi = Q_k / (G_k + Q_k). \quad (7)$$

Параметр нагружения χ может изменяться практически от 0 (подземные конструкции) до 1 (локальные эффекты в подкрановых балках). Анализ реальных объектов показывает, что наиболее вероятный интервал значения параметра нагружения χ составляет 0,3...0,7 для снеговой нагрузки и 0,4...0,9 для полезной нагрузки.

Указанные соотношения были положены в основу численных исследований индекса надежности и коэффициента k_z . Результаты представлены в виде графиков. На рисунках 1 и 2 представлены зависимости $\beta - \chi$ и $k_z - \chi$ при действии постоянной и полезной нагрузки ($\alpha = 0$). При сочетании усилий согласно СНиП рассмотрены два значения частного коэффициента для полезной нагрузки $\gamma_Q^* =$

1.2 и 1.3. На рисунках 3 и 4 представлены зависимости $\beta - \chi$ и $k_z - \chi$ при действии постоянной и снеговой нагрузки ($\alpha = 0$). Для снеговой нагрузки частный коэффициент \square_S * меняет свое значение приблизительно при $\chi = 0.6$, что соответствует $G_k^* / Q_k^* = 0.8$.

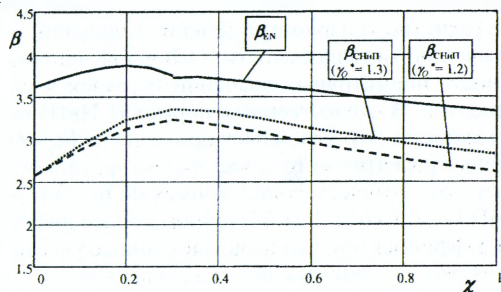


Рисунок 1 – Зависимости $\beta - \chi$ при действии постоянной и полезной нагрузок

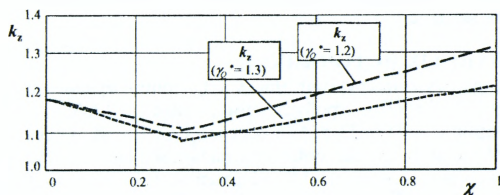


Рисунок 2 – Зависимости $k_z - \chi$ при действии постоянной и полезной нагрузок

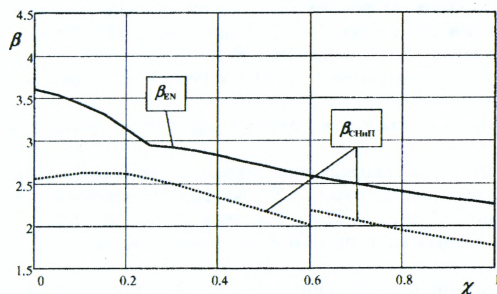


Рисунок 3 – Зависимости $\beta - \chi$ при действии постоянной и снеговой нагрузок

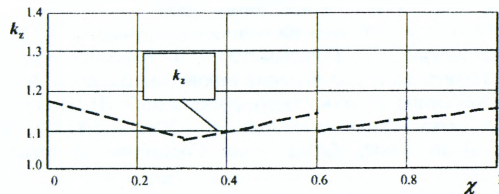


Рисунок 4 – Зависимости $k_z - \chi$ при действии постоянной и снеговой нагрузок

Заключение

При осредненных исходных данных (нагрузках, свойствах материала и т.д.) европейские нормы (Еврокоды) обеспечивают более высокий уровень надежности стальных конструкций по сравнению со СНИП. Последнее приводит к увеличению значения расчетного параметра сечения (площади, момента сопротивления), т.е. к повышению металлоемкости. Основной причиной этого является разная обеспеченность нормативных значений нагрузок и различия в системе частных коэффициентов. В отечественных нормах (СНИП) не регламентированы показатели надежности. Это усложняет применение вероятностных методов расчета и дальнейшее развитие метода частных коэффициентов.

Следует отметить, что в отечественных нормах по проектированию стальных конструкций (СНИП II-23, СНИП 2.01.07) принята более дифференцированная система частных коэффициентов, что позволяет точнее учесть в проверках разнообразные условия работы конструкции под нагрузкой.

Более точное и достоверное определение уровня надежности (вероятности отказа, индекса надежности) связано с совершенствованием вероятностных моделей базисных переменных.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1993-1-1-2009 / НПП РУП «Стройтехнорм». – Минск, 2009.
2. Стальные конструкции: СНИП II-23-81* / Госстрой СССР – М.: Госстрой, 1991.
3. Мартынов, Ю.С. Модели сопротивления центральному сжатию стальных элементов по различным нормативным документам / Ю.С. Мартынов, В.В. Надольский, А.Н. Таймасов // Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве – 2013. – № 3. – С. 70–73 (Начало). – № 4. – С. 58–62 (Окончание).
4. Мартынов, Ю.С. Модели сопротивления сдвигу стальных элементов, учитывающие потерю местной устойчивости стенки / Ю.С. Мартынов, Ю.И. Лагун, В.В. Надольский // Металлические конструкции. – 2012. – Том 18. – № 2. – С. 111–122.
5. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990-2011. – Минск: НПП РУП «Стройтехнорм», 2012.
6. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия: ГОСТ 27772-88.
7. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНИП II -23-81* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
8. Нагрузки и воздействия: СНИП 2.01.07-85 / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
9. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету: ГОСТ 27751-88.
10. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания: СТБ EN 1991-1-1-2007. – Минск: НПП РУП «Стройтехнорм», 2007.
11. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3-2009. – Минск: НПП РУП «Стройтехнорм», 2009.
12. Гордеев, В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин; под общ. ред. А.В. Перельмутера. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.
13. Надольский, В.В. Особенности статического расчета по ТКП EN 1993-1-1/ В.В. Надольский, Ю.С. Мартынов // Наука, техника и технологии. – 2011. – №4 (37). – С. 21–38.
14. JCSS Probabilistic Model Code, Zurich: Joint Committee on Structural Safety, 2001. <www.jcss.bvg.dtu.dk>.
15. Тур, В.В. Нормирование снеговых нагрузок для территории Республики Беларусь / В.В. Тур, В.Е. Валуев, С.С. Дереченник, О.П. Мешик, И.С. Воскобойников // Строительная наука и техника. – 2008. – № 2. – С. 27–45.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА АРОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КЛЕЕННОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Введение. Во всем мире, с каждым годом, конструкции с клееной древесиной (ККД) приобретают все более широкое распространение в зданиях и сооружениях различного назначения [1]. Применение ККД позволяет уменьшить вес несущих конструкций в сравнении с аналогами из сборного железобетона почти в 5 раз, а трудоемкость монтажа более чем в 2 раза [2].

Наиболее широкое применение ККД получили как пролетные конструкции для перекрытия больших (30-36 м) и очень больших (более 50 м) пролетов: это кинотеатры, крытые рынки, бассейны, аквапарки, выставочные и спортивные залы, легкоатлетические манежи, конно-спортивные сооружения, складские здания с химически агрессивной к металлу и бетону средой и т.д. Эксплуатационная надежность и долговечность ККД в агрессивной среде действующих калийных предприятий уже превышает 40 лет, что значительно больше аналогичных конструкций из железобетона и стали [3]. Однако информации о расчете таких ККД в учебной и нормативной литературе постсоветского пространства недостаточно.

В последнем советском СНиП II-25-80 [4] отсутствуют конкретные указания относительно определения расчетных напряжений в арках из клееной древесины, по умолчанию рекомендуется пользоваться методикой для элементов, работающих на сжатие с изгибом. Так, в руководстве к СНиП II-25-80 [5] приведен пример, в котором нормальные напряжения в расчетном сечении арки определяются с помощью формулы проф. Завриева К.С. (1). Данная формула выведена с учетом деформированной схемы прямолинейных внецентренно-сжатых элементов [6]. Для арочных, а в принципе и любых криволинейных элементов, она подходит весьма условно, и значительно завышает значения внутренних усилий в расчетных сечениях арки, как следствие, приводит к увеличению внутренних напряжений.

В европейском нормативном документе EN 1995-1-1: 2008 (ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1: 2010) [7], основные положения которого почти без изменений приняты в ДБН В.2.6 - 161: 2010 «Конструкции зданий и сооружений. Деревянные конструкции» [8], содержится общая рекомендация по необходимости учета деформированной схемы при расчете ККД, однако формул по расчету не приводится.

Для криволинейных элементов в зависимости от приложенной нагрузки прогиб может как увеличивать, так и уменьшать кривизну элемента. Основной особенностью расчета в деформированном состоянии является то, что под первоначальной нагрузкой появляются перемещения, изменяющие исходное положение оси системы. При этом нарушается линейная зависимость между силами и перемещениями. В геометрически нелинейных задачах отсутствует прямая пропорциональность между деформациями и напряжениями. Анализируя расчет и результаты опыта систем ломаного очертания, можно прийти к выводу, что учет деформированной схемы в отечественной практике проектирования необъективно отражает действительное напряженно-деформированное состояние [9].

Целью исследования является уточнение необходимости учета деформированной схемы при расчете арок из клееной древесины. Для достижения данной цели были решены следующие задачи: 1) проведены численные исследования по определению изгибающего момента по ДСТУ-Н Б В.2.6-184 2012 [10] (который в этом отношении наследует СНиП II-25-80) и методами строительной ме-

ханики с учетом геометрической нелинейности и без ее учета для пологих и стрельчатых арок; 2) проведен анализ полученных численных исследований и предложена методика расчета арок; 3) проанализированы различия между полученными значениями моментов; 4) проведен анализ расходов материалов по предложенной методике расчета и расчетом по ДСТУ-Н Б В.2.6-184 2012.

Методика исследований. Задачи расчета реализуются в программном комплексе Lira SAPR 2013 с использованием анализа методом конечных элементов (МКЭ) в плоской постановке двумя способами. Постоянная нагрузка на арки принята для всех типов одинаковой - 7,846 кН / м. Снеговая нагрузка для пологих и стрельчатых арок приложена согласно ДБН В.1.2-2: 2006 «Нагрузки и воздействия» [11].

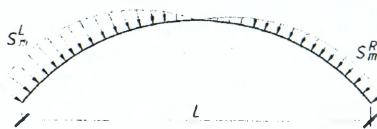


Рисунок 1 – Снеговая нагрузка на пологую арку

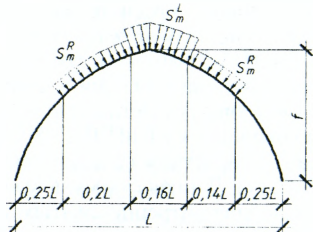


Рисунок 2 – Снеговая нагрузка на стрельчатую арку

$S_m^L = 18,62 \text{ кН/м}$, $S_m^R = 9,31 \text{ кН/м}$

Для линейного расчета был использован конечный элемент № 10, тип -- универсальный пространственный стержневой конечный элемент (КЭ). Арки разбивались на 40 КЭ. Опоры – шарнирные. Для нелинейного расчета КЭ был заменен на конечный элемент № 310, тип – геометрически нелинейный универсальный стержневой КЭ. Для моделирования нелинейной нагрузки был задан шаговый метод. Метод расчета – автоматический выбор шага с поиском новых форм равновесия. Минимальное количество итераций – 300, количество шагов – 3. Все шаги равномерные с точностью 0,0001.

Моделируемые арки были трех типов: 1) пологие двухшарнирные; 2) пологие трехшарнирные; 3) стрельчатые; с различной величиной стрелы подъема - от $f = 1/4$ до $f = 1/7$ для пологих и от $f = 1/2$ до $f = 1/3$ для стрельчатых арок. Конечным элементам были предоставлены свойства со следующими характеристиками: модуль упругости - $E = 10000 \text{ МПа}$, плотность - $\rho = 600 \text{ кг / м}^3$, размеры поперечного сечения изменялись в зависимости от величины пролета арки.

Результаты исследований. Проведенные многочисленные исследования по расчету арок с помощью программного комплекса Lira SAPR 2013 в геометрически нелинейной постановке (учет деформированной схемы) показали существенное отличие полученных результатов по методике, что содержится в советских нормативных документах и фактически без существенных изменений была перенесена в нормы проектирования Украины, Беларуси и России [12], [13].

На графиках (рис. 3–5) приведены результаты численных исследований. Разница между величинами изгибающих моментов по линейному и нелинейному

расчетам в ПК, а также по ДСТУ-Н Б В.2.6-184 2012 с учетом коэффициента $k_{m,c}$ (коэффициент, учитывающий появление дополнительного изгибающего момента в деформированной схеме элемента)

$$k_{m,c} = 1 - \frac{N_d}{\varphi_c \cdot f_{c,0,d} \cdot A_{br}} \quad (2)$$

Разница между значениями изгибающих моментов в процентах показана над графиками для линейного и нелинейного расчета и под графиками для нелинейного расчета и расчета по ДСТУ-Н Б В.2.6-184 2012. В данной статье приведены результаты только для пологих двух- и трехшарнирных арок с стрелой подъема $f=1/7$ и стрельчатых арок с стрелой подъема $f=1/2$.

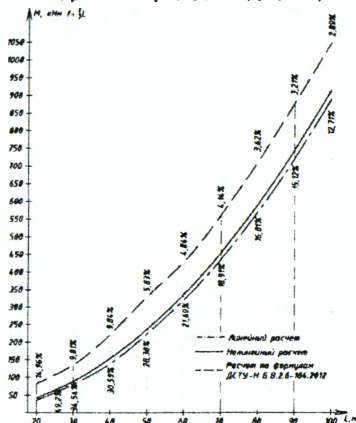


Рисунок 3 – Изгибающие моменты двухшарнирных пологих арок

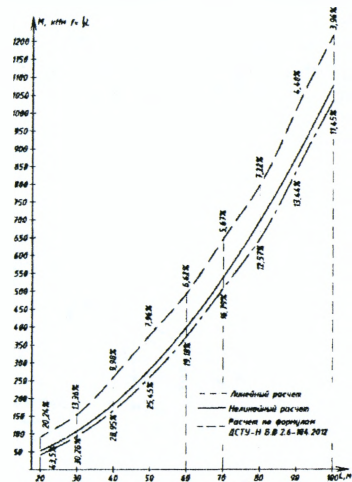


Рисунок 4 – Изгибающие моменты трехшарнирных пологих арок

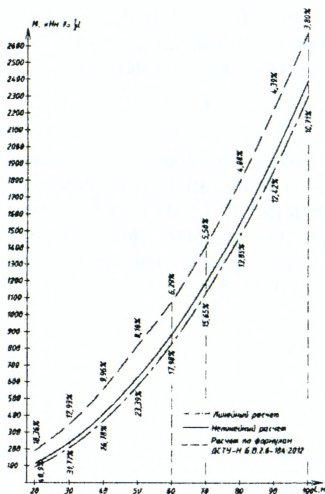


Рисунок 5 – Изгибающие моменты стрельчатых арок

Значения изгибающих моментов с учетом деформированной схемы (геометрической нелинейности) и по обычному расчету (без учета геометрической нелинейности) в программном комплексе Lira SAPR 2013 отличаются:

для пологих двухшарнирных арок – от 2,89% до 14,96%,

для пологих трёхшарнирных арок – от 3,96% до 20,24%,

для стрельчатых арок – от 3,8% до 18,36%.

Значения изгибающих моментов с учетом деформированной схемы (геометрической нелинейности) по методике норм и по результатам расчета в программном комплексе составляет:

для пологих двухшарнирных арок – от 12,71% до 49,2%,

для пологих трёхшарнирных арок – от 11,45% до 43,5%,

для стрельчатых арок – от 10,71% до 40,9%.

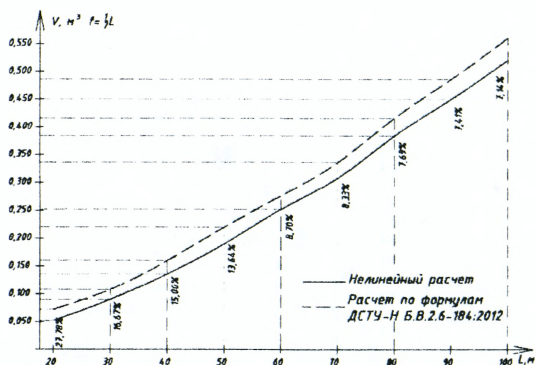


Рисунок 6 – Расходы древесины на 1 м.п. двухшарнирных пологих арок

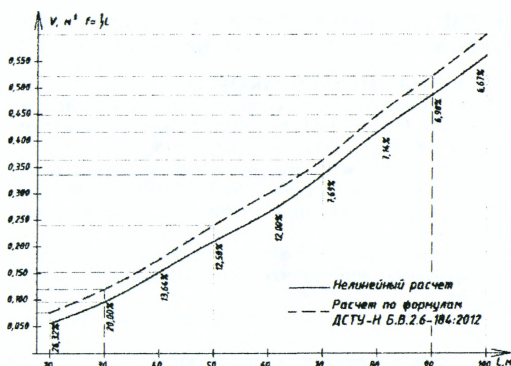


Рисунок 7 – Расходы древесины на 1 м.п. тришарнирных пологих арок

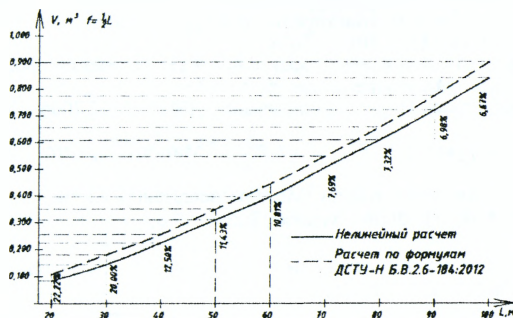


Рисунок 8 – Расходы древесины на 1 м.п. стрельчатых арок

Точный расчет с использованием программных комплексов и учетом геометрической нелинейности позволяет уменьшить расходы древесины:

- для пологих двухшарнирных арок – от 7,14% до 27,78%,
- для пологих трёхшарнирных арок – от 6,67% до 26,32%,
- для стрельчатых арок – от 6,67% до 22,22%.

Выводы. Такая погрешность в значениях подтверждает необходимость использования именно геометрически-нелинейного расчета для криволинейных конструкций из клееной древесины. Таким образом, рекомендуется вместо методики ДСТУ-Н Б В.2.6-184 2012 (формула проф. Завриева) при расчете арок использовать современные программные комплексы с расчетом в геометрически-нелинейной постановке. Следует отметить, что уменьшение разницы значений изгибающих моментов происходит с увеличением пролета арок. Также установлена закономерность, что разница между значениями изгибающих моментов увеличивается с ростом радиуса кривизны (или уменьшением стрелы подъема) для пологих и, наоборот, для стрельчатых арок.

Применение формулы (1) для расчета криволинейных элементов недопустимо, поскольку она не отражает действительного напряженно-деформированного состояния конструкции и является неконкурентоспособной в условиях со-

временной рыночной экономики. Разработка современной методики расчета арочных ККД является очень актуальной и важной научной задачей.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Клееные деревянные конструкции в современном строительстве: сб. науч. трудов // О.А. Карунас, К.В. Чернова, И.И. Елькина // Актуальные проблемы архитектуры, строительства и энергосбережения. – Симферополь: НАПКС, 2012. – Вып. 4. – С. 320–324.
2. Найчук, А.Я. Клееная древесина – строительный материал будущего // А.Я. Найчук, С. Васильев // Архитектура и строительство. – № 3. – 2009. – С. 10–15.
3. Калугин, А.В. Деревянные конструкции: учебное пособие (конспект лекций). – М.: Издательство АСВ, 2003. – 224 с.
4. Деревянные конструкции: СНиП II-25-80 / Госстрой СССР – М.: Стройиздат, 1982. – 66 с.
5. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
6. Клименко, В.С. Конструкции из дерева и пластмасс: учебник / В.С. Клименко – К.: Высшая школа, 2000. – 304 с.
7. Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для сооружений: ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 – К.: Минрегионстрой, 2010 – 244 с.
8. Конструкции зданий и сооружений. Деревянные конструкции. Основные положения: ДБН В.2.6-161 2010 – К.: Минрегионстрой, 2010 – 102 с.
9. Проектирование деревянных конструкций // Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под. ред. Е.Н. Серова – М.: Издательство АСВ, 2011 – 563 с.
10. Конструкции из цельной и клееной древесины. Руководство по проектированию: ДСТУ-Н Б В.2.6-184 2012. – К.: Минрегионстрой, 2013 – 120 с.
11. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования: ДБН В.1.2-2 2006 – М.: Минстрой Украины, 2006 – 60 с.
12. Деревянные конструкции: СНБ 5.05.01-2000 / Минстройархитектуры. – Минск: Стройтехнорм, 2001. – 70с.
13. Деревянные клееные конструкции. Методы испытаний клеевых соединений при изготовлении: СТО 36554501-004-2006 – Москва, 2006 – 72 с.

УДК 624.011

Михайловский Д.В., Матющенко Д.Н.

АНАЛИЗ МЕТОДИК РАСЧЕТА ГНУТОКЛЕЕННЫХ РАМ

Методики расчета гнутоклееных рам из клееной древесины несколько ограничены. В 70-е годы XX века в нормативных документах не содержалось указаний для расчета гнутоклееных рам. Лишь после выхода руководства по проектированию клееных конструкций [1] некоторые указания нашли свое отражение в СНиП II-25-80 [2]. Однако содержащиеся там рекомендации дают довольно приблизительное представление о действительном напряженном состоянии карнизного узла гнутоклееной рамы.

Проверка прочности прямолинейных участков рам выполнялась с помощью формул сложного сопротивления (формулы (1) и (2)), а вот проверки максимальных радиальных напряжений в криволинейных участках вообще предусмотрено не было. Формулы (1) и (2), учитывающие работу элементов на сжатие с изгибом, базируются на линеинном распределении напряжений и для криволинейных элементов отличаются лишь введением поправочных коэффициентов k_{rn} и k_{rs} к моментам сопротивления сечения. Эти коэффициенты учитывают влияние кривизны на величину краевого напряжения и применяются для гнутоклееных рам с соотношением

$$\frac{h}{r} \geq \frac{1}{7}.$$

Расчет на прочность сжатоизгибаемых элементов, с учетом поправочных коэффициентов k_{rn} и k_{rs} :

- проверка напряжений по внешней кромке:

$$\sigma_p = \frac{N}{F} + \frac{M_{\text{д}}}{W \cdot k_{rn}} \leq R_p, \text{ где } k_{rn} = \frac{1 - 0,5h/r}{1 - 0,17h/r}; \quad (1)$$

- проверка напряжений по внутренней кромке:

$$\sigma_c = \frac{N}{F} + \frac{M_{\text{д}}}{W \cdot k_{rs}} \leq R_c, \text{ где } k_{rs} = \frac{1 + 0,5h/r}{1 + 0,17h/r}. \quad (2)$$

Расчетный изгибающий момент $M_{\text{д}}$, учитывающий деформированную схему элемента:

$$M_{\text{д}} = \frac{M}{\xi}; \quad \xi = 1 - \frac{N}{\varphi R_c F_{\text{оп}}}, \quad (3)$$

где M – изгибающий момент в расчетном сечении без учета деформированной схемы элемента; φ – коэффициент продольного изгиба; N – продольная сила; h – высота сечения; r – радиус кривизны центральной оси криволинейного участка; F – расчетная площадь сечения; W – расчетный момент сопротивления сечения; R_p , R_c – расчетные сопротивления древесины растяжению и сжатию вдоль волокон, соответственно; ξ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент в деформированной схеме; k_{rn} и k_{rs} – поправочные коэффициенты.

Данная методика вызывает сомнения относительно оценки прочности, так как не учитывает характер распределения напряжений по высоте сечения. Как известно, для клееной древесины характерна резко выраженная анизотропия упругих и прочностных характеристик. Впервые на неравномерность учета дополнительного момента с помощью коэффициента ξ в расчетах гнутоклееных рам было обращено внимание при проведении исследования в Санкт-Петербургском университете строительства и архитектуры [3]. Проф. Серовым Е.М. доказано на примере расчета и испытания клефанерных рам, что дополнительный момент в деформированной схеме, определяемый по формуле (3), приводит к значительному завышению расчетных усилий (до 20%) [4, 5, 6].

В работе Кузнецовой Н.М. [7, 8] предложены аппроксимирующие формулы для определения тангенциальных (4) и максимальных радиальных (5) напряжений в криволинейном участке:

$$\sigma_{\theta H} = \frac{M}{W} K_{\theta H}; \quad \sigma_{\theta B} = \frac{M}{W} K_{\theta B}; \quad (4)$$

$$\sigma_r^{\max} = \frac{M}{W} K_r^{\max}, \quad (5)$$

где $K_{\theta H} = 0,57 \left(\frac{h}{r_0} \right) - 0,37 \left(\frac{h}{r_0} \right) + 1$;

$$K_{\theta B} = \begin{cases} 1 + 0,5 \frac{h}{r_0} \rightarrow npu \frac{h}{r_0} \leq 0,4 \\ 0,83 + 0,9 \frac{h}{r_0} \rightarrow npu \frac{h}{r_0} > 0,4 \end{cases}; \quad K_r^{\max} = 0,25 \frac{h}{r_0}.$$

В приведенных выше формулах рассмотрена лишь зона биссектрисного угла карнизного узла.

В пособии к СНиП II-25-80 [9], которое вышло в 1986 году, предложены несколько иные формулы для определения тангенциальных (6) и максимальных радиальных (7) напряжений при соотношении радиуса кривизны к высоте поперечного сечения элемента $r/h \leq 7$ (элементы большой кривизны, к которым относятся и карнизные узлы гнутоклесенных рам):

$$\sigma_{\theta i} = \frac{M(r_0 - r_i)}{(Fz_0 r_i)}; \quad (6)$$

$$\sigma_{r, \max} = \frac{M}{(Fz_0)} \left[\frac{r_0}{r_1} - 1 - \ln \frac{r_0}{r_1} \right]; \quad (7)$$

где $r_0 = r - z_0$; $F = bh$; $r_1 = r - \frac{h}{2}$; $z_0 = \frac{h^2}{12r}$; $\sigma_{\theta i}$ – нормальные напряжения в различных слоях сечения; $\sigma_{r, \max}$ – максимальное радиальное напряжение; M – расчетный изгибающий момент; r_0 – радиус кривизны нейтрального слоя; r_1 – радиус кривизны нижней кромки кривого бруса; F – площадь поперечного сечения кривого бруса; z_0 – смещения нейтральной оси от геометрической оси криволинейного участка, $z_0 = I/(Fr)$; I – момент инерции сечения; r – радиус кривизны криволинейного участка; h – высота сечения кривого бруса.

Точное решение задачи Головина С.Х. [10] (методика расчета кривого бруса по классической теории сопротивления материалов) для прямоугольного сечения записывается следующим образом:

- нормальные напряжения, действующие в плоскости сечения:

$$\sigma_{\theta} = \frac{4M}{k} \left(b^2 - a^2 - a^2 \ln \frac{r}{a} - b^2 \ln \frac{b}{r} - \frac{a^2 b^2}{r^2} \ln \frac{b}{a} \right); \quad (8)$$

- радиальные напряжения, действующие в плоскости сечения:

$$\sigma_r = \frac{4M}{k} \left(\frac{a^2 \cdot b^2}{r^2} \cdot \ln \frac{b}{a} - b^2 \cdot \ln \frac{b}{r} - a^2 \cdot \ln \frac{r}{a} \right), \quad (9)$$

где $k = (b^2 - a^2)^2 - 4 \cdot a^2 \cdot b^2 \cdot \left[\ln \left(\frac{b}{a} \right) \right]^2$, в которой σ_{θ} – нормальное напряжение, действующее в плоскости сечения; σ_r – нормальное напряжение, которое является следствием нажатия продольных элементов друг на друга; M – изгибающий момент; k – постоянный коэффициент интегрирования; a – внутренний радиус кривого бруса; b – внешний радиус кривого бруса; r – радиус нейтральной оси кривого бруса.

В учебном пособии под редакцией Серова Е.Н. [11] и работе Найчука А.Я. [12] предлагается оценивать прочность жестких узлов рам с криволинейными участками по следующим формулам:

- в сжатой зоне:

$$\sigma_c = \frac{N_{y2}}{F} + \frac{M_{o,y2}(r_0 - r_1)}{F \cdot y_0 \cdot r_1}; \quad (10)$$

- в растянутой зоне:

$$\sigma_p = \frac{M_{o,yz}(r_2 - r_0)}{F \cdot y_0 \cdot r_2} - \frac{N_{yz}}{F}; \quad (11)$$

- максимальные радиальные напряжения:

$$\sigma_r = \frac{N \cdot \ln\left(\frac{r_0}{r_1}\right)}{F} + \frac{M_{o,yz} \left[\frac{r_0}{r_1} - 1 - \ln\left(\frac{r_0}{r_1}\right) \right]}{F \cdot y_0}, \quad (12)$$

где $y_0 = z_0 = \frac{h^2}{12r}$.

В последнем нормативном документе по проектированию деревянных конструкций в Украине ДБН В.2.6-161: 2010 [13], который фактически содержит положения EN1995-1-1 [14], формул для расчета рамных конструкций нет. В [13, 14] содержатся только формулы для расчета криволинейных балок. В отличие от большинства балок с криволинейным участком, где радиальные напряжения σ_r растягивают древесину поперек волокон, в карнизных узлах гнутоклееных рам они сжимающие. Правомерность применения формул для расчета карнизных узлов вызывает много вопросов, также они и не применимы к расчету карнизного узла гнутоклеёной рамы.

Также проведен расчет гнутоклеёных рам в ПК ЛИРА 9.6 с использованием анализа МКЕ (метод конечных элементов). В плоской постановке были проведены численные исследования пластинчатыми элементами типа 44 и 42 (универсальный четырехугольный и треугольный конечный элемент (КЕ) оболочки). В опорном узле была смоделирована передача поперечного и вертикального усилия на металлический башмак с помощью конечного элемента типа 262 (конечный элемент упругой связи между двумя узлами). Конечным элементам были предоставлены такие же ортогонально-анизотропные (ортотропные) характеристики, а именно:

- модуль упругости вдоль волокон – $E1=10\,000$ МПа;
- модуль упругости поперек волокон – $E2=400$ МПа;
- модуль сдвига – $G=500$ МПа;
- коэффициенты Пуассона – $\nu1=0,019$; $\nu2=0,48$;
- плотность $R_0=4,905$ кН/м³.

Опорный узел состоит из пластинчатых элементов типа 44 и односторонних связей типа 262 с такими изотропными характеристиками:

- модуль упругости – $E=206\,000$ МПа;
- коэффициенты Пуассона – $\nu=0,3$;
- плотность $R_0=78,5$ кН/м³.

Работа упругой связи на сжатие с численным значением жесткости – $R=1500$ кН/м.

Проведя анализ вышеупомянутых методик расчета напряжений на примере гнутоклееных рам промышленного здания пролетами 12, 15, 21 м, с шагом рам 6 м с различными радиусами кривизны и уклоном ригеля 1:4. Все исходные данные приведены в таблице 1, расчетные схемы представлены на рисунке 1.

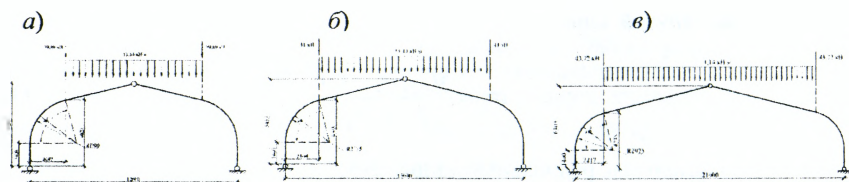


Рисунок 1 – Расчетные схемы гнутоклееных рам: а) ГРК-12-2700; б) ГРК-15-2775; в) ГРК-21-2925

Таблица 1 – Исходные данные

Марка рамы	Расчетная нагрузка, кН/м	Сечение в карнизном узле рамы, (bхh), мм	Радиус кривизны карнизного узла, мм	r_0/h	Максимальные внутренние усилия в карнизном узле	
					М, мНм	N, мН
ГРК-12-2700	11,14	160х592	2700	4,56	-0,114	-0,1
ГРК-15-2775		160х688	2775	4,03	-0,16	-0,125
ГРК-21-2925		160х896	2925	3,26	-0,27	-0,177

Значения напряжений σ_c , σ_p , σ_r , полученные по классической теории сопротивления материалов (решение задачи Головина С.Х.), очень близки к значениям, которые получены при численных исследованиях с помощью ПК ЛИРА 9.6. Исходя из этого, классическую методику сопротивления материалов можно выделить как наиболее точную. Наиболее неточной является методика по СНиП II-25-80 [2]. Напряжения, определенные по этой методике, значительно превышают значения напряжений. Сравнивая с классической теорией сопротивления материалов, получаем увеличение напряжений сжатия и растяжения, а именно: σ_c – до 28%, σ_p – до 14%, а радиальные напряжения вообще невозможно рассчитать по этому нормативному документу. Результаты исследований по другим методикам приведены в форме таблицы 2.

Таблица 2 – Сравнительный анализ методик расчета напряжений в карнизном узле гнутоклеёных рам пролетами 12, 15 и 21 м

Марка рамы	Напряжения, мПа	Головин С.Х. (1881)	СНиП II-25-80 (1982)	Кузнецова Н.М. (1984)	Пособие к СНиП II-25-80 (1986)	Серов Е.Н. (2011)	ПК Лира 9.6
ГРК-12-2700	σ_c	-11,05	-13,75	-11,40	-13,20	-14,26	-11,3
	σ_p	9,55	9,92	10,73	11,4	10,34	8,11
	σ_r	-0,56	-	-0,57	-0,73	-0,84	-0,57
ГРК-15-2775	σ_c	-11,65	-15,1	-12,01	-13,87	-15,01	-11,6
	σ_p	9,87	10,7	11,21	11,74	10,61	8,1
	σ_r	-0,67	-	-0,67	-0,86	-1,01	-0,65
ГРК-21-2925	σ_c	-11,83	-16,52	-12,26	-14,13	-15,37	-11,9
	σ_p	9,64	11,23	11,28	11,5	10,26	7,98
	σ_r	-0,82	-	-0,82	-1,1	-1,29	-0,8

Бесспорно, для обеспечения надежности рамных конструкций из клееной древесины определение точных значений напряжений, с учетом анизотропии физико-механических свойств древесины, является очень важной задачей.

Все представленные методики расчета различаются между собой. Существует насущная необходимость в разработке точной инженерной методики расчета

карнизных узлов гнутоклееных рам. Современная методика должна включать в себя не только формулы для более точного определения отдельных напряжений, но и условия, которые должны учитывать сложное напряженное состояние, в котором находится клееная древесина в зоне карнизного узла.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1977. – 192 с.
2. Деревянные конструкции: СНиП II-25-80. – М.: Стройиздат – Госстрой СССР, 1982. – 66 с.
3. Светозарова, Е.И. Опыт проведения испытания клееных рам пролетом 18 м / Е.И. Светозарова, Е.Н. Серов, С.А. Душечкин, В.Д. Попов // Повышение надежности и долговечности строительных конструкций: Межвуз. темат. сб. тр. – Л.: ЛИСИ. – 1972. – С. 97–114.
4. Каши, Э.А. Деревянные конструкции в современном строительстве / Э.А. Каши, Е.Н. Серов. – Кишинев: Штеница, 1981. – 180 с.
5. Разработка, исследование и оказание научно-технической помощи во внедрении клееных конструкций с применением водостойкой фанеры и древесины, и древесины различных пород в с/х строительстве УССР: Отчет по научно-исследовательской работе ЛИСИ, науч. руководитель Е.И. Светозарова. – Л., 1976. – Т. I. – 219 с.
6. Серов, Е.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: метод. указания по расчету трехшарнирных деревянных рам по деформированной схеме на ЭЦВМ «Наири-2». – Л.: ЛИСИ, 1977. – 51 с.
7. Курганский, В.Г. Влияние анизотропии на напряженное состояние кривого бруса в случае чистого изгиба: тр. ЦНИИСК им. Кучеренко / В.Г. Курганский, Н.М. Кузнецова. – М., 1981. – С. 148–155.
8. Освенский, Б.А. Исследование напряженного состояния гнутоклееного деревянного элемента и конструкции // Вопросы прочности, долговечности и деформативности древесины и конструкционных пластмасс: сб. тр. № 186 / Б.А. Освенский, Н.М. Кузнецова МИСИ им. Куйбышева. – М., 1981. – С. 13–18.
9. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
10. Серов, Е.Н. Расчет цельноклееного карнизного узла рамы. Краткие содержания докладов XXVIII научной конференции ЛИСИ. – Л.: ЛИСИ, 1970. – С. 161–164.
11. Серов, Е.Н. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под. ред. Е.Н. Серова. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 236 с.
12. Найчук, А.Я. Некоторые особенности расчета клееных деревянных конструкций: сб. науч. тр. Междунар. Симпозиума / А.Я. Найчук, Е.Н. Серов, И.Ф. Захаркевич – Брест: ОАО «Брестская типография», 2009. – С. 205–211.
13. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-161:2010 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – С. 34–37.
14. Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1995-1-1-2009 (02250). – С. 29–31.

Никитин В.И., Бацкель-Бжозовска Б.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАДИУСА СТЕНОВЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ КАПИЛЛЯРНОМ ПЕЕРНОСЕ ВЛАГИ

1. ВВЕДЕНИЕ

Изучении процесса переноса жидкости в пористых средах, в том числе и в капиллярно-пористых материалах, является одной из наиболее сложных проблем гидродинамики, что объясняется неопределённостью границ потока жидкости и её свойств в пористой среде и случайным характером распределения в ней пор и капилляров. В связи с такой сложностью при анализе процессов переноса жидкой влаги в капиллярно-пористых материалах используются разнообразные модельные представления их пористой структуры.

Ещё в 1921 году Вашбурн (Washburn) [1], цитируется по работам [2,3], теоретически описал кинетику подъёма жидкости в капиллярной трубке и предложил пористость материалов представлять в виде пучка параллельных трубок (капилляров) одинакового радиуса. В дальнейшем такую простую структуру пористой среды будем называть идеальной. Используются также более сложные модели, состоящие из сферических частиц одинакового размера, пересекающихся капилляров круглого или квадратного сечения, параллельных пластин и т.д. [4,5,6]. Для перехода от рассматриваемой модели к идеальной можно воспользоваться теорией гидравлического радиуса Козени [4], согласно которой гидравлический радиус равен отношению значения двух пористостей к удельной поверхности пор материала или его модельного представления. В строительстве этот радиус используется при расчётах влагопереноса в ограждающих конструкциях зданий из капиллярно-пористых материалов.

В случае упомянутых модельных представлений реальной пористой структуры гидравлический радиус можно определить аналитически. При одинаковой пористости и размерах элементарных ячеек значения гидравлических радиусов для различных моделей будут отличаться. Так, при переходе от модели из одинаковых сферических частиц с их кубической упаковкой к модели с пересекающимися капиллярами квадратного поперечного сечения гидравлический радиус увеличивается на 5%.

Для реальных строительных материалов аналитическое определение гидравлического радиуса в настоящее время практически невозможно. Поэтому для определения гидравлического радиуса часто используются эмпирические методы, например, ртутная порозиметрия. Однако непосредственное использование гидравлического радиуса, полученного с помощью ртутной порозиметрии, при расчётах по идеальной модели приводит к тому, что результаты расчётов существенно отличаются от опытных данных. Например, рассчитанный коэффициент сорбции воды превышает его опытное значение в несколько раз. Следовательно, гидравлический радиус, найденный с помощью ртутной порозиметрии, может превышать радиус, определяющий гидравлическую проводимость материала, в десятки раз. Поэтому предпринимаются попытки, описанные в ряде работ [2,3,7], скорректировать результаты ртутной порозиметрии путём учёта дополнительных геометрических параметров пористой структуры материалов, влияющих на результирующий поток впитываемой жидкости. Тем не менее, и модифицированные модели не всегда достаточно точно предсказывают экспериментальные данные.

В данной работе выполнен анализ существующих зависимостей, описывающих кинетику впитывания жидкости пористой средой, базируется на идеальной модели и данных ртутной порозиметрии, а также показаны их недостатки. Из условия совпадения кинетики одномерного капиллярного впитывания воды реальным материалом и его идеальной моделью получена зависимость для определения гидравлического радиуса идеальной модели. Разработан метод определения гидравлического радиуса стеновых строительных материалов, основанный на корректировке идеальной модели путём учёта отличительных особенностей впитывания влаги рассмотренным материалом.

2. ЭМПИРИЧЕСКОЕ И АНАЛИТИЧЕСКОЕ ОПИСАНИЕ КАПИЛЛЯРНОГО ВПИТЫВАНИЯ ЖИДКОСТИ. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАДИУС ИДЕАЛЬНОЙ МОДЕЛИ

На основании многочисленных экспериментальных данных известно, что для ряда капиллярно-пористых строительных материалов (строительная керамика, силикатные материалы, строительные растворы, пенобетон и т.д.) кинетика

одномерного капиллярного впитывания воды может быть описана простой эмпирической зависимостью:

$$W(t) = A\sqrt{t}, \quad (1)$$

где $W(t)$ – масса воды, впитанная сухим материалом за время t через единичную поверхность контакта с водой, $\text{кг}/\text{м}^2$;

A – коэффициент сорбции воды (согласно европейской нормы [8]), $\text{кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{с}^{0,5})$.

В экспериментах по определению коэффициента A используются образцы сухого материала массой m_0 обычно в виде призмы или прямого цилиндра высотой h и площадью поперечного сечения a . Процесс капиллярного впитывания воды образцами изучаемого материала отслеживается с заданным шагом по времени Δt путём измерения прироста массы образца $\Delta m(t) = m(t) - m_0$. Тогда масса воды, впитанная образцом через единичную поверхность контакта с водой к моменту времени t , составит:

$$W(t) = \Delta m(t) / a. \quad (2)$$

В результате анализа опытных значений $W(t)$, определённых по формуле (2) от момента контакта нижней грани образца с поверхностью воды ($t=0$, $W(0)=0$) до момента достижения поднимающимся фронтом воды верхней грани образца ($t=t_k$, $W(t_k)=W_k$), устанавливались значения коэффициента сорбции воды A и влагосодержание материала в состоянии капиллярного насыщения w_k ; $\text{кг}/\text{м}^3$.

Графическая интерпретация процедуры определения значений A и w_k показана на рисунке 1. Дополнительные особенности метода определения значений A и w_k среди прочих представлены в работах [9,10].

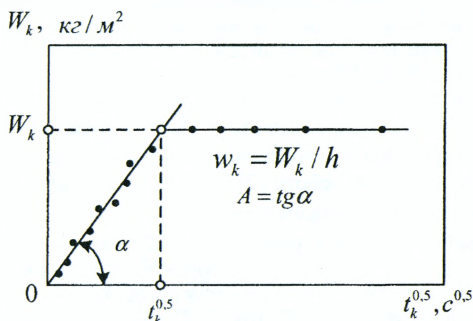


Рисунок 1 – Определение коэффициента сорбции воды A и влагосодержания материала в состоянии капиллярного насыщения w_k , по данным о кинетике одномерного впитывания воды (точки) высотой h и постоянного поперечного сечения a

Если разделить влагосодержание материала w_k на плотность воды ρ , то получим значения пористости материала, которая принимает участие в капиллярном переносе воды

$$\Phi_a = w_k / \rho \quad (3)$$

Эту пористость принято называть активной пористостью, и её значение не может превышать значения открытой пористости P .

Следует отметить, что достаточно просто определяемые значения A , w_k и Φ_a , характеризующие способность гидрофильных капиллярно-пористых материалов впитывать воду в заданном направлении, в настоящее время широко используются при расчётах процессов нестационарного влагопереноса в материалах ограждающих конструкций зданий.

Как уже отмечалось, кинетика высоты подъёма жидкости $y(t)$, смачивающей стенки капилляра радиуса r , описывается зависимостью Ванбурна

$$y(t) = \sqrt{\frac{r\sigma \cos \theta}{2\eta}} \cdot t, \quad (4)$$

где σ – поверхностное натяжение на границе фаз газ-жидкость, Н/м;

η – динамическая вязкость смачивающей жидкости, Па·с;

θ – угол смачивания.

Представим активную пористость испытываемого материала в виде пучка параллельных трубок (капилляров) одинакового радиуса r (идеальная модель). С учётом зависимостей (4) массу воды, впитанную этим капиллярами за время t , можно определить по формуле

$$W(t) = \Phi_a \rho \sqrt{\frac{r\sigma \cos \theta}{2\eta}} \cdot t. \quad (5)$$

Из формулы (5) следует, что точность предсказания кинетики капиллярного впитывания по ней зависит от того, насколько правильно заданы значения физических свойств смачивающей жидкости (σ, η, ρ), геометрических параметров пористой структуры материала (Φ_a, r) и меры его смачиваемости ($\cos \theta$). Значения σ, η, ρ обычно принимаются по справочным данным. Для определения значений Φ_a, r и θ потребуются эксперименты. Больше всего трудностей связано с определением радиуса r , который фактически должен учитывать ряд особенностей переноса жидкости в реальной пористой структуре. Некоторые из существующих подходов к определению радиуса r , входящие в формулу (5), описаны в работах [2,7]. Согласно [7] для определения r достаточно иметь данные ртутной порозиметрии, воспользоваться распределением объёма пор по радиусам, отыскать медиану этого распределения r_v (медиальная оценка радиуса пор) и учесть извилистость капилляров, определяемой по предлагаемой авторами формуле. В отличие от этого метода в работе [2] радиус r_v заменяется на эффективный радиус r_{eff} , определяемый с использованием распределения объёма пор по радиусам и теории приближённой эффективности среды (англ. EMA – effective medium approximation). Кроме того с помощью авторской методики предлагается учитывать изменение формы поперечного сечения капилляров.

При использовании рассмотренных в работах [2,7] методов потребуется дорогостоящая аппаратура, длительные и трудоёмкие измерения и вычисления, а результаты расчётов показывают, что получить достаточно точное описание процесса капиллярного впитывания воды не удаётся. Представляется, что задача определения радиуса r в формуле (5) может быть решена достаточно просто и точно с помощью экспериментальных данных о кинетике одномерного впитывания жидкости, описываемой эмпирической моделью (1).

Итак, если значения показателей, входящих в правую часть формулы (5), достаточно точны, то для рассматриваемого материала точность описания кинетики капиллярного впитывания жидкости по электрической (1) и идеальной (5) моделям должны совпадать. Это возможно при выполнении условия

$$A = \Phi_a \rho \sqrt{\frac{r \sigma \cos \theta}{2\eta}} \quad (6)$$

Перепишем данное условие с учетом формулы (3) в следующем виде

$$\left(\frac{A}{W_k}\right)^2 = \frac{r \sigma \cos \theta}{2\eta} \quad (7)$$

Отметим, что параметры левой части этой формулы отражают кинетику капиллярного впитывания жидкости и играют важную роль при расчетах влагопереноса в строительных материалах ограждающих конструкций [11, 12].

Использование формулы (7) или (6) позволяет определить значение радиуса капилляров идеальной модели, при котором кинетика одномерного капиллярного впитывания воды исследуемым материалом и его идеальной модели совпадут. Значение этого радиуса определяется из соотношения

$$r_i = \left(\frac{A}{W_k}\right)^2 \frac{2\eta}{\sigma \cos \theta} \quad (8)$$

В дальнейшем радиус r_i будем называть гидравлическим радиусом идеальной модели и покажем как перейти от значения этого радиуса к значению гидравлического радиуса рассматриваемых строительных материалов.

3. ИДЕАЛЬНЫЙ РАДИУС И ДАННЫЕ РТУТНОЙ ПОРОЗИМЕТРИИ

Как следует из анализа данных работ [2, 7], радиус идеальной модели, рассчитанный по формуле (8) для образцов глиняного кирпича, силикатных изделий и природных каменных материалов, оказался значительно меньше (в десятки и даже сотни раз) значения условного радиуса пор r_v , при котором вдавливаемая позиметром ртуть заполняет половину общего объема открытых пор (медиальная оценка). При этом ртуть вдавливается в небольшие кусочки материала общей массой в несколько граммов (3-6 г). Принимается, что поры открыты с двух сторон и имеют форму цилиндров, условные радиусы которых r определяются на основе зависимости Лапласа

$$r = \frac{2\sigma \cos \theta}{p} \quad (9)$$

где p – прикладываемое внешнее давление, Па; σ и θ – поверхностное натяжение и угол смачивания для ртути.

Выполнив в условиях нарастающего давления ряд измерений объема вдуваемой в поры материала ртути, можно определить открытую пористость P (объем пор в единице объема материала) и их удельную поверхность $S_v, м^{-1}$ (поверхность пор в единице объема материала), распределение объема открытых пор в зависимости от их радиуса, уже упомянутый радиус пор r_v (медиальная оценка), средний радиус пор r_k (гидравлический радиус Козени), определяемый из соотношения

$$r_k = 2P/S_v, \quad (10)$$

а также другие оценки поровой структуры материала.

Представляло интерес для образцов керамического и силикатного материалов сравнить открытую P и активную Φ_a пористости, значения радиуса иде-

альной модели r_i , определяемого по формуле (8), со значениями упомянутых радиусов r_v и r_k , найденными с помощью ртутной порозиметрии. Отметим, что в первую очередь нас будет интересовать гидравлический радиус r'_k , связанный с активной пористостью и используемый при определении коэффициентов влагопереноса в пористых строительных материалах [12].

Для сравнительных испытаний использовались керамические образцы, изготовленные в лабораторных условиях, а также образцы, вырезанные из глиняных и силикатных кирпичей промышленного производства.

Лабораторные образцы – сырцы в виде кубиков со стороной 5 см формовались пластическим способом из сырьевой смеси, содержащей 85 % легкоплавкой глины (по массе сухого вещества) и 15 % среднезернистого кварцевого песка, 96 % зерен которого имели размер от 0,06 до 1,0 мм. После сушки в естественных условиях сформованные образцы нагревались в электрической печи до максимальной температуры обжига, выдерживались при этой температуре 2 часа и затем охлаждались вместе с печью. Для обеспечения изменчивости характеристик поровой структуры керамического материала было реализовано пять вариантов обжига образцов, отличающихся либо значением скорости нагрева, либо значением максимальной температуры обжига. По каждому из пяти вариантов обжигалось по пять образцов-сырцов. Условия этого эксперимента приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Условия обжига лабораторных образцов-сырцов

Образцы	Скорость нагрева, °C/мин	Максимальная температура обжига, °C
L 1	1	850
L 2	3	850
L 3	2	950
L 4	1	1050
L 5	3	1050

После обжига для всех образцов в табличной и графической форме фиксировалась кинетика одномерного капиллярного впитывания воды (см. рис. 1), которая использовалась для определения коэффициента сорбции воды A , влагосодержания образцов в состоянии капиллярного насыщения w_k и активной пористости Φ_a .

Промышленные образцы, вырезанные из глиняных и силикатных кирпичей, имели вид параллелепипеда с усредненными размерами 58x65x250 мм. Перед отслеживанием кинетики капиллярного впитывания воды образцы сушились до постоянной массы при температуре 105 °C. Процесс капиллярного впитывания воды протекал вдоль наибольшего размера образцов, по завершении которого также определялись параметры A , w_k и Φ_a . Было испытано 4 образца глиняных кирпичей (ГК) и 4 образца силикатных кирпичей (СК).

Затем для рассмотренных образцов керамического и силикатного материалов по формуле (8) были рассчитаны значения радиусов идеальной модели r_i . При этом угол смачивания θ , как и в работах [2,9], принимался равным нулю (идеальное смачивание, при котором радиус смачиваемого капилляра и мениска совпадают), поверхностное натяжение для воды при 20 °C составляло $\sigma=0,07275 \text{ Н/м}$, а вязкость $\eta=1,002 \cdot 10^{-3} \text{ Па с}$ [9].

Далее с помощью ртутной порозиметрии для каждой серии образцов по двум пробам были определены ранее упомянутые характеристики пористой структу-

ры и в том числе значения радиусов r_v и r_k , которые сравнивались с радиусами идеальной модели. Ртутный порозиметр развивал давление до 200 МПа и позволял определять условный радиус пор от 3,6 нм до 300 нм. При использовании формулы (9) для ртути принималось: поверхностное натяжение $\sigma=0,4667$ Н/м, угол смачивания $\theta=142^\circ$.

Основные результаты выполненного исследования приведены в таблице 2. Как следует из этой таблицы, изменчивость данных, характеризующих капиллярные свойства и пористую структуру образцов, оказалась существенной. Как и ожидалось, варьирование скорости нагревания и максимальной температуры обжига для лабораторных образцов привело к изменению средних значений коэффициента A от 0,0656 до 0,1247 кг/(м²·с^{0,5}), радиусы r_v от 100 до 185 нм, а радиуса r_k – от 39 до 72 нм.

Статистический анализ данных для лабораторных образцов показал, что стандартное отклонение для средних значений коэффициента A составляет $S_A = 3,51 \cdot 10^{-3}$ кг/(м²·с^{0,5}) при степенях свободы $\nu = 20$. В рассмотренном факторном пространстве при уровне значимости $\alpha = 0,05$ установлены статически значимые линейные эффекты варьируемых факторов, которые дают основания утверждать, что коэффициент сорбции воды A увеличивается с повышением скорости нагревания от 1 до 3 °С/мин и уменьшением максимальной температуры обжига от 1050 до 850 °С. Для средних значений радиуса r_v при $\alpha = 0,05$, $S_r = 12,57$ нм и $\nu = 5$ можно признать статически значимым только линейный эффект увеличения радиуса r_v с повышением максимальной температуры обжига с 850 до 1050 °С.

Таблица 2 – Среднее значение плотности (ρ_0), коэффициента сорбции воды (A), влагосодержание материала в состоянии капиллярного насыщения (w_k), открытой пористости (P), отношения активной пористости к открытой (Φ_a / P), медиального радиуса (r_v) и гидравлического радиуса (r_k) материала и радиуса его идеальной модели (r_i), а также их соотношения (r_v / r_k , r_v / r_i , r_k / r_i)

Образцы	ρ_0 , г/см ³	A , кг/(м ² ·с ^{0,5})	w_k , кг/м ³	P	Φ_a / P	r_v , нм	r_k , нм	r_v / r_k	r_i , нм	r_v / r_i	r_k / r_i
L 1	1,88	0,0835	254	0,304	0,83	100	39	2,56	2,98	33,56	13,09
L 2	1,89	0,1069	262	0,303	0,86	108	43	2,51	4,58	23,58	9,39
L 3	1,87	0,1247	259	0,298	0,87	145	63	2,30	6,38	22,73	9,87
L 4	1,96	0,0709	204	0,273	0,75	160	64	2,50	3,32	48,19	19,28
L 5	1,98	0,0656	198	0,244	0,81	185	72	2,57	3,02	61,26	23,84
ГК	1,78	0,0650	265	0,334	0,79	178	70	2,54	1,65	107,88	42,42
СК	1,73	0,0628	258	0,316	0,82	93	23	4,04	1,63	57,06	14,11

При сравнительном анализе выяснилось, что для рассмотренных образцов отношение активной пористости Φ_a к открытой пористости P изменяется в довольно узком диапазоне – от 0,75 до 0,87. По экспериментальным данным ряда работ [13,14,15,16], полученным для различных материалов (изделия строительной керамики, природные камни, строительные растворы), отношение Φ_a / P изменяется от 0,37 до 0,98.

Следует отметить, что гидравлический радиус пор r_k оказался в несколько раз меньше медиальной оценки радиуса r_v . Для образцов керамического мате-

риала отношения r_v/r_k находится в пределах от 2,30 до 2,57, а для образцов силикатного кирпича оно достигло значения 4,04. Расчеты с использованием данных работы [7] для образцов глиняного кирпича показали, что указанное отношение изменяется в более широком диапазоне (от 1,26 до 5,38). Значения радиуса r_k от 9,34 до 42,3 раз превышает значения радиуса идеальной модели r_i . Отношение медиальной оценки радиуса пор r_v к радиусу r_i имеет более высокие значения. Как видно из таблицы 2, это отношение изменяется от 22,73 до 107,88.

Таким образом, между радиусом идеальной модели r_i , рассчитанным по формуле (8), полученной из условия совпадения кинетики капиллярного впитывания воды реальным материалом и его идеальной модели, и оценками радиуса пор материала r_v и r_k , полученными с помощью ртутной порозиметрии, наблюдается большая разница. Далее делается попытка объединить причины такой разницы и на этой основе разработать зависимость для перехода от радиуса идеальной модели r_i к гидравлическому радиусу материала r'_k , используемому при определении коэффициента капиллярного влагопереноса и определяемому из соотношения

$$r'_k = \frac{2\Phi_a}{S'_v}, \quad (11)$$

где S'_v – удельная поверхность активной пористости, м^{-1} . В настоящее время определить значение удельной поверхности S'_v не представляется возможным, поэтому следует искать другие подходы для оценки значения радиуса r'_k .

4. ОСНОВНЫЕ ФАКТОРЫ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ КАПИЛЛЯРНОЕ ВПИТЫВАНИЕ ЖИДКОСТИ, И МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАДИУСА

Начнем с рассмотрения ранее упомянутых моделей (от простой до наиболее сложной), предложенных для определения коэффициента сорбции воды A и позволяющих обсуждать некоторые факторы, учитываемые при переходе от данных ртутной порозиметрии к идеальному радиусу r_i .

В работе [7] оценена способность наиболее простой модели прогнозировать коэффициент сорбции воды A образцов глиняного кирпича. Эта модель имеет следующий вид:

$$\hat{A} = P\rho \sqrt{\frac{r_v}{\xi^2} \cdot \frac{\sigma \cos \theta}{2\eta}}, \quad (12)$$

где введено новое обозначение ξ – коэффициент извилистости капилляров, который можно определить, если при одномерном влагопереносе сквозь пористое тело толщиной L известна средняя длина траектории частицы влаги l . Тогда $\xi = l/L$.

Для определения этого коэффициента в работе [7] предложена следующая зависимость:

$$\xi = \frac{r_v \cdot S_v}{2P}, \quad (13)$$

где S_v – удельная поверхность открытых пор, м^{-1} .

Отметим, что с учётом формулы (10) зависимость (13) примет вид:

$$\xi = r_v / r_k. \quad (14)$$

Следовательно, отношение r_v/r_k , представлено в таблице 2, в соответствии с работой [7] оценивает извилистость капилляров открытой пористости P .

При расчётах по формуле (12) использовалось среднее опытное значение угла смачивания, которое для испытываемых образцов керамического материала составляло $\theta = 87^\circ$. Было принято, что при температуре 20°C физические свойства воды имели следующие значения: $\rho = 998 \text{ кг/м}^3$; $\sigma = 72,7 \cdot 10^{-3} \text{ Н/м}$; $\eta = 1 \cdot 10^{-3} \text{ Па}\cdot\text{с}$. В этом случае формула (12) могла бы достаточно точно прогнозировать опытное значение коэффициента A , если бы соотношение $r_v \cdot \cos\theta / \xi^2$ имело значение, близкое, радиусу идеальной модели r_i .

Расчёты показали, что несмотря на низкую смачиваемость керамической поверхности ($\cos\theta = 0,0523$) и довольно высокие значения коэффициента извилистости ($1,3 \leq \xi \leq 5,4$), значения коэффициента сорбции воды \hat{A} , найденные по формуле (12), превышают опытное значение A в среднем в 4,72 раза. Это означает, что в формуле (12) значения геометрических параметров пористой структуры и физических свойств перемещающейся в ней воды нуждаются в корректировке. Отметим, что в формуле (12) вместо открытой пористости P следует использовать активную пористость Φ_a ($P > \Phi_a$). Большие сомнения вызывает использование радиуса r_v . По данным работы [17], возможны коррективы вязкости воды η , перемещающейся в мелких капиллярах.

Более сложная модель, которую в работе [2] предлагают использовать для прогнозирования коэффициента сорбции воды природных камней, имеет вид:

$$\hat{A} = Pp \sqrt{\frac{r_{eff} \cdot \delta}{\xi^2} \cdot \frac{\sigma \cos\theta}{2\eta}} \quad (15)$$

Здесь введены новые обозначения:

r_{eff} – эффективный радиус пор,

δ – фактор формы пор.

При расчётах по формуле (15) авторы работы принимали: $\xi = 1,73$ и $\cos\theta = 1$. В таком случае после замены открытой пористости P на активную Φ_a точность предсказания коэффициента сорбции по формуле (15) зависит от того, насколько значение отношения $r_{eff} \cdot \delta / \xi^2$ близко значению радиуса r_i , определяемому по формуле (8).

Фактор формы δ капилляра не круглого поперечного сечения определяется путём делением его гидравлического радиуса на гидравлический радиус капилляра круглого поперечного сечения. При этом сравнимые капилляры имеют одинаковые площади поперечных сечений и топологические свойства их форм. В результате, например, для капилляра квадратного поперечного сечения $\delta = 0,89$, для капилляра поперечного сечения в виде плоского овала с отношения большего размера к меньшему, равному 9, имеем $\delta = 0,55$ и т.д. В качестве недостатка отметим, что определение фактора формы связано с длительными и трудоёмкими измерениями. По нашему мнению, введение фактора формы δ в зависимость (15) недостаточно обосновано, так как при использовании данных ртутной порозиметрии учитывается расчётами по формуле (9) (капилляр произвольной формы поперечного сечения приводится к капилляру кругового сечения). Правильнее было бы учитывать эффект «сужения-расширения» капилляра на пути движения жидкости, который рассматривается, например, в работах [18,19] и приводит к заметному уменьшению коэффициента сорбции воды A .

Эффективный радиус r_{eff} определяется из условия, полученного с помощью приближенной эффективной среды (ЕМА),

$$\sum_{j=1}^N \frac{g_{eff}(r_{eff}) - g_j(r_j)}{g_j(r_j) + [(z/2) - 1] g_{eff}(r_{eff})} = 0, \quad (16)$$

где N – общее число круглых цилиндрических капилляров,

$g_j(r_j)$ – гидравлическая проводимость j -го капилляра радиуса r_j , значение которой пропорционально r_j^4 ,

z – среднее пространственное координационное число (англ. – spatial average coordination number), которое характеризует топологию порового пространства и может принимать значение из диапазона $2 \leq z \leq \infty$.

При заданном числе z из уравнения (16) с помощью итерационного метода Ньютона находится эффективная гидравлическая проводимость пористой среды $g_{eff}(r_{eff})$ и определяется эффективный радиус r_{eff} . Для образцов керамического материала $L1$, $L3$ и $L4$ нами с использованием формулы (16) при $z = 2$ были определены эффективные радиусы. В результате для образца $L1$ получим $r_{eff}(z = 2) = 33,06$ нм, для образца $L3$ – $r_{eff}(z = 2) = 39,57$ нм, для образца $L4$ – $r_{eff}(z = 2) = 37,74$ нм. Эти значения в среднем на 34% оказались меньше опытных значений гидравлического радиуса r_k (см. таблицу 2). При корректировке эффективного радиуса с учётом только коэффициента извилистости ξ , найденного по формуле (14), значение $r_{eff}(z = 2)/\xi^2$ оказалось больше радиуса r_i , вычисленного по формуле (8) при $\cos \theta = 1,0$, а при $\cos \theta = 0,5$ – меньше.

Расчёты, выполненные в работе [2] для природных камней, показывают, что для одного и того же образца радиус $r_{eff}(z = \infty)$ превышает радиус $r_{eff}(z = 2)$ до 1000 раз. В результате верхняя граница диапазона изменения этого радиуса значительно превышает значение радиуса r_v , а нижняя граница может приближаться к значению радиуса r_i . Поэтому точность прогнозирования коэффициента сорбции воды A и гидравлического радиуса r_k в первую очередь будет зависеть от того, насколько правильно будет задано значение числа z . Для конкретного материала без специального исследования задать правильно число z не просто. Отмечается [2], что при $z = 6$ найденное значение $r_{eff}(z = 6)$ достаточно точно предсказывает значение радиуса r_v , определенного с помощью ртутной порозиметрии. При $r_{eff}(z = 6)$ коэффициент сорбции воды \bar{A} , найденный по формуле (15), в среднем в 18,22 раза превышает опытные значения, а при $r_{eff}(z = \infty)$ в 35,93 раза. Даже при $r_{eff}(z = 2)$ это превышение составляет 1,61 раза. Последнее в какой-то мере можно объяснить тем, что при расчётах по формуле (15) принималось слишком низкое значение коэффициента $\xi = 1,73$ и угла смачивания $\theta = 0^\circ$. Следует уточнить эти значения.

Для природных камней, рассмотренных в работе [2], значение открытой пористости P изменялись от 0,064 до 0,298, а значения активной пористости Φ_a находились в пределах от 0,062 до 0,165. Если воспользоваться зависимостями для определения коэффициента извилистости ξ , предложенными в работах [7,20], то оказывается, что при упомянутых значениях P или Φ_a значения ко-

ээффициента ξ будут превышать 2,5. Как показано в работе [17], краевой угол смачивания θ значительно больше нуля из-за наличия сорбционной плёнки на смачиваемой поверхности материала. По данным работы [9], для песчаника угол θ можно принимать равным 55° . После уточнения значения ξ и θ коэффициент \tilde{A} , определённый по формуле (15) при $r_{eff}(z=2)$, в среднем окажется меньше опытных значений.

Следует также учитывать изменение вязкости воды перемещающихся в мелких капиллярах. Эти изменения можно оценить, воспользовавшись эмпирической формулой из работы [17],

$$\eta(r) = \eta_0(1 + 6,3 \cdot 10^{-7} \cdot r^{-0,79}), \quad (17)$$

где η_0 – вязкость объёмной воды, Па·с.

Расчёты по этой формуле показывают, что вязкость воды в капилляре радиуса $r = 3$ нм в 4,4 раза больше вязкости объёмной воды, при $r = 10$ нм в 2,3 раза, при $r = 1$ мкм в 1,03 раза и при $r > 1$ мкм влияние радиуса капилляра на вязкость воды отсутствует.

Экспериментами при постоянной температуре окружающего воздуха ($t = 26,5^\circ\text{C}$) показано [21], что при капиллярном впитывании воды образцами сухого газобетона (начальная температура образца и воды была равна $t_n = 26,5^\circ\text{C}$) перед фронтом жидкой влаги движется водяной пар, который сорбируется стенками пор, что приводит к выделению тепла и повышению температуры материала. В движущемся тепловом фронте температура повышалась примерно на 10°C . Очевидно, что с повышением температуры вязкость η и поверхностное натяжение σ воды уменьшаются, и этот эффект нужно учитывать при расчётах капиллярного впитывания воды.

Таким образом, при переходе от гидравлического радиуса идеальной модели r_i к гидравлическому радиусу капиллярно-пористого материала r'_k , трактуемому формулой (11), необходимо учитывать извилистость капилляров материала (коэффициент ξ), эффект «сужения-расширения» капилляров (коэффициент K_{SR}), эффект повышения температуры, связанный с сорбцией водяного пара (коэффициент K_T), эффект изменения вязкости воды в зависимости от гидравлического радиуса материала (коэффициент K_η) и фактический косинус угла смачивания ($\cos\theta < 1$).

Тогда соотношение для перехода от радиуса r_i к радиусу r'_k примет вид:

$$r'_k = \frac{r_i}{\cos\theta} \xi^2 \cdot \frac{K_\eta}{K_{SR} K_T}. \quad (18)$$

Остаётся количественно оценить величины, входящие в правую часть этого соотношения.

Гидравлический радиус идеальной модели r_i определяется по формуле (8) при $\cos\theta = 1$.

Коэффициент извилистости капилляров ξ можно найти по формуле, предложенной нами в работе [20]:

$$\xi = \Phi_a \left\{ \frac{1}{2} + \sin \left[\frac{\arcsin(2\Phi_a - 1)}{3} \right] \right\}^{-1}. \quad (19)$$

Для рассматриваемых стеновых материалов угол смачивания может достигать значения $\theta = 55^\circ$ ($\cos 55^\circ = 0,5736$). В таком случае можно принять $\cos \theta = 0,6$ ($\theta = 53^\circ 10'$).

При определении коэффициента K_T , учитывающего эффект повышения температуры в результате сорбционных процессов, принималось, что повышение температуры происходит от 20 до 30°C. При температуре 20°C для воды, по данным работы [9], имеем соотношение $\sigma_1/\eta_1 = 72,6$ м/с, а при температуре 30°C имеем $\sigma_2/\eta_2 = 90,24$ м/с. Тогда искомый коэффициент равен:

$$K_T = \frac{\sigma_2}{\eta_2} \cdot \frac{\eta_1}{\sigma_1} = \frac{90,24}{72,6} = 1,24. \quad (20)$$

Для определения коэффициента K_{SR} , учитывающего эффект сужения и расширения капилляра на его длине, использовались результаты компьютерной имитации (симуляции), представленные в работе [19]. В ней рассмотрено впитывание влаги вертикальными трещинами, значение просвета которых по высоте являлось случайной величиной характеризуемой одинаковым средним значением $b = 0,1$ мм и различными среднеквадратическими отклонениями σ ($\sigma = 0; 0,1b; 0,2b;$ и $0,3b$). Отметим, что согласно формуле (10) или (11) просвет трещины равен гидравлическому радиусу.

В работе [19] для каждого значения σ по данным вычислительного эксперимента были построены кривые кинстики впитывания влаги. По этим кривым нами были определены коэффициенты сорбции воды: $A_0(\sigma = 0) = 12,65$; $A_1(\sigma = 0,1b) = 12,01$; $A_2(\sigma = 0,2b) = 10,40$ и $A_3(\sigma = 0,3b) = 7,59$ кг/(м² · с^{0,5}). Затем вычислены отношения A_i/A_0 ($i = 0,1,2,3$), после аппроксимации которых получили соотношение

$$A/A_0 = 1 - 4,5 \left(\frac{\sigma}{b} \right)^2. \quad (21)$$

Из формулы (15) видно, что коэффициент формы δ ка и коэффициент K_{SR} пропорциональны значению A^2 . В результате зависимость для определения коэффициента K_{SR} имеет вид

$$K_{SR} = \left[1 - 4,5 \left(\frac{\sigma}{b} \right)^2 \right]^2. \quad (22)$$

Для дальнейших расчётов из диапазона $1,0 \geq \frac{A_i}{A_0} \geq 0,598$ ($i = 0,1,2,3$) было принято значение $A/A_0 = 0,8$. Тогда с учётом формул (21) и (22) получим

$$K_{SR} = 0,64. \quad (23)$$

В этом случае среднеквадратическое отклонение равно $\sigma = 0,21b$, а значение коэффициента $K_{SR} = 0,64$ немного превышает значение коэффициента формы для природных камней [2].

Коэффициент K_η , учитывающий изменение вязкости воды в зависимости от значения радиус капилляра, вычисляется с учётом формулы (17). Тогда получаем соотношение

$$K_{\eta} = \eta(r) / \eta_0 = 1 + 6,3 \cdot 10^{-7} (r_k^*)^{-0,79}, \quad (24)$$

где r_k^* определяется по формуле (18) при $K_{\eta} = 1$.

Таким образом, сейчас имеется возможность без дорогостоящей аппаратуры, сложных и трудоёмких экспериментов и вычислений довольно просто определить гидравлический радиус рассмотренных строительных материалов при капиллярном впитывании воды. Предлагаемый метод можно использовать и для других капиллярно-пористых материалов.

Для рассмотренных образцов керамического и силикатного материалов по предлагаемому методу были вычислены значения радиуса r_k' , учитывающего активную пористость. В таблице 3 приведены значения величин, входящих в правую часть формулы (18), и вычисленные для них значения гидравлического радиуса r_k' .

При сравнении значений радиуса r_k' со значениями гидравлического радиуса r_k , приведенными в таблице 2 и найденными с помощью ртутной порозиметрии, обнаруживается близость этих значений. Оказалось, что среднее значение радиусов r_k' на 7,2% превышает среднее значение радиусов r_k . Следует отметить, что разница между значениями радиусов r_k' и r_k безусловно должна быть, так как радиус r_k' характеризует пористую структуру материала в направлении и границах реального потока жидкости, а радиус r_k характеризует общую пористость материала в направлении наименьшего сопротивления вдавливанию ртути.

Таблица 3 – Значения величин, входящих в правую часть формулы (18) и вычисленные по ним значения гидравлического радиуса r_k' .

Образец	r_i , мм	$\cos \theta$	ξ	K_T	K_{SR}	K_{η}	r_k' , мм
L 1	2,98	0,6	2,38	1,24	0,64	1,49	52,83
L 2	4,58	0,6	2,36	1,24	0,64	1,34	71,82
L 3	6,38	0,6	2,37	1,24	0,64	1,26	94,85
L 4	3,32	0,6	2,44	1,24	0,64	1,43	59,37
L 5	3,02	0,6	2,45	1,24	0,64	1,46	55,60
ГК	1,66	0,6	2,36	1,24	0,64	1,77	34,37
СК	1,63	0,6	2,37	1,24	0,64	1,78	34,23

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате выполненного исследования установлено, что с помощью существующих зависимостей, использующих данные ртутной порозиметрии, трудно получить достаточно точное описание кинетики капиллярного впитывания жидкости пористыми материалами. Получена зависимость для определения гидравлического радиуса идеальной модели (пористость материала представлена в виде пучка параллельных трубок одинакового радиуса), при котором кинетика одномерного капиллярного впитывания воды исследуемым материалом и его идеальной модели совпадают. Показано, что при описании кинетики впитывания жидкости сухим капиллярно-пористым материалом нужно учитывать не только особенности поровой структуры материала и его смачиваемость, но и изменение физических свойств жидкости, перемещающейся в этой пористой среде. На этой основе разработан метод определения гидравлического радиуса капиллярно-пористых стеновых строительных материалов, не требующий дорогостоящей аппаратуры, сложных и трудоёмких экспериментов и вычислительных процедур. При этом точность получаемого решения не уступает точности существующих методов.

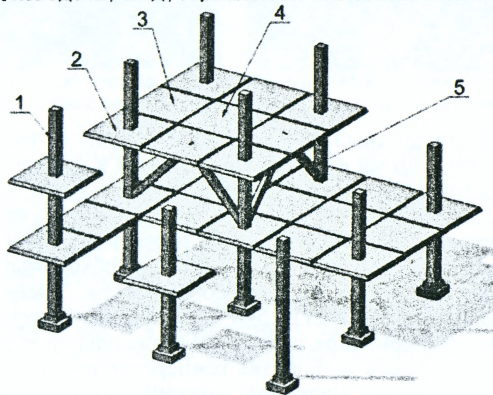
СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Washburn, E.W. Dynamics of capillary flow/E.W.Washburn// *Phys. Review.* – 1921. Vol 17.
2. Benavente, D. Predicting the Capillary Imbibition of Porous Rocks from Microstructure / D. Benavente, P.Lock, M.Angeles Garcia del Cura, S.Ordenez//*Transport in Porous Media.* – 2002. – №49. – P. 59-76.
3. Cai, J.A Discussio of Effect of Tortuosity on the Capillary Imbibition in Porous Media/ J. Cai, B.Yu//*Transport in Porous Media.* – 2011. – №89. – P. 251-263.
4. Гурьев, В.В. Тепловая изоляция в промышленности. Теория и расчёт/ В.В.Гурьса, В.С.Жолудов, В.Г.Петров-Денисов – М.: Стройиздат, 2003. – 416 с.
5. Дульнев, Г.Н. Процессы переноса в неоднородных средах/ Г.Н.Дульнев, В.В.Новиков. – Л.: Энергоатомиздат, 1991. – 247с.
6. Kubik, J. Przepływ wilgoci w materiałach budowlanych/ J.Kubik// *Politechnika Opolska.* – Opole, 2000.
7. Raimondo, M. Predicting the initial rate of water absorbtion in clay brich/ M.Raimondo, M.Dondi, D.Gardini, G.Guarini, F.Mazzanti// *Construction and Building Materials.* – 2009. – №23. – P.2623 – 2630.
8. Ciepłno – wilgotnościowe właściwości użytkowe budynków i materiałów budowlanych. Wielkości fizyczne dotyczące przenoszenia masy. Słownik: PN – ENISO9346:2009
9. Janz, M. Methods of measuring the moisture diffusivity at high moisture levels/ M. Janz – Lund: Division of Building Materials. – Report TVBM – 3076. – 1997. – 76p.
10. Nikitsin, V. Wpływ parametrow procesu wypalana na wzkniki podciągania kapilarnego wog w tworzywach ceramicznych/ V. Nikitsin, B.Backiel-Brzozowska, M.Boltryk// *Ceramica/Ceramics.* – 2005. – Vol.91. – S.1223 – 1230.
11. Künzel, H.M. Simultaneous heat and moisture transport in building components. One-and two-dimensional calculation using simple parameters/ H.M. Künzel// *Fraunhofer IRB Verlag.* – Stuttgart, 1995. – 65 s.
12. Nikitsin, V.I. Methods of determination of liquid transfer coefficient in building materials / V.I. Nikitsin, B.Backiel-Brzozowska// *International Journal of Heat and Mass Transfer.* – 2012. – №55. – P. 4318 – 4322.
13. Cultrone, G. Influence of mineralogy and firing temperature on the porosity of bricks/ G. Cultrone, E.Sebastian, K.Elert, M.Jose de la Torre, O.Cazalla, C.Rodriques-Navarra// *Journal of European Ceramic Society.* – 2004. – №24. – P. 547 – 564.
14. Karaglou, M. Capillary rise kinetics of same building materials/ M. Karaglou, A.Moropoulou, A.Giakoumaki, M.K.Krokida// *Journal of colloid and interface science.* – 2005. – №284. – P. 260 – 264.
15. Kičaitė, A. Structure and destruction of processes of building ceramic products/ A. Kičaitė, R.Mačiulaitis, J.Malaiškėnė, G.Kudabiėnė – *Modern Building Materials. Structures and Techniques, Paper of the 9-th International Conference.* Maj 16-18, 2007. – Vilnius, Lithuania.
16. Roels, S. Modelling unsaturated moisture transport in heterogeneous limestone/ S. Roels. – *Katholik Universiteit Toegaste Wetenschappen Arebergkaseel, B – 3001 Lenven (Belgium).* – 2000. – 21 lp.
17. Афонин, А.В. Вычисление поропроницаемости капиллярно-пористых материалов с учётом течения плёнок и конденсата/ А.В. Афонин, В.И. Никитин// *Вестник БрГТУ.* – 2003. – №1. Стр-во и архитектура. – С. 34 – 40.
18. Shen, L. Critical review of the impact of tortuosity on diffusion/L. Shen, Z.Chen// *Chemical Engineering Science.* – 2007. – №62. – P. 3748 – 3755.
19. Roels, S. Measuring and simulating moisture uptake in a fractured porous medium/ S. Roels, K.Vandersteen, J.Carmieliet// *Advances in Water Resources.* – 2003. – №26. – P. 237 – 246.
20. Nikitsin, V.I. Determination of capillary tortuosity coefficient in calculations of moisture transfer in building materials/ V.I. Nikitsin, B.Backiel-Brzozowska// *International Journal of Heat and Mass Transfer.* – 2013. – №56. – P.30 – 34.
21. Низовцев, М.И. Распространение теплового фронта при капиллярной пропитке пористых материалов/ М.И. Низовцев, А.Н. Стерлягов, В.И. Терехов// *Ползуновский вестник.* – 2010. – №1 – С. 39 – 43.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ БЕСКАПИТЕЛЬНО-БЕЗБАЛОЧНОЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ ДОСТУПНОГО ЖИЛЬЯ

На данном этапе развития жилищного строительства в Украине наиболее актуальными являются проблемы обеспечения населения доступным жильем и повышения энергоэффективности зданий. Ведь в зданиях, преимущественно возведенных на основе стеновых конструктивных систем, стоимость 1 м² жилья значительно превышает покупательную способность средних по материальному достатку слоев населения [1–3]. Причин существования названных проблем достаточно много. Среди основных можно отметить все еще высокую трудоемкость строительных работ, низкий уровень механизации технологических процессов строительного производства, часто недостаточную этажность зданий, значительную материалоемкость и несовершенство устройства внешних стен, выполняющих одновременно функции ограждающих и несущих конструкций.

Решение названных проблем возможно за счет усовершенствования технологии строительства жилых зданий на основе применения новых конструктивных систем, среди которых наиболее привлекательным является индустриальный бескапительно-безбалочный каркас с минимальным количеством типоразмеров сборных конструкций (рис. 1). По своей сути каркас представляет плоские железобетонные перекрытия, непосредственно соединенные с колоннами за счет прогрессивных решений их стыков без использования капителей. Использование такого каркаса позволяет расширить возможности планировочных решений помещений, а также дает свободу в выборе материала ограждающих конструкций. Поскольку отдельные элементы пространственного каркаса имеют максимальную заводскую готовность и их сочетание между собой предусматривает минимальный объем работ по замоноличиванию монтажных промежутков, то применение данной конструктивной системы – также один из путей реанимации заводов по производству индустриальных железобетонных конструкций.



1 – колонна; 2 – надколонная плита; 3 – межколонная плита; 4 – средняя плита;
5 – элемент жесткости

Рисунок 1 – Схема бескапительно-безбалочного каркаса жилого здания

Как показывает анализ работ по вопросу решения проблемы обеспечения населения доступным жильем, эффективнее всего его можно решить за счет внедрения инновационных строительных конструкций, среди которых особенного внимания заслуживает направление дальнейшего совершенствования предложений, рассмотренных в работах [4–8]. Пути достижения поставленных задач в отношении индустриального бескапитально-безбалочного каркаса зданий рассматриваются в публикациях сотрудников кафедры железобетонных и каменных конструкций и сопротивления материалов ПолНТУ [9–13], которая одной из первых в Украине в сотрудничестве с проектным институтом градостроения «Горстройпроект» способствовала внедрению данной конструктивной системы в жилищное строительство г. Полтава.

В 2008 году на основе разработок ПолНТУ и института градостроения «Горстройпроект» впервые в г. Полтава были возведены здания под социальное жилье (рис. 2), а также здания другого назначения.

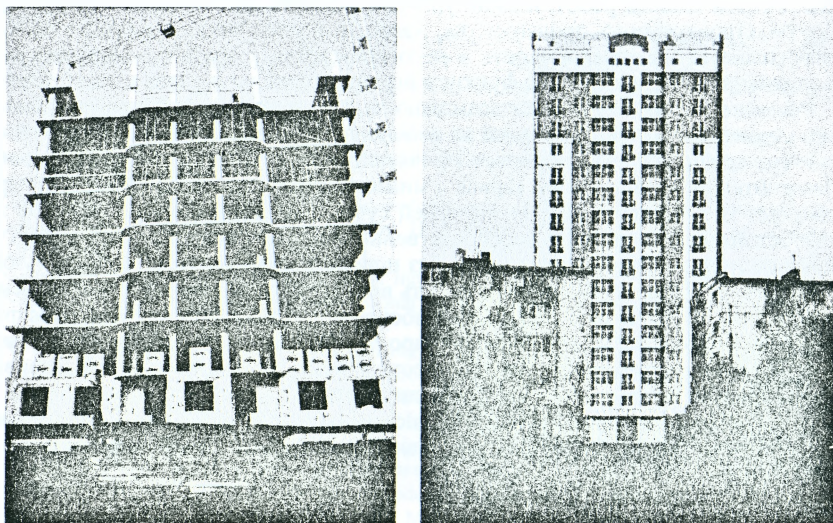


Рисунок 2 – Общий вид жилых 16-этажных зданий бескапитально-безбалочной каркасной конструктивной системы в г. Полтава в процессе возведения и перед вводом в эксплуатацию

Бескапитально-безбалочный каркас, примененный в построенных зданиях, характеризуется присущими ему преимуществами в архитектурно-планировочных и конструктивных решениях в сравнении со зданиями, которые строятся на основе стеновых конструктивных систем – традиционными крупноблочными, панельными, из кирпича. Абсолютно плоские перекрытия позволяют отказаться от устройства дорогостоящих подшивных потолков, необходимых по гигиеническим, эстетическим или другим техническим соображениям. Уменьшенный строительный габарит перекрытия позволяет на 5–8 % уменьшить кубатуру здания.

Применение вдоль периметра перекрытия консольной его части, делает возможным решение вопросов устройства температурно-усадочных швов, примыканий к соседним зданиям, балконов, лоджий и солнцезащитных элементов. Консольная часть перекрытия вдоль его периметра кроме удобств при решении технических задач, позволяет также придавать каждому зданию неповторимую архитектурную форму.

Сравнительный анализ бескапитально-безбалочной конструктивной системы (ББКС) с другими наиболее используемыми в жилищном строительстве системами (табл. 1) свидетельствует о целесообразности ее использования в практике строительства.

Таблица 1 –Технико-экономические показатели каркасных конструктивных систем зданий

Показатель	Конструктивные системы						
	ББКС	«АРКОС» [14]	«Сарет» [14]	«КАЗАНЬ – ХХI» [15]	Монолит [16]	Ж/Д КПД [16]	«СОЧИ» [17]
Расход стали на м ² перекрытия	18,0 кг/м ²	11,6 кг/м ²	17,0 кг/м ²	14,8 кг/м ²	20,2 кг/м ²	14,6 кг/м ²	27,0 кг/м ²
Расход бетона на м ² перекрытия	0,16 м ³ /м ²	0,17 м ³ /м ²	0,20 м ³ /м ²	0,20 м ³ /м ²	0,28 м ³ /м ²	0,142 м ³ /м ²	0,20 м ³ /м ²
Толщина перекрытия	160 мм	200 мм	174 мм	142 мм	160 мм	142 мм	200 мм
Сетка колонн	6х6 м	8,4х8,4 м	6х6 м	9х9 м	–	6х6 м	6,3х6,3 м
Арх. - план. решение	свободное	свободное	свободное	свободное	свободное	свободное	свободное
Срок монтажа 12-ти этажей	3 мес.	3 мес.	12 мес.	6 мес.	12 мес.	12 мес.	6 мес.

Конструкция бескапитально-безбалочного каркаса разработана для возведения зданий высотой 16 этажей в районах с сейсмической активностью до 9 баллов. Каркас быстро монтируется и обладает значительной простотой при изготовлении отдельных элементов. Составляющие элементы каркаса имеют простую геометрическую форму и ограниченное количество типоразмеров, что существенно облегчает его освоение.

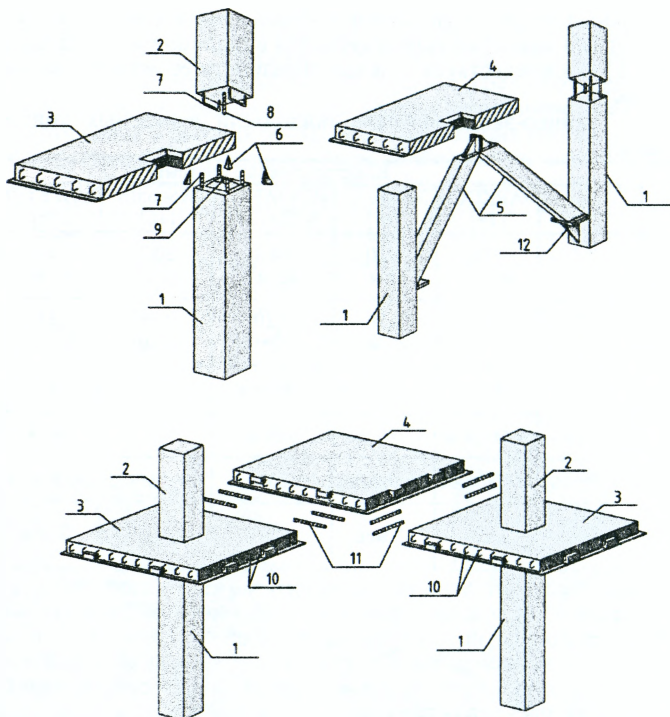
Междуэтажные перекрытия (рис. 1) состоят из трех типов сборных железобетонных плит: надколонных (2), межколонных (3) и средних (4). Номинальные размеры всех этих плит, с целью унификации опалубки, одинаковые – 3000×3000 мм.

Пространственная жесткость и стойкость такого каркаса здания обеспечивается главным образом за счет жесткого (рамного) соединения дисков перекрытия с колоннами в уровне каждого этажа, а также соединения перекрытия и колонн между собой связями (железобетонными подкосами; железобетонными диафрагмами жесткости). Вертикальными несущими элементами каркаса являются сборные железобетонные колонны и частично железобетонные диафрагмы жесткости.

Надколонные плиты (3) крепятся (рис. 3) с помощью приваривания соединительных уголков (6) к заложенным в плитах обечайкам и к арматуре колонны (7), а монтажные промежутки между колонной и обечайкой заполняются высокопрочным мелкозернистым бетоном. При этом в промежутках между гранями колонн и обечайек образуются бетонные шпонки.

Межколонные и средние плиты монтируются в проектное положение «насухо» с помощью железобетонных монтажных устройств и инвентарных стоек. Промежутки между торцами плит с арматурными выпусками в виде петлевых соединений (10), равно как и в соединениях надколонных плит с колоннами, замоноличиваются высокопрочным мелкозернистым бетоном для образования шпонок (рис. 3).

Для устройства элементов жесткости (Л-связей) (5) на соседних колоннах монтируются специальные опорные столики (12), а в межколонной плите устраивается отверстие (рис. 3).



1 – колонна нижнего яруса; 2 – колонна верхнего яруса; 3 – надколонная плита;
 4 – межколонная плита; 5 – Л-связь; 6 – соединительные уголки; 7 – рабочая арматура
 колонны; 8 – монтажный стержень; 9 – монтажный патрубок; 10 – петлевые выпуски
 арматуры; 11 – арматура соединения плит; 12 – опорный столик для монтажа Л-связи
 Рисунок 3 – Основные стыки элементов бескапитально-безбалочной конструктивной системы

С целью усовершенствования каркаса было предложено [11] вместо сжато-растянутых связей-раскосов использовать вертикальные плоские элементы, которые выполняют функции диафрагм жесткости и разгружают колонны, воспринимая часть вертикальных нагрузок, а также повышают эксплуатационные качества здания за счет обеспечения совместной работы каркаса с фундаментом и основанием.

Номенклатура изделий индустриального железобетонного каркаса многоэтажного жилого здания дополнена элементами лестницы, которые состоят из Z-подобных маршей и опорных балок.

Внешние стены устраиваются непосредственно на перекрытиях автономно в пределах каждого этажа. Для их выполнения предусмотрено использовать легкие теплоэффективные материалы.

Конструирование каркаса выполнено по данным статического расчета пространственного каркаса как рамно-связевая система здания. Внутренние усилия в элементах каркаса подсчитывались с помощью программного комплекса «SCAD», который базируется на использовании метода пространственных конечных элементов. Задача решалась для случая как линейной, так и нелинейной работы материалов несущих конструкций пространственного каркаса и грунтовой основы.

Как показали исследования, рамную конструкцию каркаса можно рассчитывать также простыми инженерными методами. При этом пространственный каркас на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок можно расчленять в двух взаимно перпендикулярных направлениях на плоские рамы. В таких расчетах плоские рамы состоят из стоек, которыми служат колонны, и ригелей, в качестве которых служат плиты шириной, равной шагу колонн перпендикулярного направления. Вертикальные нагрузки передаются на колонны и условные ригели, горизонтальные нагрузки воспринимаются только элементами жесткости – диафрагмами.

По полученным усилиям подбиралось необходимое количество арматуры в колоннах и плитах. При этом толщина сборных плит была принята 160 мм и по периметру предусмотрены выступы для монтажа межколонных и средних плит, колонны всех этажей по размерам поперечного сечения принимались 400×400 мм и по длине были двухъярусными.

Для колонн применена арматура класса А500С. В плитах кроме стержневой арматуры класса А500С, использовалась проволока класса Вр-І. В плитах, армирование осуществлялось в виде сеток таким образом: в надколонной плите в растянутой зоне количество стержней в каждом направлении составляло $16\varnothing 14$ (по всей плоскости) + $12\varnothing 14$ (в средней части), сжатая зона армировалась проволокой класса Вр-І в количестве $20\varnothing 4$ (рис. 4); в межколонной плите в растянутой зоне количество стержней составляло $13\varnothing 10$ (по всей плоскости) + $8\varnothing 10$ (в средней части), сжатая зона армировалась проволокой Вр-І в количестве $11\varnothing 4$; средняя плита в растянутой зоне армирована $12\varnothing 8$ (по всей плоскости) + $7\varnothing 8$ (в средней части), сжатая зона запроектирована без арматуры.

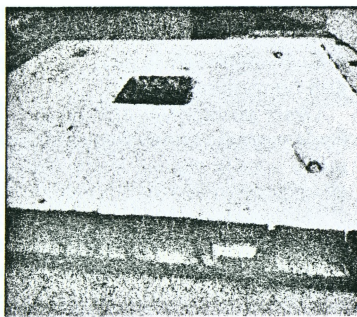
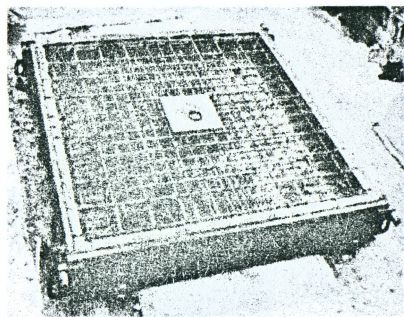
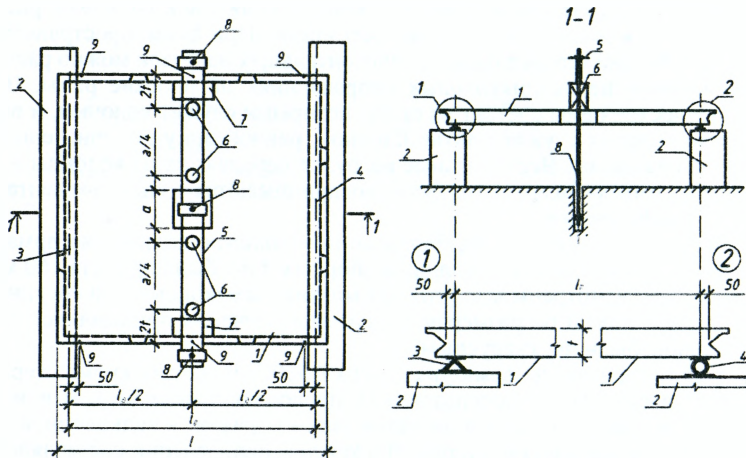


Рисунок 4 – Расположение арматуры надколонной плиты в опалубке и общий вид надколонной плиты после бетонирования

На запроектированные к использованию в каркасе здания элементы разработаны технические условия. Испытание их качественных характеристик осуществлено в лабораторных условиях кафедры железобетонных и каменных конструкций и сопротивления материалов ПолтНТУ. При этом для каждого из элементов, то есть колонн, плит и лестничных маршей были разработаны отдельные расчетные схемы и изготовлено специальное испытательное оборудование. Например, надколонная плита испытывалась по расчетной схеме, в которой она являет собой составную часть ригеля плоской рамы в пределах по 1500 мм в каждую сторону от колонны (рис. 5). Загружение осуществлялось гидравлическими домкратами (6) мощностью 50 т каждый с помощью насосной станции.



1 – надколонная плита; 2 – опорные элементы; 3 – шарнирно-неподвижная опора; 4 – шарнирно-подвижная опора; 5 – трюверса; 6 – гидравлические домкраты; 7 – временные опоры для трюверсы; 8 – тяжи; 9 – точки измерения перемещений
Рисунок 5 – Схема испытания надколонных плит

По результатам исследований конструкций бескапительно-безбалочного каркаса определена номенклатура контролируемых показателей качества железобетонных изделий, разработаны и реализованные технические условия на изделия, проведены приемные и квалификационные испытания сборных конструкций. Выполненные разработки реализованы при строительстве 16-этажных зданий доступного жилья.

Опыт возведения зданий в г. Полтава показал, что применение бескапительно-безбалочной индустриальной конструктивной системы позволяет повысить этажность жилых зданий и тем самым увеличить площадь жилья с ощутимой экономией площади участка строительства в условиях ограниченной городской застройки.

Использование каркаса, как основной несущей конструкции здания, дает широкие возможности для выбора материалов внешних стен, а также позволяет расширить возможности индивидуальных архитектурных решений фасада здания.

Внедрение бескапительно-безбалочного каркаса также способствует быстрой организации строительства при небольших капиталовложениях, дает возможность осуществлять возведение жилых зданий независимо от времени года и погодных условий.

За счет уменьшения материалоемкости конструкций, а также использования современных утеплителей и увеличения уровня заводской готовности конструкций значительно снижается стоимость и сокращаются сроки строительства объектов, что влечет за собой удешевление 1 м² жилья и повышение доступности его приобретения для населения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Цвтов Олександр. Будівництво: традиційне чи інноваційне / Олександр Цвтов // Вечірна Полтава. – 2008. – № 27. – С. 6.
2. Москаленко, М. Будинки, побудовані за системою КУБ-2.5, здатні забезпечити споживачів доступним і, головне, якісним житлом / Марія Москаленко // Вечірна Полтава. – 2010. – № 49 (929). – С. 2.

3. Ключко, О. Переживаючи економічну кризу, «Полтавабудінвест» розробляє нові технології, що здешевлюють будівництво на третину, і зводять сейсмостійкі багатоповерхівки / О. Ключко // *Вечірня Полтава*. – 2009. – № 7 (834). – С. 5.
4. Blekey, F.A. Towards an Australian structural form – the flat plate / F.A. Blekey // *Architecture in Australia*. – 1965. – P. 115–127.
5. Stasio, J.Di. Flat plate rigid frame design of low coshosing project in Newark and Atlantik Citi / F.A. Blekey // N. J. Proc. American Concrete Institute. – 1941. – Vol. 37. – P. 309–324.
6. Коузн, Г.Дж. Строительная наука XIX–XX вв.: Проектирование сооружений и систем инженерного оборудования / Генри Дж. Коузн; пер. с англ. В.А. Коссаковского; под ред. Л.Ш. Климиника. – М.: Стройиздат, 1982. – 359 с., ил.; перевод. изд.: Science and Building.: Structural and environmental design in the nineteenth and twentieth centuries. – A Wiley-Interscience Publication John Wiley & Sons, New York London Sydney Toronto.
7. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий: рабочий проект: в 9-ти выпусках / Фирма «КУБ» СП «ИНЭКС», Научно-проектно-строительное объединение монолитного домостроения. – М.: НСПО «МОНОЛИТ», 1990.
8. Пецольд, Т. Жилые дома нового поколения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ais.by/users/pecold>.
9. Пат. 75554 Україна, МПК E04B 5/43. Спосіб улаштування стику колон та надколонних плит уніфікованої системи збірно-монолітного безригельного каркаса / А.М. Павліков, А.В. Гасенко, С.С. Жарий // Заявка. – №u201204830; заявл. 17.04.2012; опубл. 10.12.2012.
10. Пат. 91267 Україна, МПК E04B 1/04. Спосіб з'єднання залізобетонних панелей діафрагм жорсткості в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи / А.М. Павліков, Т.Ю. Качан, Д.Ф. Федоров // Заявка. – № u201401180; заявл. 07.02.2014; опубл. 25.06.2014.
11. Пат. 93195 Україна, МПК E04B 1/18. Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла / А.М. Павліков, О.В. Гарькава, Д.Ф. Федоров, Г.Г. Фаренюк, Б.М. Петтер, Ж.М. Бовкун // Заявка. – № u201402958; заявл. 24.03.2014; опубл. 25.09.2014.
12. Микитенко, С.М. Аналіз основних розрахункових положень збірно-монолітного безбалкового безкапітельного каркаса / С.М. Микитенко // *Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць*. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(39). – Т. 1 – С. 171–178.
13. Довженко, О.О. Збірно-монолітна конструктивна система «КУБ-2,5» під соціальне житло в Україні: з'єднання колони з перекриттям / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, А.Г. Грищенко // *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*. – Рівне: НУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 301–310.
14. Универсальная открытая архитектурно-строительная система многоэтажных зданий [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.rosplan.com>.
15. Сравнение системы «КАЗАНЬ XXI ВЕК» с другими системами [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://beton-karkas.ru>.
16. Сборно-монолитный каркас [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://cardo-ufa.ru>.
17. Описание системы «СОЧИ»: электронные ресурсы. – Режим доступа: <http://stroyprofile.com>.

УДК 624.014.2 : 624.046.2

Пичугин С.Ф., Семко В.А., Гранько Е.В., Прохоренко Д.А.

АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ МЕР ПО УВЕЛИЧЕНИЮ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХПРОЛЕТНЫХ СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ НАСТИЛОВ

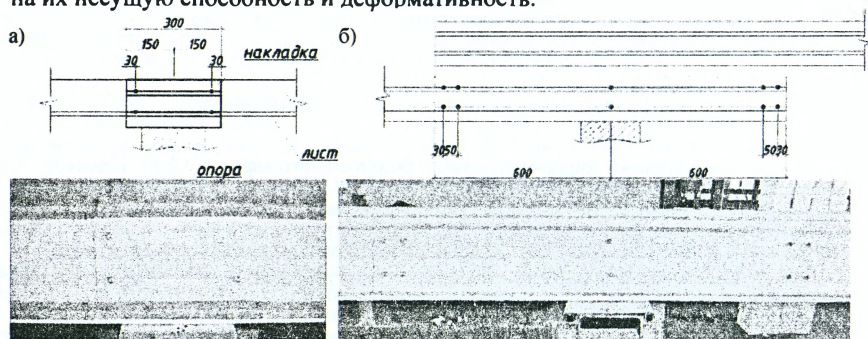
Холодноформованные легкие стальные тонкостенные конструкции все чаще применяются в практике строительства, в частности, в странах СНГ. Наиболее часто такие конструкции используются в составе систем кровель при новом строительстве и реконструкции.

Зарубежный опыт свидетельствует о значительной экономической целесообразности использования холодноформованных стальных конструкций для возведения несущих частей зданий, а доля таких конструкций в отдельных сферах строительства (малозэтажное жилье, одноэтажные производственные здания и т.д.) постоянно растет. В то же время относительная новизна и сложность норм

проектирования такого рода конструкций не дает возможности широкого их внедрения в производство.

Малоизученными остаются также особенности работы стальных профилированных настилов, которые в то же время широко применяются в строительстве. Практически отсутствуют данные об особенностях учета часто применяемых способов усиления опорных сечений профлистов накладками (рис. 1,а) и перехлестыванием листов (рис. 1,б).

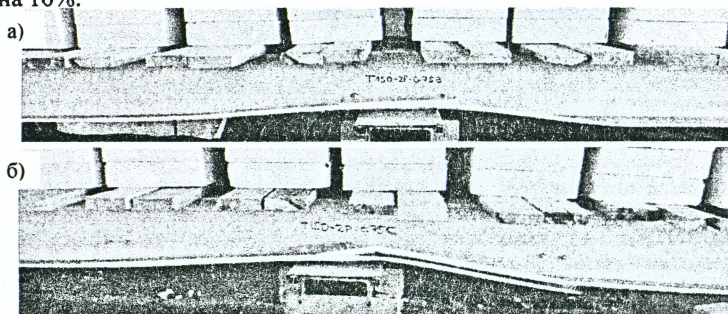
Целью работы является определение влияния усиления опорных частей неразрезных профилированных настилов накладками и перехлестыванием листов на их несущую способность и деформативность.



а – накладками; б – перехлестыванием на промежуточной опоре
Рисунок 1 – Экспериментальные образцы с усилениями при пролете 6000 мм

В ходе работы была выполнена серия экспериментальных исследований [6] несущей способности стальных профилированных настилов согласно методике EN 1993-1-3 [1] (рис. 2). Испытывались двухпролетные неразрезные листы с накладкой на средней опоре и без нее, а также двухпролетные настилы, образованные перехлестыванием двух отдельных листов на средней опоре. По полученным в ходе исследований зависимостям прогибов образцов от приложенной нагрузки определялись предельные нагрузки при достижении настилом контрольных прогибов (1/300, 1/200 и 1/150 пролета) и разрушающая нагрузка (табл. 1).

Несущая способность образцов с усилением накладками была на 33–42% выше в сравнении с аналогичными листами без усиления, а для настилов, образованных перехлестыванием – на 35–74% выше при увеличении расхода материала на 10%.



а – с накладкой; б – с перехлестыванием
Рисунок 2 – Характер разрушения листов на промежуточной опоре

Таблица 1 – Экспериментальные предельные нагрузки на образцы

Номер	Образец				Предельная нагрузка при достижении контрольных прогибов, кН/м ²			Разрушающая нагрузка, кН/м ²
	Пролет, мм	Высота гофры, мм	Толщина стали, мм	Усиление	1/300L	1/200L	1/150L	
1	3000	92	0,7	-	2,58	4,01	4,43	4,43
2				перехлест	3,23	4,97	6,16	6,41
3	4000	92	0,7	-	1,03	1,87	2,27	2,88
4				перехлест	1,74	2,68	3,50	3,88
5	4000	92	0,88	-	2,00	2,88	3,39	4,51
6				перехлест	2,15	3,51	4,85	6,07
7	5000	92	0,88	-	0,90	1,53	1,89	2,84
8				перехлест	1,23	1,94	2,64	3,82
9	6000	150	0,75	-	1,76	2,49	2,49	2,49
10				накладка	1,63	2,71	3,05	3,05
11				перехлест	2,31	3,34	4,24	4,34
12	6000	150	0,88	-	2,03	3,00	3,00	3,00
13				накладка	2,24	3,35	3,67	3,99
14				перехлест	2,71	3,90	5,07	5,07
15	6000	156	0,75	-	2,06	2,91	2,98	2,98
16				накладка	2,29	3,20	3,57	3,96
17				перехлест	2,80	4,08	5,20	5,20
18	6000	156	0,88	-	2,69	3,53	3,53	3,53
19				накладка	2,81	3,92	4,30	5,02
20				перехлест	3,03	4,49	5,71	5,96

Для сравнения результатов эксперимента с теоретическими значениями был выполнен расчет несущей способности испытанных образцов профилированного настила по методике EN 1993-1-3 [1]. Прочность сечений проверялась по двум случаям расчета:

– на одновременное действие изгибающего момента M_{Ed} и срезающих усилий V_{Ed} :

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \right)^2 \leq 1, \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1, \\ V_{Ed} / V_{b,Rd} \leq 1; \end{cases} \quad (2)$$

– на одновременное действие изгибающего момента M_{Ed} и местных поперечных усилий F_{Ed} :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25, \quad (3)$$

$$\begin{cases} M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1, \\ F_{Ed} / R_{w,Rd} \leq 1. \end{cases} \quad (4)$$

Соотношение экспериментальных значений предельной нагрузки потери несущей способности к теоретическим для образцов без усиления составили от 1,14 до 1,41. Соответственно применение настилов с усилениями без учета их в расчете несущей способности листа является тем более нерациональным. В то же время, методика определения несущей способности стальных профилированных настилов с рассматриваемыми усилениями на сегодня отсутствует.

Для решения данной проблемы на следующем этапе исследования несущая способность испытанных образцов с усилениями была рассчитана исходя из нескольких предположений относительно учета влияния усиленных сечений на действие изгибающих и/или поперечных усилий (табл. 2):

– образец с усилением на средней опоре имеет в два раза большую несущую способность сечения на действие поперечных усилий, но не увеличивает его несущую способность на изгиб ($R'_{w,Rd} = 2R_{w,Rd}$, $V'_{b,Rd} = 2V_{b,Rd}$, $M'_{c,Rd} = M_{c,Rd}$), либо

– образец с усилением на средней опоре имеет в два раза большую несущую способность сечения на действие поперечных усилий и изгибающего момента ($R'_{w,Rd} = 2R_{w,Rd}$, $V'_{b,Rd} = 2V_{b,Rd}$, $M'_{c,Rd} = 2M_{c,Rd}$), либо

– образец с усилением на средней опоре имеет в два раза большую несущую способность сечения на действие изгибающего момента, но не увеличивает его несущую способность на действие поперечных усилий ($R'_{w,Rd} = R_{w,Rd}$, $V'_{b,Rd} = V_{b,Rd}$, $M'_{c,Rd} = 2M_{c,Rd}$).

Таблица 2 – Сравнение экспериментальных предельных нагрузок на образцы с данными, полученными аналитически, с разными путями учета усиления

Образец №	Усиление	q_{exp} кН/м ²	2R(V)+M		2R(V)+2M		R(V)+2M	
			$q_{теор}$ кН/м ²	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$	$q_{теор}$ кН/м ²	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$	$q_{теор}$ кН/м ²	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$
2	перехлест	6,41	4,71	1,36	7,12	0,90	4,78	1,34
4	перехлест	3,88	2,89	1,34	4,56	0,85	3,22	1,20
6	перехлест	6,07	3,97	1,53	6,38	0,95	4,58	1,33
8	перехлест	3,82	2,62	1,46	4,43	0,86	3,30	1,16
10	накладка	3,05	2,35	1,30	3,61	0,84	3,00	1,02
11	перехлест	4,34	2,35	1,85	3,61	1,20	3,00	1,45
13	накладка	3,99	3,04	1,31	4,98	0,80	3,84	1,04
14	перехлест	5,07	3,04	1,67	4,98	1,02	3,84	1,32
16	накладка	3,96	2,75	1,44	4,27	0,93	3,47	1,14
17	перехлест	5,20	2,75	1,89	4,27	1,22	3,47	1,50
19	накладка	5,02	3,55	1,41	5,88	0,85	4,44	1,13
20	перехлест	5,96	3,55	1,68	5,88	1,01	4,44	1,34

В результате выполненных расчетов можно сделать вывод, что учет увеличения несущей способности на изгиб (т.е. момента сопротивления сечения настила) в два раза при проверке прочности сечения на средней опоре позволяет наиболее точно (с коэффициентом запаса 1,02–1,14) определять фактическую несущую способность листов с накладками. Увеличение несущей способности на действие поперечных усилий приведет к значительно большим запасам прочности сечения и, соответственно, перерасходу материала. Это объясняется тем, что накладка присоединяется к листу на краях и вследствие малой длины недостаточно плотно прилегает к опоре от действия равномерно распределенной нагрузки, не полностью вступая в совместную с основным сечением работу на действие поперечных усилий. В то же время, согласно исследованиям соединенный холодноформованных стальных прогонов [2], при соединении стенок профилей на расстоянии не менее двух высот стенок, обеспечивается полное использование запаса несущей способности обеих профилей на изгиб. Так как длина накладок составляла 300 мм, что соответствует примерно 2-3 высотам листа, можно предположить, что накладки полностью включаются в работу на изгиб.

Исходя из этого, сечения двухпролетных стальных профилированных настилов, усиленные на средней опоре накладками из профиля такой же толщины, рекомендуется проверять на соответствие следующим требованиям:

$$\left(\frac{M_{Ed}}{2M_{c,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \right)^2 \leq 1. \quad (5)$$

$$\frac{M_{Ed}}{2M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25. \quad (6)$$

$$\begin{cases} M_{Ed} / 2M_{c,Rd} \leq 1. \\ V_{Ed} / V_{b,Rd} \leq 1. \\ F_{Ed} / R_{w,Rd} \leq 1. \end{cases} \quad (7)$$

При этом рекомендуется принимать длину накладки не менее двух высот гофры профиля и не менее 1,5 ширины опоры, а также выполнять проверку прочности одиночного сечения листа в месте окончания накладки.

Для настилов же, образованных перехлестыванием на средней опоре, ни один из рассмотренных методов не дал приемлемых результатов. Учитывая значительную длину участка наложения, решено было выполнить расчет настилов с перехлестыванием, с учетом переменной жесткости. Для этого усилия в листе определялись при увеличении жесткости балки на участке наложения в два раза (рис. 3). Для полученных усилий вычислялись новые значения предельных нагрузок (табл. 3).

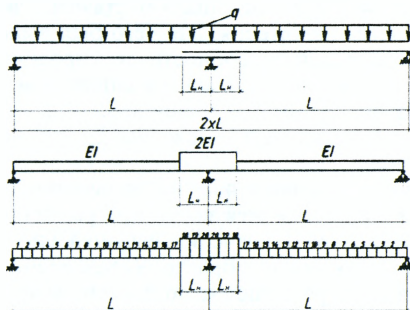


Рисунок 3 – Расчетная схема изгибаемого элемента с переменной жесткостью

Таблица 3 – Сравнение экспериментальных предельных нагрузок на образцы с перехлестыванием при учете переменной жесткости листа

Образец №	Усиление	q_{exp} кН/м ²	2R(V)+M		2R(V)+2M		R(V)+2M	
			$q_{теор}$ кН/м ²	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$	$q_{теор}$ кН/м ²	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$	$q_{теор}$ кН/м ²	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$
2	перехлест	6,41	4,31	1,49	6,53	0,98	4,51	1,42
4	перехлест	3,88	2,62	1,48	4,07	0,95	3,02	1,28
6	перехлест	6,07	3,61	1,68	5,63	1,08	4,28	1,42
8	перехлест	3,82	2,38	1,61	3,83	1,00	3,07	1,24
11	перехлест	4,34	2,25	1,93	3,64	1,19	2,74	1,58
14	перехлест	5,07	2,84	1,79	4,59	1,10	3,58	1,42
17	перехлест	5,20	2,69	1,93	4,22	1,23	3,24	1,60
20	перехлест	5,96	3,37	1,77	5,32	1,12	4,14	1,44

Как видно из таблицы 3, увеличение при расчетах несущей способности сечения листа на действие поперечных сил и изгибающего момента в два раза дает достаточно близкие к фактическим значения. Таким образом, сечения двухпролетных стальных профилированных настилов, образованные перехлестыванием двух листов на средней опоре, должны удовлетворять требованиям:

$$\left(\frac{M_{Ed}}{2M_{c,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{2V_{b,Rd}} \right)^2 \leq 1, \quad (8)$$

$$\frac{M_{Ed}}{2M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{2R_{w,Rd}} \leq 1,25, \quad (9)$$

$$\text{та } \begin{cases} M_{Ed} / 2M_{c,Rd} \leq 1, \\ V_{Ed} / 2V_{b,Rd} \leq 1, \\ F_{Ed} / 2R_{w,Rd} \leq 1; \end{cases} \quad (10)$$

где M_{Ed} , V_{Ed} , F_{Ed} – значение внутренних усилий в двухпролетной балке, определенные с учетом переменной по длине жесткости балки. При этом длину наложения следует принимать не менее $0,05L$, а также проверять несущие способности одиночного сечения в месте окончания участка наложения профилей.

На последнем этапе исследования была поставлена задача определения оптимальной длины участка наложения, для чего был выполнен расчет по методике EN 1993-1-3 [1] несущей способности двухпролетных профилированных настилов различных типоразмеров (общим количеством 8448). Рассчитывались листы с высотой гофра 40–200 мм при толщине 0,5–1,5 мм (через 0,1 мм), пролетом 1–12 м (через 1 м) и с длиной наложения L_n от 0 до 0,5 длины пролета L листа (через 0,05L).

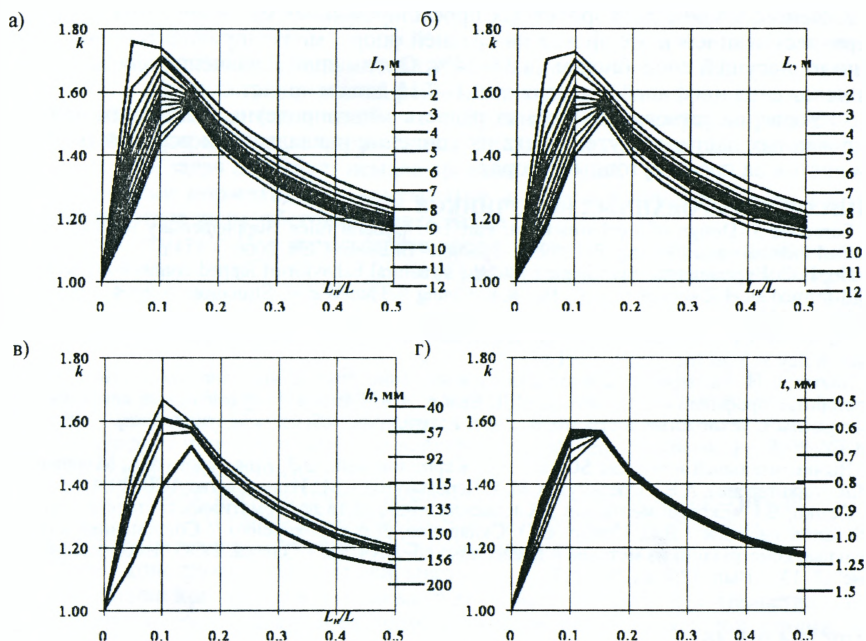
На основе полученных значений несущей способности и внутренних усилий в настилах (с учетом изменения жесткости при различных длинах участка наложения, рис. 3) определялись значения несущей способности по формулам (24)–(26) для 20 участков каждого образца. Установлено, что расчетным случаем для всех образцов было разрушение по одному из трех сечений: усиленным сечением на средней опоре, одиночным сечением у окончания участка наложения профилей или сечением в месте действия максимального изгибающего момента в пролете. В результате были получены таблицы значений разрушающих нагрузок на листы в зависимости от их параметров и длины участка наложения.

Значения несущей способности листов сравнивались со значениями, полученными для неразрезных двухпролетных настилов с учетом увеличения расхода материала на участке наложения. Эффективность усиления выражалась коэффициентом повышения несущей способности настила с перехлестыванием:

$$k = \frac{q_{\text{перехл}}}{q_{\text{нераз}} \left(1 + \frac{L_n}{L} \right)}, \quad (11)$$

где $q_{\text{перехл}}$ – предельная нагрузка потери несущей способности двухпролетного настила, образованного перехлестыванием двух листов на средней опоре;

$q_{\text{нераз}}$ – предельная нагрузка потери несущей способности неразрезного двухпролетного настила.



а – при высоте гофры 156 мм и толщине 0,7 мм для разных пролетов; б – при высоте гофры 92 мм и толщине 0,7 мм для разных пролетов; в – при высоте гофры 92 мм и толщине 1,5 мм для разных высот профиля; г – при высоте гофры 92 мм и толщине 1,5 мм для разных толщин

Рисунок 4 – Графики зависимостей эффективности применения настилов, образованных перехлестыванием, от длины участка наложения

Примеры зависимостей коэффициентов повышения несущей способности настилов с перехлестыванием от исследуемых параметров приведены на рисунке 4. В результате анализа полученных зависимостей эффективности использования материала от изменения длины участка наложения профилей определено, что наиболее целесообразным является использование профилированных настилов, образованных перехлестыванием на средней опоре с наложением профилей на длину $L_n = 0,10L..0,15L$ в каждую сторону. В некоторых случаях оптимальные значения находились в пределах $0,05..0,10L$ (при малых пролетах и значительной высоте профиля). Применение более длинных листов будет приводить к нерациональному использованию материала, а более короткие участки наложения не позволят полностью использовать резервы прочности сечения листа. При этом оптимальный размер накладки увеличивался в означенных пределах при росте пролета листа, уменьшении высоты профиля или увеличении толщины металла. Эффективность использования настилов с перехлестыванием больше всего изменяется при прочих равных условиях при варьировании пролета листа и меньше - при изменении толщины листа.

В результате выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Применение двухпролетных профилированных настилов, усиленных накладками на промежуточных опорах, может приводить к повышению их несущей способности до 42%.

2. Использование двухпролетных профилированных настилов, образованных переклестыванием двух листов на средней опоре, может приводить к повышению их несущей способности на 35–74%. Оптимальные значения длины участка наложения профилей составляют 0,1–0,15 длины пролета.

3. Усовершенствована методика расчета многопролетных стальных профилированных настилов путем учета их усиления накладками и переклестыванием листов на промежуточных опорах.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting: EN 1993-1-3:2006. – Brussels: CEN, 2006. – 134 p.
2. Ho, H.C. Experimental investigation into the structural behavior of lapped connections between cold-formed steel Z sections / H.C. Ho, K.F. Chung // Thin-Walled Structures. – 2004. – № 42. – P. 1013–1033.
3. Yu, W.-W. Cold-formed steel design: fourth edition / Wei-Wen Yu, R.A. LaBoube. – New York: John Wiley & Sons Inc., 2010. – 491 p.
4. Билык, С.И. Экспериментальное исследование конструкций, выполненных из гнутых тонкостенных профилей / С.И. Билык, И.Д. Белов, А.Б. Глитин // Эффективные конструкции, материалы и технологии в строительстве и архитектуре: сб. ст. междунар. конф. – Липецк: ЛГТУ, 2009. – С. 6–10.
5. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский., Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, М.А. Микитаренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 592 с.
6. Семко, В.О. Экспериментальні дослідження міцності та деформативності сталевих профільованих настилів / В.О. Семко, С.О. Скляренко, Д.А. Прохоренко // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. тр. – Одесса: ООО "Внешрекламсервис", 2013. – Вып. 17. – С. 212–217.

УДК 624.012.46

Рак Н.А.

О КЛАССИФИКАЦИИ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Введение

Здания и сооружения, возведенные из сборного железобетона, представляют собой пространственные системы, состоящие из отдельных элементов, взаимодействующих между собой в узлах сопряжения. Проектирование сборных железобетонных элементов зданий и сооружений необходимо производить по усилиям, полученным из статического расчета по схемам, соответствующим действительному характеру взаимодействия элементов в составе каркаса. Степень взаимного влияния элементов в большой мере определяется деформативными свойствами соединений элементов друг с другом. При этом уточненные схемы должны быть ориентированы на возможности современной вычислительной техники, использовать соответствующий математический аппарат, в максимальной степени учитывать особенности деформирования соединений железобетонных элементов в составе здания или сооружения.

Практика проектирования железобетонных конструкций настоятельно требует расширения научных исследований в направлении уточнения расчетных схем зданий и сооружений. При этом уточненные схемы должны быть ориентированы на возможности современной вычислительной техники, использовать соответствующий математический аппарат, в максимальной степени учитывать особенности деформирования соединений железобетонных элементов в составе здания или сооружения.

Здесь следует отметить, что на важность проведения исследований в данном направлении теории расчета железобетонных конструкций неоднократно обра-

щало внимание на конференциях по бетону и железобетону, проходивших в бывшем СССР. Еще в 1975 г. проф. А.А. Гвоздев [1] отмечал: «...пожелания о совместном расчете надземных конструкций с фундаментами и основаниями, о широком учете пространственной работы конструкций и сооружений в целом, их геометрической и физической нелинейности, а также деформативности соединений своевременны и справедливы. Реализовать их, однако, не легко, и решение этих задач потребует немало времени и труда».

Требования нормативных документов к проектированию узлов сопряжения сборных железобетонных элементов

Следует отметить, что ранее действующие нормы проектирования железобетонных конструкций СНиП 2.03.01-84 [2] в самом общем виде регламентировали только требования к прочности и долговечности соединений, оговаривая, что они должны обеспечиваться с помощью различных конструктивных и технологических мероприятий.

В отличие от указанных норм в СНБ 5.03.01-02 [3] в подразделе 12.1 установлены более конкретные указания, касающиеся расчета соединения и соединяемых элементов. В частности установлено, что «при расчете сборных элементов следует учитывать влияние действительной деформативности и прочности соединений между ними...».

В Европейских нормах проектирования железобетонных конструкций [4] в подпункте 10.5.1(1) главы 10 «Дополнительные правила для сборных железобетонных элементов и конструкций» установлено, что:

«Расчет конструкций должен учитывать:

- поведение конструктивных элементов на всех стадиях строительства с использованием соответствующей геометрии и свойств для каждой стадии, их взаимодействия с другими элементами (например, совместная работа с монолитным бетоном, другими сборными элементами);
- поведение конструктивной системы, на которое влияет поведение соединений между элементами, с особым учетом возможной деформации и прочности соединений;
- неопределенности, возникающие вследствие ограничений и передачи усилия между элементами вследствие отклонений в геометрии и в положении элементов и опор».

В связи с этим проблема расчета сборных железобетонных элементов с учетом действительных условий их взаимодействия является актуальной и требует своего решения.

Роль узлов сопряжения железобетонных элементов в конструктивной системе каркасного здания

Конструктивная система каркасного здания состоит, как правило, из линейных (колонны, ригели) или плоских (диафрагмы, плиты) сборных железобетонных элементов, соединенных определенным образом друг с другом в узлах сопряжения. Таким образом, узлы сопряжения играют важную роль в создании собственно конструктивной системы здания.

Основная роль узлов сопряжения заключается в обеспечении неизменяемости взаимного положения элементов, обеспечении передачи расчетных усилий между ними и обеспечении пространственной жесткости каркаса здания.

Цель и задачи проектирования узлов сопряжения

Целью проектирования узлов сопряжения является обеспечения с требуемым уровнем надежности несущей способности и эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций каркасного здания на всех стадиях их жизненного цикла (возведение, эксплуатация, реконструкция, демонтаж).

Поставленная цель достигается последовательным решением ряда взаимосвязанных между собой задач:

1. Выбор конструктивной формы узлов сопряжения (с выбором материалов, назначением геометрических габаритов сопрягаемых элементов), обеспечивающей несущую способность конструктивной системы каркасного здания на всех циклах ее формообразования.

2. Выполнение статических расчетов несущих систем каркасного здания, последовательно создающихся в процессе их формообразования, на действие возникающих при этом нагрузок.

3. Выполнение проверок несущей способности узлов сопряжения и примыкающих к ним участков сборных элементов на всех этапах формообразования несущей системы.

Для достижения этих задач необходимо использовать научно обоснованную методику расчета узлов сопряжения, основанную на экспериментальных и теоретических исследованиях напряженно-деформированного состояния соединений различного типа между сборными железобетонными элементами.

При этом статический расчет должен выполняться по уточненным расчетным схемам каркаса здания и сооружения в целом, учитывающим условия взаимодействия сборных железобетонных элементов в соединениях между ними.

Принципы проектирования узлов сопряжения

При проектировании следует руководствоваться общими принципами формообразования строительных конструкций [5] и построения расчетных моделей системы [6], адаптированными применительно к узлам сопряжения.

Принцип безопасности. Узлы сопряжения должны разрабатываться с такими геометрическими параметрами элементов узла и физико-механическими характеристиками материалов, которые необходимы и достаточны для обеспечения безопасности несущей системы каркасного здания.

Принцип самосохранения. Узлы сопряжения должны обладать определенными ресурсами поглощения и рассеивания энергии в процессе своего необратимого деформирования, обеспечиваемыми достаточной пластичностью материалов, соответствующим подбором композиции материалов, специально создаваемой структурированностью элементов узла сопряжения и их дублированием.

Принцип управляемости. В структуру узла сопряжения на различных стадиях формообразования несущей системы здания должны включаться (при необходимости) дополнительные элементы, обеспечивающие управление напряженно-деформированным состоянием несущей системы, реакциями внутренних связей и т.п.

В связи с тем, что жесткостные параметры узлов сопряжения зависят от их конструкции, то целенаправленно изменяя конструктивное решение узлов, можно регулировать усилия в каркасе здания и сооружения, что создает предпосылки для более рационального проектирования элементов каркаса

Принцип композиции материалов. В системе узла сопряжения для соответствующих элементов должны применяться материалы, которые с наибольшей степенью должны проявлять свои прочностные и деформативные свойства при том напряженно-деформированном состоянии, которое возникает в этих элементах.

Принцип технологичности. Элементы узла сопряжения должны проектироваться таким образом, чтобы при принятой геометрической форме, соотношении размеров и допусках обеспечивалась возможность применения наиболее эффективных технологий изготовления сопрягаемых в узле конструкций, их монтажа и эксплуатации.

Принцип структурирования. При решении перечисленных выше задач сборные элементы и соединения каждый на своем иерархическом уровне (по отношению к каркасу здания в целом) должны рассматриваться как механические модели различной сложности.

Одним из направлений совершенствования теории расчета конструкций является наиболее полный учет условий их взаимодействия. При этом термин "взаимодействие" применительно к теории расчета железобетона должен рассматриваться в рамках различных иерархических уровней:

1) уровень зданий и сооружений, т.е. систем конструктивных элементов – взаимодействие отдельных конструкций друг с другом по их контактам;

2) уровень отдельного конструктивного элемента (после образования трещин) – взаимодействие отдельных расчетных блоков по их контакту в сжатой и растянутой зонах;

3) уровень отдельного расчетного блока – взаимодействие бетона и стали по их контакту;

4) уровень бетона как композитного материала – взаимодействие компонентов структуры бетона (матрица в виде затвердевшего цементно-песчаного раствора и зерна крупного заполнителя).

Представленная иерархия уровней может быть еще расширена, например, в направлении структуры матрицы бетона, однако в целом отвечает задачам расчета железобетонных конструкций в современном понимании. Поскольку взаимодействие элементов нижнего уровня в рамках рассматриваемого иерархического уровня осуществляется по контактам, вполне обоснованно применение в рассматриваемом круге задач теории железобетона термина «контактное взаимодействие».

При контактном взаимодействии железобетонных конструкций передача усилия происходит по площади контакта, которая, как правило, имеет ограниченные размеры, занимает сравнительно небольшую часть нагружаемой плоскости конструкций. Усилие при контактном взаимодействии концентрируется только по небольшой части нагружаемой плоскости конструкций. В этой связи вполне правомерно использовать термин «концентрированное действие нагрузки».

Проведенные во многих странах экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций показали, что при концентрированном приложении нагрузки возможно несколько схем разрушения, характеризующихся доминирующим проявлением какого-либо компонента напряженно-деформированного состояния бетона.

Для стыковых соединений каркасных зданий в наибольшей степени характерна передача значительных по величине усилий сжатия от одного элемента к другому, что вызывает образование сложного напряженного состояния в бетоне, называемого местным сжатием. При этом размеры площади приложения нагрузки соизмеримы с размерами частиц крупного заполнителя, что способствует дополнительному увеличению уже имеющихся внутренних напряжений в бетоне, обусловленных прочностными и деформативными свойствами составляющих бетона.

В связи с этим рассмотрение вопросов прочности и деформативности бетона при местном сжатии должно базироваться на структурном подходе к бетону как к сложной многокомпонентной системе.

Принцип адекватности. Исходя из принципа адекватности, расчетная модель узла сопряжения тем более совершенна, чем большим количеством свойств оригинала она наделена.

Принцип обчислимости. Принцип обчислимости предполагает, что расчетная модель узла сопряжения должна быть обчислимой, т.е. должен существовать соответствующий математический аппарат для ее решения.

Принцип соответствия. Суть принципа соответствия состоит в том, математический аппарат, описывающий свойства новой расчетной модели узла сопряжения, должен быть более общим по сравнению с тем, что применяется для старой расчетной модели.

Принцип рациональности модели. При разработке расчетной модели узла сопряжения или несущей системы каркасного здания следует принимать во внимание, что ее сложность, а, следовательно, и точность модели не должна быть точнее исходных данных, используемых в расчете.

Классификация узлов сопряжения сборных железобетонных элементов каркасных зданий

В нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций не содержится классификаций узлов сопряжений сборных железобетонных элементов по каким-либо признакам.

Изучение справочных изданий, бюллетеней международных организаций по бетону и железобетону, других научных изданий показало, что не наблюдается какого-либо единого подхода в вопросах классификации узлов сопряжений сборных железобетонных элементов.

Так, например, в справочнике [7] предложено классифицировать узловые сопряжения по типам стыкуемых элементов и по способу передачи усилия и связанным с ним конструктивными особенностями.

По типам стыкуемых элементов сопряжения разделяются на стыки колонн с фундаментами, стыки колонн друг с другом, стыки ригелей с колоннами, узлы опирания подкрановых балок, ферм, балок покрытий на колонны, узлы опирания панелей на ригели и т.д.

По способу передачи усилия и связанным с ним конструктивными особенностями сопряжения разделяются на стыки стальные и железобетонные.

К первым относятся стыки, в которых передача усилия выполняется через специальные закладные изделия, приваренные к рабочей арматуре стыкуемых элементов. Эти закладные изделия соединяются между собой сваркой или болтами.

Ко вторым относятся стыки, в которых через специальные закладные изделия передают только растягивающие усилия, а сжимающие усилия передают через контактирующие бетоны элементов или через раствор, уложенный между ними.

В руководстве [8] указано, что соединения могут быть классифицированы по-разному в зависимости от, например, типа элементов, которые должны быть соединены, и главной силой, которой соединение сопротивляется. Стандартные типы узлов сопряжения часто указываются в проектных справочниках или каталогах производителей сборных железобетонных элементов.

Более детально разработана классификация узлов сопряжения крупнопанельных зданий. Например, М.М. Холмянский [9] предложил классифицировать узлы соединения по виду усилий, передаваемых в узле на закладные детали соединяемых элементов. При этом имеются пять основных видов передачи усилий относительно плоскости закладной детали (отрыв, сдвиг в одном направлении, сдвиг в двух направлениях, отрыв со сдвигом в одном направлении, отрыв со сдвигом в двух направлениях). Кроме того, исходя из геометрической формы соединяемых элементов, предложено различать: соединения линейных элементов, примыкания этих элементов к плоским, сопряжения плоских элементов и т.д. При этом каждая из этих групп может делиться на подгруппы в зависимости от взаимного положения сопрягаемых элементов. Однако особенности классификации узлов в [9] детально не рассмотрены, только констатирован факт ее возможности, из которого вытекает целесообразность соответствующей классификации закладных деталей.

А.А. Филиппев и Г.С. Кобринский [10] предложили положить в основу классификации стыковых соединений оценку соединения по функционально-конструктивному назначению в системе здания. По этому признаку соединения разделены на две группы: стыковые соединения внутренних конструкций и стыковые соединения наружных ограждающих конструкций.

Соединения первой группы разделены на две подгруппы: горизонтальные и вертикальные. Каждая из подгрупп затем разделена по видам соединяемых элементов. Соединения второй группы разделены на три подгруппы: горизонтальные, вертикальные и узлы сопряжения наружных стен. Каждая из подгрупп также разделена по видам соединяемых элементов.

Кроме того, в [10] все стыковые соединения предложено разделить по конструктивному решению на две группы: силовые стыки и несилловые стыки (швы) между элементами.

K.S. Elliott [11] в основу классификации узлов положил вид передаваемого через них усилия: соединения, работающие на сжатие, сдвиг и растяжение; шарнирное соединение; соединение, воспринимающее изгибающий момент.

Кроме того, им была предпринята попытка классификации узлов сопряжения сборных железобетонных элементов, входящих в несущую систему каркасного здания, основанной на учете вида диаграммы «изгибающий момент- угол поворота».

Примерно аналогичный характер принят в [12] при классификации узлов сопряжения стальных конструкций, когда узлы сопряжения, исходя из вида диаграммы «изгибающий момент- угол поворота», могут быть классифицированы как шарнирные (pinned), жесткие (rigid) и полужесткие (semi-rigid).

В то же время K.S. Elliott [11] все рассмотренные им узлы сопряжения сборных железобетонных элементов отнес только в шарнирным или жестким. Хотя такое упрощение позволяет упростить статический расчет каркасного здания, его надо признать не совсем обоснованным.

В большинстве случаев стыки обладают определенной жесткостью и должны учитываться в расчетах как упругоподатливые. Причем податливость стыка может зависеть от уровня нагрузки, увеличиваясь с ее ростом. Кроме того, узлы сопряжения сами в свою очередь являются сложной системой переменной жесткости, зависящей не только от величины усилий, но от направления их направления. В этом случае можно говорить о конструктивно-нелинейной работе узлов.

Нелинейность деформирования узлов сопряжений обусловлена в первую очередь физической нелинейностью деформирования материалов (бетона и арматуры).

Для большинства типов узлов сопряжения сборных железобетонных элементов характерно проявление конструктивной нелинейности, а именно изменения расчетной схемы узла сопряжения при увеличении нагрузки или изменении направления усилия.

Кроме того, когда по мере формообразования несущей системы изменяется сама конструкция узла (набор его элементов), проявляется так называемая генетическая нелинейность, при которой расчетная схема узла сопряжения изменяется не в связи с изменением нагрузки, а целенаправленно при проектировании.

В связи со сложностью работы узлов реальное их поведение под нагрузкой предсказать расчетом, как правило, не представляется возможным и в этом случае проводят специальные экспериментальные исследования опытных образцов. На основе анализа результатов этих исследований разрабатывается расчетная модель узла сопряжения, позволяющая адекватно оценить его несущую способность и деформативность.

Другим путем исследования деформирования узлов сопряжения является использование метода конечных элементов, когда узлы сопряжения моделируются системой объемных и линейных конечных элементов, упругих или неупругих связей и т.п.

Путем многократных расчетов при действии нагрузки определяют диаграмму деформирования узла сопряжения, с использованием которой осуществляют статический расчет несущей системы каркасного здания. При этом в качестве обобщенной характеристики материала следует использовать диаграмму его деформирования при сжатии и растяжении, определенную при средних значениях деформативных и прочностных его характеристик.

Заключение

1. Рассмотрены требования различных нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций, касающиеся проектирования узлов сопряжения сборных железобетонных элементов.

3. Рассмотрена роль узлов сопряжения железобетонных элементов в конструктивной системе каркасного здания, сформулированы цель и задачи проектирования таких узлов сопряжения.

2. Представлены основные принципы проектирования узлов сопряжения, базирующиеся на общих принципах формообразования строительных конструкций и построения расчетных моделей систем.

3. Рассмотрены вопросы классификации узлов сопряжения сборных железобетонных элементов в несущей системе каркасных зданий.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гвоздев, А.А. О нормах проектирования строительных конструкций / А.А. Гвоздев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – № 6. – С. 79.
2. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84* / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. / М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Мн.: РУП «Минсктиппроект», 2003. – 140 с.
4. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила проектирования и правила проектирования зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009 // М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Мн.: РУП «Минсктиппроект», 2010. – 191 с.
5. Фридкин, В.М. Формообразование строительных конструкций: монография / В.М. Фридкин. – М.: МГСУ, 2011. – 171 с.
6. Волков, С.Д. Статистическая механика композитных систем / С.Д. Волков, В.П. Ставров. – Мн.: Изд-во БГУ, 1978. – 208 с.
7. Сборные железобетонные конструкции. Справочник проектировщика. – М.: Госстройиздат, 1959. – С. 160.
8. Structural Connections for Precast Concrete Buildings. Guide to good practice / Federation internationale de beton. – Bulletin 43. – Lausanne, 2008. – 370 p.
9. Холмянский, М.М. Закладные детали сборных железобетонных элементов / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1968. – 208 с.
10. Филиппев, А.А. Стыки и детали крупнопанельных зданий с ограждающими конструкциями из ячеистых бетонов / А.А. Филиппев, Г.С. Кобринский. – М.: Стройиздат, 1979. – 144 с.
11. Elliott, K.S. Precast Concrete Structures. / K.S. Elliott – Oxford, 2002. – 380 p.
12. ТКП EN 1993-1-8-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений. – Минск, Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2010. – 118 с.

· КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ КРОВЕЛЬ ИЗ ПРОФИЛИРОВАННЫХ НАСТИЛОВ

В отечественной практике изготовление и применение стального профилированного настила регламентируется СТБ 1382 [1] и ГОСТ 24045 [3, 4]. В зависимости от назначения, профилированный настил с трапециевидными гофрами подразделяется по назначению на три основных вида:

- для стеновых и декоративных ограждений (тип С) с высотой от 8 до 35 мм;
- для настилов и стеновых ограждений (тип НС) с высотой от 35 до 50 мм;
- для настилов (тип Н) с высотой от 57 до 158 мм.

Традиционно область применения профилированных настилов в скатных холодных кровлях ограничивается прогонными решениями, обеспечивая нормальный водосток за счет ориентации гофров профилированных листов настила вдоль ската и, тем самым, исключается необходимость в устройстве дополнительного верхнего кровельного покрытия. Минимальный уклон кровли в Республике Беларусь регламентируется таблицей 1 ТКП 45-5.08-277-2013 [10]. Для рулонных и мастичных кровель уклон принимается не менее 3%. Для кровель из металлического профилированного настила уклон, в соответствии с [10], должен быть не менее 15°. В Российской Федерации минимальный уклон кровли для покрытий из профнастилов составляет 10% [5]. В большинстве случаев углы наклона покрытия определяются архитектурно-технологическими требованиями и часто превышают указанные выше значения.

В качестве прогонов под кровли из металлических профилированных настилов применяют стальные горячекатаные швеллеры по ГОСТ 8239, балочные двутавры по ГОСТ 8240 или СТО АСЧМ 20-93 и другой прокат. Экономичным является применение стальных холодногнутых или прессованных профилей с сечениями, развитыми в плоскости домирующего момента.

Сечение прогонов, работающих на кривой изгиб при углах наклона покрытий более 10°, определяется моментом сопротивления относительно их вертикальной оси, который для швеллеров и балочных двутавров в 5÷10 раз меньше момента сопротивления относительно их горизонтальной оси, что соответственно приводит к увеличению расхода металла. Увеличению металлоемкости способствует также применение для крепления прогонов к стропильным конструкциям дополнительных элементов крепления [4, 5].

Необходимость установки дополнительных элементов крепления и их соединение с прогонами и стропильными конструкциями на болтах повышает трудозатраты на монтаж покрытия. На стоимость покрытия влияет также необходимость временного закрепления (обеспечения монтажной устойчивости) стропильных конструкций связями в процессе монтажа.

Один из способов по снижению металлоемкости покрытий и затрат по их монтажу – это применение беспрогонных кровель, которые при применении профилированных настилов максимальной высоты при снеговых нагрузках, действующих в РБ, могут использоваться при шаге стропильных конструкций до шести метров включительно. Такое конструктивное решение применено в серии 1.460.3-14 [11]. Покрытие состоит из стропильных ферм, устанавливаемых на подстропильные фермы или балки с шагом 4 м. Непосредственно по верхним поясам укладывается и закрепляется стальной профилированный на-

стил. За основу неизменяемости покрытия в горизонтальной плоскости принят сплошной диск, образованный профилированным настилом, закрепленным на верхних поясах ферм. Настил развязывает верхние пояса из плоскости по всей длине и воспринимает все горизонтальные воздействия, передающиеся на покрытие [11]. Однако при холодных кровлях, ориентация гофров профилированных листов настила поперек ската требует обязательного устройства сплошного гидроизоляционного ковра, также уклон верхних поясов ферм по [11] составляет 0,015, что не соответствует [10]. При этом возникают дополнительные проблемы, связанные с заполнением гофров профилированных настилов. Еще один недостаток приведенного решения – небольшой шаг ферм, что приводит к увеличению расхода металла на покрытие по сравнению с другими решениями (таблица 1).

Одним из конструктивных решений при холодных и тёплых кровлях, позволяющих снизить металлоёмкость и трудозатраты на покрытия зданий и сооружений, является применение ортотропных плит и оболочек, выполненных из профилированных настилов. Верхний слой оболочки образовывается из сплошного профилированного настила, уложенного по скату на нижний слой. Нижний слой выполнен из отдельных карт настила, уложенных с определенным шагом на верхние пояса стропильных конструкций – ферм, арок и т.д. (рисунок 1).

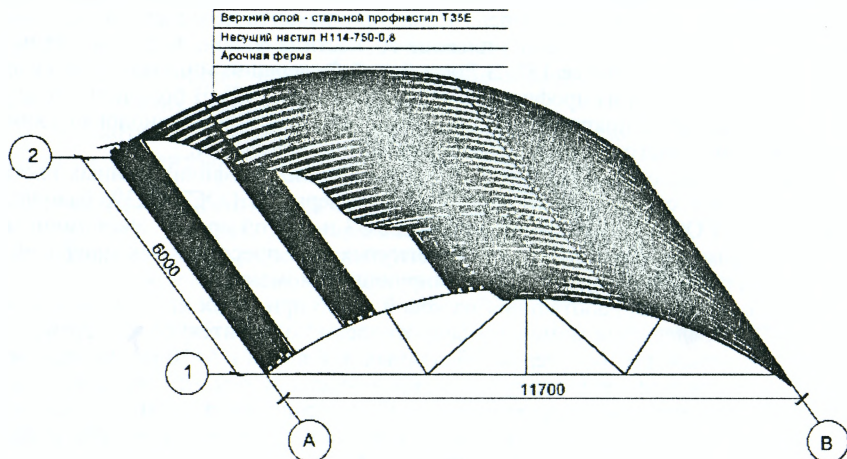


Рисунок 1 – Конструктивное решение покрытия с прогонами из профилированных листов

В случае плоского ската кровли конструкцию покрытия следует рассматривать как ортотропную плиту, а для криволинейного покрытия – как ортотропную оболочку. Верхний и нижний слои оболочки соединяются заклепками или самонарезающими винтами, образуя единую ортотропную конструкцию.

В первом приближении нижние карты профилированного настила можно рассматривать как разрезные или неразрезные прогоны, а верхний сплошной настил – как многопролетную конструкцию на упругоподатливых опорах в зонах соединения с нижними панелями. Как правило, на скатных кровлях верхний настил получается более легким, чем для варианта со сплошными прогонами. Предлагаемое конструктивное решение кровель с ортотропными конструкциями из профилированных настилов было проработано на примере покрытий для неотапливаемых складов.

Таблица 1 – Типовые стальные строительные конструкции покрытий и расход металла

№ п.п	№ серии	Описание	Расч. нагрузка на ферму в тс/м	Расход металла на 1 м ² кровли (кг)
1	2	3	4	5
1	1.460.3-14. Ст. констр. покрытий производственных зданий пролетами 18, 24, 30м, с применением ГСП	Одноэтажное производственное здание пролетом 24 м с применением ферм и связей ГСП, уклон кровли 1,5% , шаг стропильных ферм 4 м, шаг колонн 12 м. Беспрогонная кровля.	2,2	26,19
2	1.460.3-23.98. Ст. констр. покрытий производственных зданий из ГСП 18, 24 и 30 м с уклоном кровли 10%	Одноэтажное производственное здание пролетом 24 м с применением ферм ГСП и несущего профилированного настила по прогонам с уклоном кровли 10%, шаг ферм 6м, шаг колонн 12м.	2,4	19,46
3	1.860-5. Ст. констр. покрытий сельскохозяйственных зданий. Вып 2. Покрытия с малоуклонной кровлей для зданий с сеткой колонн 18х6 и 21х6 с применением асбестоцементных каркасных плит	Сельскохозяйственное здание пролетом 21, рулонная невентилируемая кровля с клоном 1,5% с применением в покрытии плит на деревянном или асбестоцементном каркасах, шаг стропильных ферм 6,0м, шаг колонн 6 м. Прогонное решение кровли.	2,4	28,5
4	1.460.2-10/88. Ст. констр. покрытий одноэтажных произв. зданий с фермами из парных уголков. Вып 1. Покрытие пролетами 18, 24,30 и 36 м с применением ЖБ плит и стального профнастила	Одноэтажное производственное здание пролетом 24 м, уклон кровли 1,5% , шаг стропильных ферм 6 м, шаг колонн 12 м. Прогонное решение кровли.	2.05	30,17
5	1.460.3-22. Ст. констр. покрытий неотапливаемых зданий Вып. 1. Конструкции покрытий зданий пролетами 18, 24 и 30 м, с кровлей из асбестоцементных волнистых листов по прогонам с шагом 1,5 м	Производственное здание неотапливаемое, пролетом 24 м, уклон кровли 2,5% , шаг стропильных ферм и колонн 6 м. Прогонное решение кровли.	2,11	27,27

Здание № 1. Покрытие с треугольными стальными фермами с уклоном поясов $\frac{1}{4}$. Шаг ферм 6 м. Пролет ферм 11,7 м, высота по коньку 1,5 м. Материал фермы – сталь С245 по ГОСТ 27772. Верхний пояс выполнен из профилей гнутых замкнутых сварных прямоугольных, нижний пояс и решетка – таврового сечения из парных уголков. В первом варианте в качестве прогонов применены швеллеры стальные из профиля гн. [200х80х6 по ГОСТ 8278. Во втором варианте роль прогонов выполняют карты стального профилированного настила Н114-750-0,8 по ГОСТ 24045 [3] (рисунок 2).

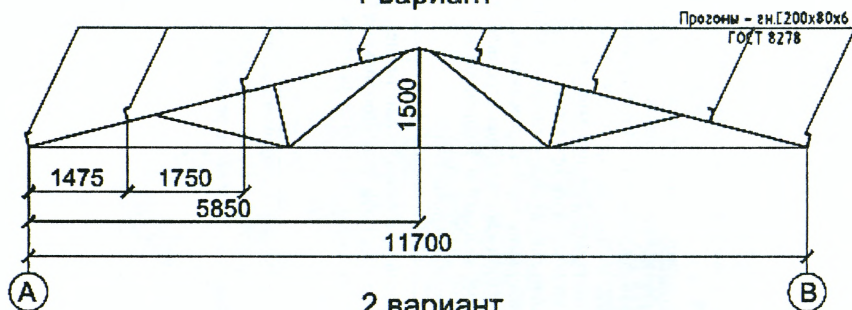
схема загрузки постоянной нагрузкой (профнастил Т35Е)



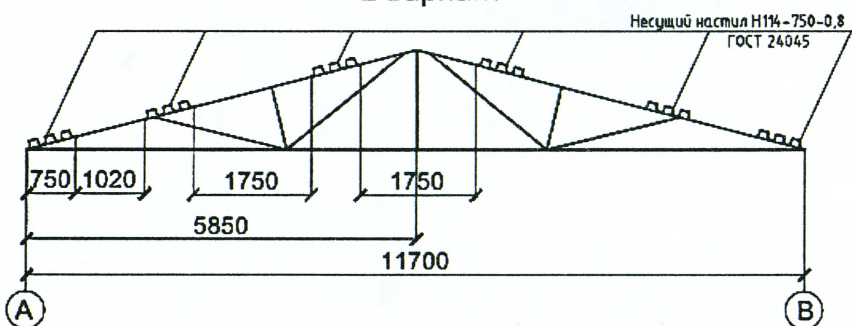
схема загрузки снеговой нагрузкой ($\mu=1$)



1 вариант



2 вариант



Верхний профнастил условно не показан

Рисунок 2 – Конструктивное решение покрытия по треугольным фермам с прогонами сплошного сечения и с прогонами из профилированного настила

Здание № 2. Покрытие с металлодеревянными сегментными фермами. Шаг ферм 6 м. Пролет 11,7 м, высота по коньку 1,5 м. Материал фермы – сталь С245 по ГОСТ 27772. Нижний пояс выполнен из стальных равнополочных уголков. В первом варианте в качестве прогонов применены швеллеры стальные из про-

филя гн. [200x180x6 по ГОСТ 8278. Во втором варианте роль прогонов также выполняют карты стального профилированного настила Н114-750-0,8 по ГОСТ 24045 [3] (рисунок 2).

Оценка экономичности вариантов кровель с традиционными прогонами и с прогонами из профилированных настилов производилась по расходу металла на 1 м² кровли. Расчет прогонов в обоих вариантах выполнялся в соответствии с требованиями СНиП II-23 [1, 6, 7] на нагрузки от собственного веса кровли и от веса снегового покрова при различных схемах его приложения в соответствии со СНиП 2.01.07-85 [8, 9] (рисунок 2, 3). При расчетном анализе предлагаемые конструкции кровель можно рассматривать как систему из прогонов, роль которых играют несущие панели из профилированных настилов.

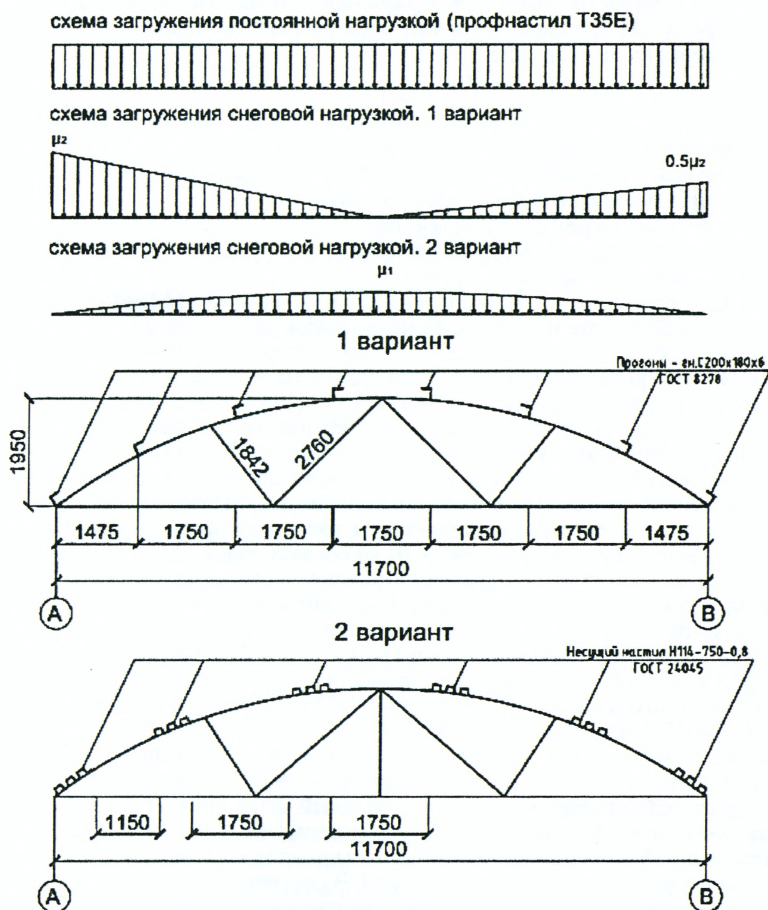


Рисунок 3 – Конструктивное решение покрытия по арочным фермам с прогонами сплошного сечения и с прогонами из профилированного настила

Традиционно, в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [7, 8, 9], расчет стальных профилированных настилов выполняется по двум группам предельных состояний. Прочность и жесткость (прогиб) профилированных настилов при поперечном изгибе проверяются по формулам, приведенным в пп. 25.9 [13] и 25.10 [13] и [14]. В практике проектирования подбор профилированных настилов зарубежного производства выполняется по специальным номограммам в зависимости от расчетной схемы, нагрузки и требуемой жесткости. Для отечественных настилов такие номограммы отсутствуют. Требования [13, 14] не распространяется на случаи косоугольного изгиба отдельных карт профилированного настила.

При многопролетных схемах опирания решающим является обеспечением местной устойчивости элементов профилированных настилов. Устойчивость стенок гофров над средними опорами неразрезного настила высотой не более 60 мм проверяется по формуле

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_o} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{cr}} \right) \leq m, \quad 1 \text{ (165) [13]}$$

где σ – нормальное напряжение от изгиба;

σ_{loc} – местное напряжение от реакции средней опоры;

σ_o – нормальное критическое напряжение;

σ_{cr} – местное критическое напряжение;

$m = 1$ – при опирании настила на прогон из двутавра, двух швеллеров или гнутосварного замкнутого профиля;

$m = 0,9$ – при опирании настила на прогон из одиночного швеллера.

При наибольшей высоте настила в стенках профилей устраиваются уступы. При проверке устойчивости стенок ступенчатого поперечного сечения в гофрах неразрезного профилированного настила уступ на стенке рассматривается как продольное ребро эквивалентной жесткости. Продольное ребро жесткости в виде уступа делит стенку гофра на два расчетных отсека, высоты которых h_{o1} и h_{o2} равны расстояниям от выкружек уступа соответственно до нижней и верхней полок настила. Формула (1) при работе карт настила на косоугольный изгиб не может быть использована, что требует дополнительных исследований.

Действующие нормы распространяются только на профилированные настилы, выпускаемые по требованиям [3, 4]. В соответствии с [3], профнастилы допускается изготавливать из проката тонколистового оцинкованного по ГОСТ 14918, проката тонколистового с алюмоцинковым покрытием по ТУ 14-11-247-88 и проката тонколистового с алюминированного по ТУ 14-11-236-88 из марок сталей 08пс по ГОСТ 9045, 08, 08пс по ГОСТ 1050, Ст1, Ст2, Ст3 всех способов раскатки по ГОСТ 380 и проката тонколистового холоднокатаного электролитически оцинкованного по ТУ 14-1-4695-89 из марок сталей 08кп, 08пс, 10кп по ГОСТ 1050, 08кп, 08пс по ГОСТ 9045.

Следует отметить, что в строительстве используется большое количество типов профилированного настила, выпускаемого за рубежом. ГОСТом 24045-94* [3] допускается применять прокат, получаемый по импорту, показатели качества которого удовлетворяют действующим нормативным документам. В сертификатах на профилированный настил, в большинстве случаев, указывается только величина временного сопротивления стали. В соответствии с [13], при расчете настилов расчетное сопротивление стали при растяжении, сжатии и изгибе принимается не менее $R_y = 220$ МПа, расчетное сопротивление срезу $R_s = 130$ Мпа.

Расчитанные технико-экономические показатели (ТЭП) покрытий на 1 ячейку с треугольными фермами приведены в таблице 2, с арочной фермой – в таблице 3.

Расход металла для кровель с треугольными фермами на ячейку с размерами 11,7х6 м на 1 м² кровли при использовании прогонов из профилированных листов на 60% меньше по сравнению с традиционным решением.

Таблица 2 – ТЭП покрытия с треугольной фермой на 1 ячейку 11,7 х 6 м

№ п.п	Наименование ТЭП	Масса 1 м.п., кг / м	Длина l, м	Кол-во на 1 ячейку, шт.	Масса	
					на 1 ячейку	на 1 м ² кровли
1	2	3	4	5	6	7
1 вариант						
1	Стальные прогоны гн. [200х80х6 ГОСТ 8278	15,91	6	8	763,68	10,53
2 вариант						
1	Стальной профнастил Н114-750-0,8 ГОСТ 24045	8,4	6	6	302,4	4,17

Таблица 3 – ТЭП покрытия с арочной фермой на 1 ячейку 11,7 х 6 м

№ п.п	Наименование ТЭП	Масса 1 м.п., кг / м	Длина l, м	Кол-во на 1 ячейку, шт.	Масса	
					на 1 ячейку	на 1 м ² кровли
1	2	3	4	5	6	7
1 вариант						
1	Стальные прогоны гн. [200х180х6 ГОСТ 8278	25,33	6	8	1215,84	16,15
2 вариант						
1	Стальной профнастил Н114-750-0,8 ГОСТ 24045	8,4	6	6	302,4	4,06

В покрытиях по аркам с увеличением угла наклона касательной к поясу, при использовании схемы загрузки снеговой нагрузкой по 1 варианту (рисунок 3), на несущую способность прогонов существенное влияние оказывает величина момента сопротивления относительно вертикальной оси. В этом случае применение прогонов из профилированных листов на ячейку с размерами 11,7х6 м на 1 м² кровли снижает расход металла на 75% (таблица 2).

В настоящее время средняя стоимость 1 тонны гнутого швеллера по ГОСТ 8278 в Республике Беларусь составляет 9 млн. руб., а 1 тонны профилированного настила Н114-750-0,8 по ГОСТ 24045 – 12 млн. руб. Тогда экономический эффект для треугольной фермы на ячейку с размерами 11,7х6 м от применения в качестве прогонов стального профнастила составит более 3 млн. рублей, а для арочного покрытия при тех же размерах ячейки – более 7 млн. рублей.

ВЫВОДЫ

1. Применение ортотропных конструкций из профилированных настилов для скатных кровель позволяет существенно (в 1,5...3 раза) снизить расход металла на покрытие по сравнению с традиционным прогонным решением на величину до 75% вследствие большего момента сопротивления поперечного сечения относительно вертикальной оси. Экономический эффект от применения предлагаемого конструктивного решения возрастает в арочных покрытиях с увеличением угла наклона касательной к поясу.

2. Снижению расхода металла способствует прикрепление нижнего слоя ортотропной конструкции из карт профилированного настила к стропильным конструкциям с использованием саморезающих винтов по ГОСТ 10618 или точечной сварки, так как при этом отпадает необходимость в дополнительных болтовых элементах крепления.

3. Применение ортотропных конструкций из профилированных настилов для кровель уменьшает расчетную длину сжатого пояса стропильных конструкций из их плоскости и включение ортотропной плиты и оболочки в совместную работу с поясами стропильных конструкций (вследствие их значительной ширины), что позволит снизить металлоёмкость несущих стропильных конструкций.

4. Снижению металлоёмкости и трудозатрат на монтаж покрытия способствует использование панелей из профилированных листов вместо распорок для временного закрепления стропильных конструкций в процессе их монтажа.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Государственный стандарт Республики Беларусь. Профили стальные холодногнутые для кровель и комплектующие изделия к ним: СТБ 1382-2003. – Введ. 28.02.03. – Мн.: Минстройархитектуры РБ. – 2003. – 8 с.
2. Ищенко, И.И. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий / И. И. Ищенко [и др.]; под ред. И.И. Ищенко. – М.: Стройиздат, 1988.
3. Межгосударственный стандарт. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия: ГОСТ 24045-94. – Введ. 01.01.96. – Мн.: Минстройархитектуры РБ. – 1995. – 16 с.
4. Межгосударственный стандарт. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия. ИЗМЕНЕНИЕ № 1 ВУ*: ГОСТ 24045-94. – Введ. 12.09.2008. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2009.
5. Стандарт организации. Кровли зданий и сооружений. Проектирование и строительство: СТО 002-02495342-2005. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 138 с.
6. Стандарт организации. Настилы стальные профилированные для покрытий зданий и сооружений. Проектирование, изготовление, монтаж: СТО 0043-2005. – М.: ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова», 2005. – 23 с.
7. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Стальные конструкции: СНиП II-23-81*. – М.: Госстрой СССР: ЦНИТП, 1990. – 96 с.
8. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – М.: Госстрой СССР: ЦНИТП, 1986. – 36 с.
9. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. Изменение №1: СНиП 2.01.07-85. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001. – 5 с.
10. Технический кодекс установившейся практики. Кровли. Строительные нормы проектирования и правила устройства: ТКП 45-5.08-277-2013. – Введ. 10.04.2013. – Мн.: Минстройархитектуры РБ. – 2013. – 27 с.
11. Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно». Чертежи КМ: Серия 1.460.3-14. – Введ. 01.06.1982. – Госстрой СССР. – 1982. – 135 с.
12. Холодное скатное покрытие зданий / А.В. Мухин, А.Б. Шулин, М.А. Луговой, В.Н. Пчелин, Ю.Ю. Маркулевич; заявитель УО «Брестский гос. тех. ун-т.» – № 20130612 от 22.07.2013. Пол. реш. от 19.09.2013 № 9879.
13. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
14. Рекомендации по применению стальных профилированных настилов нового сортамента в утепленных покрытиях производственных зданий / ЦНИИПроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. – М., 1985. – 30 с.

Таблица 1 – Типовые стальные строительные конструкции покрытий

№ п.п	№ серии	Описание	Расч. нагрузка на ферму в тс/м	Расход металла на 1 м ² кровли (кг)
1	2	3	4	5
1	1.460.3-14. Ст. констр. покрытий производственных зданий пролетами 18, 24, 30м, с применением ГСП	Одноэтажное производственное здание пролетом 24 м с применением ферм и связей ГСП, уклон кровли 1,5% , шаг стропильных ферм 4 м, шаг колонн 12 м. Беспрогонная кровля.	2,2	26,19
2	1.460.3-23.98. Ст. констр. покрытий производственных зданий из ГСП 18, 24 и 30 м с уклоном кровли 10%	Одноэтажное производственное здание пролетом 24 м с применением ферм ГСП и несущего профилированного настила по прогонам с уклоном кровли 10%, шаг ферм 6м, шаг колонн 12м.	2,4	19,46
3	1.860-5. Ст. констр. покрытий сельскохозяйственных зданий. Вып 2. Покрытия с малоуклонной кровлей для зданий с сеткой колон 18х6 и 21х6 с применением асбестоцементных каркасных плит	Сельскохозяйственное здание пролетом 21, рулонная невентилируемая кровля с клоном 1,5% с применением в покрытии плит на деревянном или асбестоцементном каркасах, шаг стропильных ферм 6,0м, шаг колонн 6 м. Прогонное решение кровли.	2,4	28,5
4	1.460.2-10/88. Ст. констр. покрытий одноэтажных произв. зданий с фермами из парных уголков. Вып 1. Покрытие пролетами 18, 24,30 и 36м с применением ЖБ плит и стального профнастила	Одноэтажное производственное здание пролетом 24 м, уклон кровли 1,5% , шаг стропильных ферм 6 м, шаг колонн 12 м. Прогонное решение кровли.	2,05	30,17
5	1.460.3-22. Ст. констр. покрытий неотапливаемых зданий Вып. 1. Конструкции покрытий зданий пролетами 18, 24 и 30 м, с кровлей из асбестоцементных волнистых листов по прогонам с шагом 1,5 м	Производственное здание неотапливаемое, пролетом 24 м, уклон кровли 2,5% , шаг стропильных ферм и колонн 6 м. Прогонное решение кровли.	2,11	27,27

УДК 624.014.2

Седляр Т.Н.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОСТ-НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ зданий и сооружений - предельный срок службы зданий и сооружений, в течение которого они не утрачивают необходимых эксплуатационных качеств. Долговечность здания и сооружения определяется сроком службы его основных конструкций (например, фундаментов, несущих стен или каркаса).

Создание напряженного состояния в конструкции на стадии изготовления, когда знак напряжения в материале противоположен знаку напряжений от эксплуатационной нагрузки, является одним из крупнейших достижений инженерной мысли XX века. У истоков этой концепции в ее современном понимании стояли Эжен Фрейссине (Франция) и Виктор Васильевич Михайлов (Россия). В развитии преднапряженного железобетона важную роль сыграли Мерш, Леонгард, Финстервальдер, Витфоxt (Германия), Эванс (Великобритания), Моранди, Леви (Италия), Гийон, Лакруа, Вирложе (Франция), Гервик, Лин (США), Вальтер (Швейцария), Торроха (Испания), Борджес (Португалия) и многие другие. Весомый вклад внесли и многие российские специалисты.

Предварительное напряжение развивалось непросто. Интересно отметить, что в 30-х годах при защите докторской диссертации В.В. Михайлова, посвященной развитию этого метода, два оппонента из трех выступили против. А в Германии только совсем недавно было разрешено применять в мостах напрягаемую арматуру, расположенную вне сечения. Считалось, что арматура, расположенная вне бетона, не защищена от коррозии. Сейчас запрет отменили по тем соображениям, что арматуру от коррозии можно как раз надежнее защитить, если иметь к ней свободный доступ. Сегментная сборка железобетонных мостов с помощью напрягаемой арматуры – метод, получивший широкое распространение в СССР и многих других странах – в Германии не разрешена до сих пор.

В СССР предварительное напряжение широко применялось, в основном, при изготовлении конструкций массового применения в гражданском и промышленном строительстве. Создание напряженного состояния в конструкции на стадии изготовления, когда знак напряжения в материале противоположен знаку напряжений от эксплуатационной нагрузки, является одним из крупнейших достижений инженерной мысли XX века. У истоков этой концепции в ее современном понимании стояли Эжен Фрейссине (Франция) и Виктор Васильевич Михайлов (Россия). В развитии преднапряженного железобетона важную роль сыграли Мерш, Леонгард, Финстервальдер, Витфоxt (Германия), Эванс (Великобритания), Моранди, Леви (Италия), Гийон, Лакруа, Вирложе (Франция), Гервик, Лин (США), Вальтер (Швейцария), Торроха (Испания), Борджес (Португалия) и многие другие. Весомый вклад внесли и многие российские специалисты.

Предварительное напряжение развивалось непросто. Интересно отметить, что в 30-х годах при защите докторской диссертации В.В. Михайлова, посвященной развитию этого метода, два оппонента из трех выступили против. А в Германии только совсем недавно было разрешено применять в мостах напрягаемую арматуру, расположенную вне сечения. Считалось, что арматура, расположенная вне бетона, не защищена от коррозии. Сейчас запрет отменили по тем соображениям, что арматуру от коррозии можно как раз надежнее защитить, если иметь к ней свободный доступ. Сегментная сборка железобетонных мостов с помощью напрягаемой арматуры – метод, получивший широкое распространение в СССР и многих других странах – в Германии не разрешена до сих пор.

В СССР предварительное напряжение широко применялось, в основном, при изготовлении конструкций массового применения в гражданском и промышленном строительстве.

В настоящее время в большинстве развитых стран мира из предварительно напряженного железобетона изготавливается основной объем конструкций перекрытий и покрытий для одноэтажных и многоэтажных производственных, жилых и общественных зданий, значительная часть изделий, используемых в инженерных сооружениях для всех отраслей строительства. Из преднапряжен-

ного монолитного железобетона возводятся промышленные и жилые здания, объекты соцульта, плотины, энергетические комплексы, телебашни и так далее. Самая высокая в мире телебашня построена из монолитного преднапряженного железобетона.

Обширной областью применения монолитного предварительно напряженного железобетона являются инженерные сооружения (градирни, трубы, резервуары, защитные оболочки АЭС и т. д.). Современные градирни достигают высоты 150 м. Резервуары для хранения воды, сжиженного газа и т. д. могут достигать объема в несколько сот тысяч кубометров.

Особенно эффективно выглядят из преднапряженного железобетона телевизионные башни, являющиеся достопримечательностями многих городов, особенно в Германии. Выдающимся сооружением явилась, построенная по проекту Н.В. Никитина, московская телебашня, при общей высоте которой 537 м, железобетонная часть составляет 380 м. На сегодня телебашня в Торонто является самым высоким в мире отдельно стоящим сооружением (555 м). Есть более высокие стальные мачты, но они раскреплены растяжками. Поперечное сечение башни в виде трилистника оказалось весьма удачным для выполнения работ в скользящей опалубке и размещения напрягаемой арматуры. Ветровой опрокидывающий момент на башню составляет почти полмиллиона тоннометров при собственном весе высотной части башни чуть более 60 тыс. тонн.

В Германии и Японии широко строятся резервуары яйцевидной формы для очистных сооружений. К настоящему времени их построено общей емкостью более 1 млн. кубометров. Единичные емкости таких резервуаров от 1000 до 12 тыс. кубометров.

За последние годы в США было построено более 100 млн. м² монолитных перекрытий с натяжением арматуры на бетон. Значительный объем таких перекрытий возведен в Канаде.

Предварительно напряженная арматура в монолитных железобетонных конструкциях (перекрытия, мосты, высотные сооружения и т. д.) в последнее время применяется без сцепления с бетоном, то есть наблюдается отказ от инъектирования каналов, как средства защиты арматуры от коррозии. Для защиты от коррозии арматурные элементы (канаты) помещаются в специальные оболочки, заполненные антикоррозионным составом.

Следует отметить, что монолитный предварительно напряженный железобетон, помимо традиционных строительных целей, нашел широкое применение для возведения корпусов реакторов и защитных оболочек АЭС.

Обширной областью применения предварительно напряженного железобетона является мостостроение. Только в США построено более 500 тыс. железобетонных автодорожных мостов с различными пролетами. За последнее время там построено более 20 вантовых мостов длиной 600-700 м с центральными пролетами от 192 до 400 м. Из предварительно напряженного железобетона сооружаются там не только внеклассные мосты. Мосты пролетом до 50 м в США сооружаются только в сборном варианте из железобетонных преднапряженных балок.

Достижения в мостостроении имеют не только США. В г. Брисбен (Австралия) построен балочный мост с центральным пролетом 260 м, наибольшим среди мостов этого типа. Вантовый мост «Барнос де Луна» в Испании имеет пролет 440 м, мост «Анасис» в Канаде – 465 м, мост в Гонконге – 475 м. Арочный мост в Южной Африке – наибольший пролет 272 м и т. д. Мировой рекорд для вантовых мостов принадлежит мосту «Нормандия», где достигнут пролет 864 м, ненамного ему уступает мост «Васко да Гама» в Лиссабоне, построенный к

Всемирной выставке ЭКСПО-98. Общая протяженность мостового перехода превышает 18 км. Основные несущие конструкции моста пилоны и пролетные строения были выполнены из бетона класса С45 (по старому – марка 600). Гарантированный срок службы моста 120 лет по критерию долговечности бетона. В России же в последнее время большепролетные мосты чаще строятся из стали.

Выдающийся вклад в развитие преднапряженного железобетона принадлежит российским ученым, которые создали и применили принципиально новые, эффективные самонапряженные и непрерывно армированные конструкции. Из самонапряженного железобетона выполнены различные емкости, плавательные бассейны, ледовые стадионы, плиты покрытий и многие другие. Метод непрерывного армирования позволил максимально механизировать и автоматизировать раскладку и напряжение высокопрочной проволоки и канатов в плитных конструкциях перекрытий и покрытий гражданских и промышленных зданий.

Широкое использование преднапряженного железобетона открывает значительные возможности для снижения расхода стали, главным образом, путем уменьшения металлоемкости ряда железобетонных несущих и ограждающих конструкций, а также путем вытеснения металлических конструкций из различных отраслей строительства.

Практических инженерных расчетов долговечности пока еще не существует; в связи с этим степени долговечности конструкций, указываемые в строительных нормах и правилах, условны и используются главным образом для экономических предположений (1-я степень - срок службы более 100 лет; 2-я - более 50 лет; 3-я - более 20 лет).

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Руфферт, Г. Дефекты бетонных конструкций / под ред. В.Б. Семенова, Москва, 1987. – 111 с.
2. ACI 216R-89, Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
3. ECI 1994, Eurocode 1: Basis of Design and Design Actions on Structures, Part 2-2: Actions of Structures Exposed to Fire, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
4. Buchanan, A. H., 2001 (editor), Fire Engineering Design Guide, Center for Advanced Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
5. Buchanan, A. H., 2001, Structural Design for Fire Safety, John Wiley and Sons, LTD.
6. Kumahara, S.; Masuda, Y.; and Tanano, Y., 1993, Tensile Strength of Continuous Fiber Bar Under High Temperature, International Symposium on Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, SP-138, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

УДК 624.012

Семенюк С.Д., Москалькова Ю.Г., Мельянцова И.И.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ЗНАЧЕНИЙ НАГРУЗОК, СООТВЕТСТВУЮЩИХ ВЕРХНЕМУ И НИЖНЕМУ ПРЕДЕЛАМ МИКРОТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ КЕРАМЗИТОБЕТОНА

Бетон и железобетон в различных его модификациях есть и в перспективе будет одним из основных строительных материалов. Легкие бетоны средней прочности на основе керамзита широко используются в промышленном и гражданском строительстве, в частности в монолитном домостроении, а также для производства стеновых панелей сельскохозяйственных, промышленных и гражданских зданий. Комплексное использование легких бетонов позволяет решить проблемы энергоресурсосбережения при строительстве и техническом

обслуживании зданий и инженерных сооружений, повысить их надежность, долговечность и безопасность при эксплуатации.

Важными характеристиками прочности и деформативности бетона являются пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования. При центральном кратковременном сжатии на начальной стадии наблюдается незначительное увеличение числа контактных микротрещин на границе частиц заполнителя и цементного камня до уровня, соответствующего нижней границе микротрещинообразования $\eta_{\text{м}}^{\circ}$.

При превышении уровня $\eta_{\text{м}}^{\circ}$ наблюдается интенсивное увеличение длины, ширины раскрытия и числа контактных микротрещин, что приводит к появлению нелинейного участка на графике зависимости «Напряжения – относительные деформации». Эта стадия характеризуется незначительным количеством микротрещин в цементном камне. Вместе с тем начинают появляться комбинированные микротрещины, объединяющие, главным образом, контактные микротрещины вокруг зерен заполнителя. Следует отметить, что формирование этих трещин, хотя и не нарушает стабильного состояния системы, приводит к скольжению зерен заполнителей относительно матрицы, что обуславливает проявление ярко выраженных неупругих свойств бетона.

При достижении верхней границы микротрещинообразования $\eta_{\text{м}}^{\circ}$ увеличивается число и суммарная длина комбинированных трещин, возрастает их ширина раскрытия. На этой стадии начинают формироваться ярко выраженные микротрещины в цементном камне.

Интенсивное развитие комбинированных микротрещин не ведет к незамедлительному исчерпанию прочности материала, однако возникает опасность усталостного разрушения при длительном нагружении. В процессе приложения нагрузки в бетоне развиваются псевдопластические деформации, происходит накопление микроразрушений, в результате чего имеет место слияние микротрещин в макротрещины, которые приводят к разрушению бетонной матрицы. Также при действии малоцикловых нагрузок верхняя граница микротрещинообразования является «критической границей», при достижении которой малоцикловое нагружение оказывает негативное влияние на прочностные и деформативные характеристики бетона [1, 2].

Для проведения экспериментальных исследований были заформованы и испытаны 2 серии опытных образцов из керамзитобетона в виде кубов с размерами ребра 150 мм, призм размерами 150×150×600 мм и цилиндров диаметром 150 мм и высотой 300 мм. При этом использовался керамзитовый гравий фракций 5–10 мм и 10–20 мм в качестве крупного заполнителя с относительной прочностью в цилиндре 2,68 МПа и 1,86 МПа соответственно. Для обеих серий в качестве мелкого заполнителя служил кварцевый песок с модулем крупности $M_{\text{кр}}=1,8$, вяжущим – портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки М 500.

Составы керамзитобетонных смесей: Ц:П:Г=1:2,41:1,37 при водоцементном отношении В/Ц=0,51 (бетон плотностью 1390 кг/м³) и Ц:П:Г=1:1,84:0,79 (бетон плотностью 1545 кг/м³) при водоцементном отношении В/Ц=0,46.

Испытание призм на кратковременное центральное сжатие проводилось в полном соответствии с требованиями ГОСТ 24452-80. Нагружение призм образцов до их разрушения производилось с постоянной скоростью роста напряжений (0,6±0,2 МПа/с) ступенями, равными 10 % от ожидаемой разрушающей нагрузки. Значение ожидаемой разрушающей нагрузки при испытании призм принималось равным 80–85% от средней разрушающей нагрузки образ-

цов-кубов. При испытании призм измерялись продольные деформации индикаторами часового типа с ценой деления 0,01мм при базе 370–375 мм, установленными вдоль оси по четырем граням. Поперечные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм при базе 110–115 мм. Продольные и поперечные деформации по каждой отдельной призме (по показаниям четырех приборов механического действия) усреднялись. При отдельных отсчетах, резко отличавшихся от среднего, эти отсчеты и соответствующие им деформации по отдельным приборам из обработки опытных деформаций исключались [3–5].

Определение верхнего предела микротрещинообразования производилось по результатам испытания образцов призм с размерами 150×150×600 мм графическим методом по усредненным экспериментальным данным путем построения зависимости «Уровень нагружения η – объемная деформация ϵ^V » (рисунок 1). Объемные деформации ϵ^V при этом определяются по формуле (1) [2, 6, 7]:

$$\epsilon^V = \epsilon_c - 2\epsilon_v, \quad (1)$$

где ϵ_c – продольные относительные деформации;

ϵ_v – поперечные относительные деформации.

На рисунке 1 изображена зависимость «Уровень нагружения η – объемная деформация ϵ^V » для образца из керамзитобетона со средней прочностью 11,17 МПа в возрасте 28 суток при плотности 1390 кг/м³.

$$\epsilon^V = \epsilon_c - 2\epsilon_v, \times 10^3$$

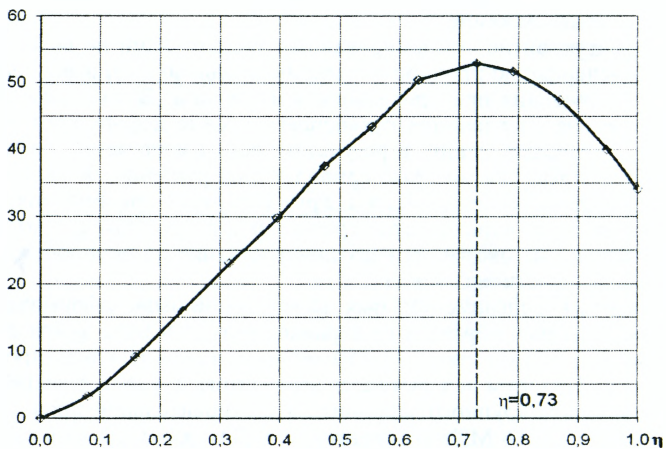


Рисунок 1 – Корреляционные зависимости «Уровень нагружения η – объемная деформация ϵ^V » для образца из керамзитобетона прочностью 11,17 МПа в возрасте 28 суток

Определение нижнего предела микротрещинообразования η_{cr}^* также производилось графическим методом по экспериментальным данным. Сначала определялись значения секущих модулей по упругопластическим продольным E'_c относительным деформациям, для которых были выведены линейные зависимости « $\eta - E'_c$ » методом линейно-корреляционного анализа [9–11].

Линейный характер зависимости « $\eta - E'_c$ » был эмпирически обоснован в работе [1]. На основании полученных зависимостей были определены значения коэффициента Пуассона ν (рисунок 2).

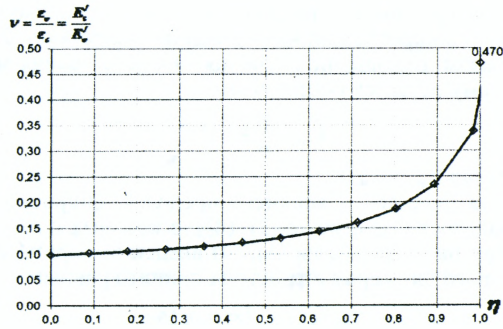


Рисунок 2 – Корреляционные зависимости «Уровень нагружения η – коэффициент Пуассона ν » для образца из керамзитобетона прочностью 11,17 МПа в возрасте 28 суток

По корреляционным кривым зависимостей « $\frac{d\nu}{d\eta} - \eta$ » и « $\frac{d^2\nu}{d\eta^2} - \eta$ » были определены соответственно верхняя $\eta_{кр}^v$ и нижняя $\eta_{кр}^o$ границы образования и развития продольных микротрещин отрыва при кратковременном сжатии бетона (рисунки 3, 4) [6].

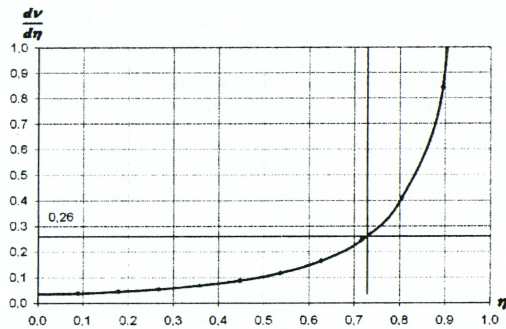


Рисунок 3 – Корреляционные зависимости « $\frac{d\nu}{d\eta} - \eta$ » для образца из керамзитобетона прочностью 11,17 МПа в возрасте 28 суток

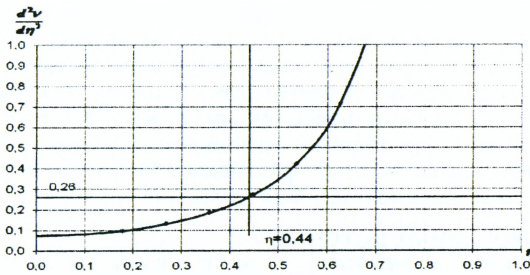


Рисунок 4 – Корреляционная зависимость « $\frac{d^2\nu}{d\eta^2} - \eta$ » для образца из керамзитобетона прочностью 11,17 МПа в возрасте 28 суток

На основании экспериментальных данных установлено, что между верхним и нижним пределами микротрещинообразования существует линейная зависимость. Таким образом, отношение значения нижнего уровня микротрещинообразования к верхнему остается постоянным:

$$k_{crc} = \frac{\eta_{crc}^0}{\eta_{crc}^v}. \quad (2)$$

Для легкого бетона $k_{crc} \approx 0,60$.

Для определения нижнего и верхнего пределов микротрещинообразования предложены зависимости (формулы (3), (4)), в которых помимо прочности бетона учтён вид бетона. В формулы (3), (4) введен эмпирический коэффициент k_{c1} , значение которого для керамзитобетона принято равным $k_{c1} \approx 1,2$.

$$\eta_{crc}^0 = 0,33k_{crc}k_{c1} \cdot \ln \frac{f_{lcm}}{f_{lcm,0}} - 0,15; \quad (3)$$

$$\eta_{crc}^v = 0,33k_{crc}k_{c1} \cdot \ln \frac{f_{lcm}}{f_{lcm,0}} + 0,1, \quad (4)$$

где η_{crc}^v , η_{crc}^0 – относительные значениями нагрузок, соответствующих верхнему и нижнему пределам микротрещинообразования;

f_{lcm} – средняя прочность легкого бетона, МПа;

$f_{lcm,0}$ – единичное значение средней прочности бетона, $f_{lcm,0} = 1$ МПа.

Сравнение опытных данных и расчетных значений для образцов из керамзитобетона в возрасте 28 суток, полученных по формулам (2) и (3), приведено в таблице 1.

Таблица 1 – Сравнение опытных и теоретических значений пределов микротрещинообразования нижнего η_{crc}^0 и верхнего η_{crc}^v для образцов из керамзитобетона в возрасте 28 суток

Коэффициент k_{crc}	Коэффициент k_{c1}	Прочность f_{cm} , МПа	Опытные значения		Расчетные значения		Отклонения расчетных значений от опытных, %	
			η_{crc}^0 оп	η_{crc}^v оп	η_{crc}^0 расч	η_{crc}^v расч	$\Delta \eta_{crc}^0$	$\Delta \eta_{crc}^v$
0,60	1,2	11,17	0,44	0,73	0,423	0,673	3,76	7,66
		9,13	0,41	0,71	0,376	0,626	8,40	12,37
		10,65	0,44	0,73	0,412	0,662	6,36	9,38
		15,83	0,50	0,75	0,506	0,756	-2,28	-0,44
		17,56	0,45	0,75	0,531	0,781	-17,97	-3,51
Среднее отклонение $\overline{\Delta \eta_{crc}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \eta_{crc,i}}{n}$, %							-0,35	5,09

Полученные данные не противоречат [12].

Таким образом, для керамзитобетона предложены зависимости, устанавливающие взаимосвязь между относительными значениями нагрузок, соответствующих верхнему и нижнему пределам микротрещинообразования, и средней прочностью бетона. Предложенные зависимости для определения верхнего и нижнего пределов микротрещинообразования обеспечивают удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бабич, С.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень: монографія / С.М. Бабич, Ю.О. Крусь. – Рівне : Вид-во РДТУ, 1999. – 119 с.
2. Москалькова, Ю.Г. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю.Г. Москалькова. – Могилев, 2013. – 199 с.

3. Мельянцова, И.И. Прочностные и деформативные характеристики керамзитобетона класса 10/12,5 по результатам испытаний / И.И. Мельянцова, Г.А. Дивакова, М.Г. Мамочкина // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: материалы Междунар. науч.-техн. конф., Могилев, 24–25 апр. 2014 г. / Белорус.-Рос. ун-т; редкол.: И.С. Сазонов [и др.]. – Могилев, 2014. – С. 289–290.
4. Мельянцова, И.И. Прочностные и деформативные характеристики керамзитобетона класса 16/20 по результатам испытаний / И.И. Мельянцова, Г.А. Дивакова, М.Г. Мамочкина // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: материалы Междунар. науч.-техн. конф., Могилев, 24–25 апр. 2014 г. / Белорус.-Рос. ун-т; редкол.: И.С. Сазонов [и др.]. – Могилев, 2014. – С. 291–292.
5. Семенюк, С.Д. Прочность и деформативность керамзитобетона классов 10/12,5 и 16/20 по результатам испытаний / С.Д. Семенюк, И.И. Мельянцова, Г.А. Дивакова, М.Г. Мамочкина. – Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди: збірник наукових праць. – Ровно, 2014. – Вып. 28. – С. 67–75.
6. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг. – М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.
7. Голишев, О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку конструкцій і з опору залізобетону / О.Б. Голишев, А.Н. Бамбура. – К.: Логос, 2004. – 340 с.
8. Семенюк, С.Д. Прогнозирование работы и расчет железобетонных пространственных конструкций на неравномерно деформируемом основании: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01; 05.23.02 / С.Д. Семенюк. – Могилев, 2004. – 381 с.
9. Блохин, А.В. Теория эксперимента: курс лекций в двух частях. – Ч. 1. Научно-методический центр «Электронная книга БГУ» [Электронный ресурс]. Электрон. текст. дан. (1,1 Мб). – Минск, 2003. – Режим доступа: <http://anubis.bsu.by/publications/elresources/Chemistry/-blohin1.pdf>. – Электрон. версия печ. публикации, 2002.
10. Болошенко, Ю.Г. Определение модуля упругости и упругопластических характеристик бетона методом линейного корреляционного анализа / Ю.Г. Болошенко // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности: материалы междунар. науч.-техн. конф. мол. ученых, Могилев, 20–21 нояб. 2008 г. / Белорус.-Рос. ун-т; редкол.: И.С. Сазонов [и др.]. – Могилев, 2008. – С. 106.
11. Семенюк, С.Д. К определению модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при кратковременном центральном сжатии // Вестник Брестского государственного технического университета. – Брест, 2001. – № 1. – С. 40–44.
12. Бабич, Е.М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях: учебн. пособие. – К.: Выща шк. Головное изд-во, 1988. – 208 с.

УДК 624.016:624.046.2

Семко А.В., Воскобойник Е.П., Лазарев Д.Н., Скиба А.В.

К ВОПРОСУ РАСЧЁТА ЛЁГКИХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, РАБОТАЮЩИХ НА КРУЧЕНИЕ С ИЗГИБОМ

Постановка проблемы в общем виде

Любое современное строительство – индивидуальное, муниципальное или коммерческое – нуждается в новых прогрессивных энергоэкономных проектно-конструктивных решениях с использованием теплоэффективных конструкций. Среди них выгодно отличается применение легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК) и использование легких бетонов.

В настоящее время в Украине, России, и Белоруссии увеличивается количество европейских и отечественных производителей холодногнутых и холоднокатаных стальных конструкций, а также производство разнообразных лёгких бетонов. Но применение сочетания таких современных конструкций в качестве несущих, в большинстве случаев, затруднено из-за нерешенного вопроса их проектирования [1].

В целом использование ЛСТК в несущих конструкциях имеет ряд особенностей, обусловленных прежде всего их тонкостенностью и специфической формой сечения, вследствие чего для таких элементов характерны: возможность потери местной устойчивости полок и стенок профилей при продольном изгибе; работа изгибаемых и сжатых элементов с эксцентриситетами, что ведет к необходимости учета при расчете деформаций стесненного кручения; существенная теплопроводность сплошных профилей, образующих «мостики холода» в ограждающих конструкциях. В связи с этим одним из путей повышения несущей способности рассматриваемого типа конструктивных элементов может быть их заполнение легкими бетонами. В этом случае образованные таким способом комплексные (по сути – легкие сталежелезобетонные (СЖБ)) конструкции, совмещающие несущую и теплоизоляционную функции, позволяют наиболее эффективно использовать преимущества каждого из их компонентов.

Целью данной работы является разработка общего алгоритма расчёта лёгких сталежелезобетонных конструкций, работающих на кручение с изгибом.

Изложение основного материала

На основе проведенных экспериментальных исследований легких сталежелезобетонных балок, работающих в условиях совместного действия изгиба с кручением [2-5], предложена методика расчета таких конструкций. Для примера, были использованы ЛСТ балки с разнообразным поперечным сечением, с наличием и отсутствием разного типа анкеровки (рис. 1).

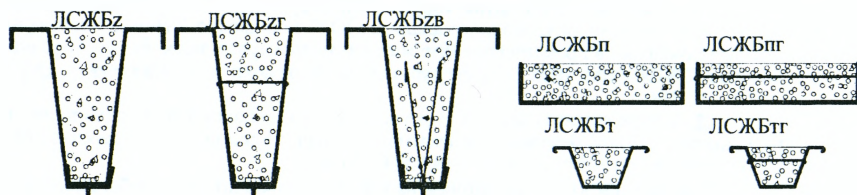


Рисунок 1 – Типы лёгких сталежелезобетонных балок

Результаты эксперимента свидетельствуют о существенном качественном и количественном влиянии наличия анкеровки составляющих комплексного сечения между собой на характер их работы под нагрузкой.

Ведь в случае отсутствия или наличия анкеровки внешнего листового армирования и бетона усиления и, наоборот, при обеспечении их совместной работы на всех этапах загрузки имеет место различный характер работы и разрушения такого типа конструктивных элементов.

Таким образом, в связи с установленными в результате проведения экспериментальных исследований особенностями работы предложенного типа легких сталежелезобетонных балок при действии изгиба с кручением, для конструкций без анкерующих средств во время их нагружения, можно выделить три характерные стадии напряженно-деформированного состояния:

I стадия (стадия совместной работы комплексного элемента) характеризует напряженно-деформированное состояние легкой сталежелезобетонной балки на начальных этапах нагружения (до нарушения совместной работы составляющих комплексного сечения) сопровождается отслоением внешнего листового армирования от бетона усиления, то есть достижением предельного момента совместной работы (M_{ult}). При этом бетон сохраняет целостность и работает под нагрузкой квазиупруго;

II стадия характеризует напряженно-деформированное состояние легкой СЖБ балки после достижения предельного момента совместной работы (M_{ult}) при условии отдельной работы составляющих комплексного сечения: внешнего листового армирования и бетона усиления. На этой стадии загрузки в бетоне образуются спиральные трещины, образующие в пределах трех граней элемента вместе с четвертой замыкающей ее сжатой зоной пространственное сечение;

III стадия имеет пластический характер и происходит вследствие раздавливания бетона между пространственными трещинами при одновременном достижении текучести в наиболее напряженной фибре стального тонкостенного профиля.

Зависимо от рассматриваемого вида предельного состояния (достижения предельного момента совместной работы либо разрушения) расчет рекомендуется выполнять согласно следующим гипотезам и предпосылкам.

1. Предпосылки расчета предельного момента совместной работы (M_{ult}) при отсутствии или неполной анкеровки (взаимном смещении) составляющих комплексного сечения легких сталежелезобетонных балок:

1.1. В основу расчета положена I стадия работы при условии совместности деформаций внешнего стального армирования и бетона усиления.

1.2. Расчет предельного момента совместной работы (M_{ult}) легкой СЖБ балки выполняется как для сплошного однородного упругого тела, имеющего сечение к бетону согласно схеме, приведенной на рисунке 2.

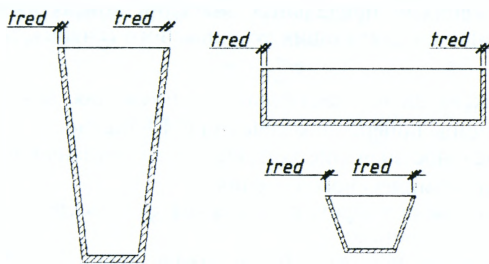


Рисунок 2 – Схемы приведения легких СЖБ балок к бетону

При этом учитывается полное сечение бетона усиления и площадь сечения всего внешнего листового армирования ($A_{s,f}$), умноженная на соотношение модуля упругости стали (E_s) к по модулю деформаций бетона (E'_{cm}), то есть приведена площадь сечения внешнего листового армирования ($A_{s,red}$):

$$A_{s,red} = \alpha_E \cdot A_{s,f}, \quad (1)$$

где $A_{s,red}$ – приведённая к бетону расчетная площадь внешнего листового армирования;

$A_{s,f}$ – фактическая площадь сечения внешнего листового армирования;

α_E – коэффициент приведения:

$$\alpha_E = E_s / (\nu \cdot E'_{cm}), \quad (2)$$

где E'_{cm} – среднее значение начального модуля упругости бетона;

ν – коэффициент упругих характеристик бетона, что в соответствии рекомендаций [6] принимается равным 0,85 при кратковременном и 0,4 при длительном действии нагрузки.

1.3. Для приведенного расчетного сечения, имеющего форму равнобедренной трапеции, максимальные касательные напряжения τ_{max} и углы закручивания θ определяются как для стержня прямоугольного эквивалентного сечения шириной b_{red} , полученного по схеме приведения, что представлено на рисунке 3 [7].

$$\tau_{max}^{kp} = \frac{M_{kp}}{W_k}, \quad (3)$$

где M_k – значение внешнего крутящего момента;

W_k – момент сопротивления поперечного сечения балки при кручении.

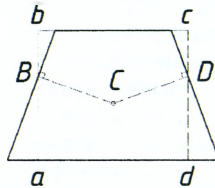


Рисунок 3 – Схема приведения трапециевидного сечения к прямоугольному

1.4. Критерием достижения предельного состояния по предельному моменту совместной работы (M_{ult}) следует считать превышение максимальными касательными напряжениями предельных значений контактных касательных напряжений сцепления составляющих комплексного сечения, то есть:

$$\tau_{max}^{kp} \leq \tau_{зч}, \quad (4)$$

где τ_{max} – максимальные касательные напряжения, возникающие в эквивалентном приведенном поперечном сечении СЖБ балки;

$\tau_{зч}$ – предельное значение контактных касательных напряжений сцепления составляющих комплексного сечения.

2 Предпосылки расчета прочности легких сталежелезобетонных балок при действии изгиба с кручением:

2.1. В основу расчета положена III стадия напряженно-деформированного состояния ЛСЖБ балки.

2.2. Поперечное сечение балки принимается в виде составного бруса при отдельной работе составляющих комплексного сечения: внешнего листового армирования (ЛСТК) и бетона усиления.

2.3. Прочность по интегральному значению предельного момента (M_R) определяется исходя из принципа суперпозиций составляющих комплексного сечения как сумма величин интегральных моментов, воспринимаются внешним листовым армированием – стальным тонкостенным профилем ($M_{R,s}$) и бетоном усиления ($M_{R,c}$) при условии их отдельной работы:

$$M_R = M_{R,s} + M_{R,c}. \quad (5)$$

2.4. Вследствие особенностей геометрии поперечного сечения балка испытывает деформации ограниченного кручения, когда сечения плоские до приложения нагрузки при загрузке перестают быть плоскими, что имеет место при невыполнении гипотезы плоских сечений.

2.5. Внешнее листовое армирования работает как тонкостенный профиль открытого сечения, расчет прочности которого выполняется по теории В.З. Власова [8]. При этом деформации сдвига срединной поверхности стержня равны нулю. Контур поперечного сечения стержня считается недеформированным.

2.6. Бетон усиления работает как анизотропный прямолинейный брус, касательные напряжения, возникающие в нем при воздействии кручения не зависят от упругих постоянных материала и определяются по известным зависимостям для однородных изотропных материалов с учетом момента сопротивления поперечного сечения бетона усиления при кручении, равному эквивалентному ($W_{c,ek}^{kp}$).

С другой стороны, при наличии средств анкеровки, обеспечивающих совместную работу составляющих комплексного сечения на всех этапах загрузки, характерные стадии напряженно-деформированного состояния легких сталежелезобетонных балок при действии изгиба с кручением будут отличаться по качественным и количественным показателям, а именно:

I стадия характеризует напряженно-деформированное состояние легкой СЖБ балки на начальных этапах загрузки. При этом бетон и стальной профиль работают упруго – эпюры нормальных напряжений близки к треугольным;

II стадия характеризует напряженно-деформированное состояние легкой СЖБ балки, когда в бетоне усиления образуются спиральные трещины, которые в пределах трех граней элемента вместе с четвертой замыкающей ее сжатой зоной образуют пространственное сечение. Переход к следующей стадии напряженно-деформированного состояния при дальнейшем нагружении обусловлен нарушением совместной работы составляющих комплексного сечения – отслоением внешнего листового армирования от бетона усиления, то есть достижением предельного момента совместной работы (M_{ult});

III стадия разрушения имеет пластический характер и происходит вследствие раздавливания бетона между пространственными трещинами при одновременном достижении текучести в наиболее напряженной фибре стального тонкостенного профиля.

Несмотря на это, основной предпосылкой расчета прочности легких сталежелезобетонных балок при действии изгиба с кручением следует считать допущение о совместной работе составляющих комплексного сечения на всех этапах загрузки, то есть:

1. Справедливо условие совместности деформаций внешнего стального армирования и бетона усиления.

2. В основу расчета положена III стадия напряженно-деформированного состояния ЛСЖБ балки.

3. Расчет прочности легкой СЖБ балки выполняется как для сплошного однородного упругого тела, имеющего сечение, приведенное к стальному согласно схеме на рисунке 2. При этом учитывается площадь сечения всего внешнего листового армирования ($A_{s,f}$) и полное сечение бетона усиления ($A_{c,f}$), умноженная на соотношение модуля деформаций бетона (E'_{cm}) к модулю упругости стали (E_s), то есть приведена площадь сечения ($A_{c,red}$):

$$A_{c,red} = \alpha_E \cdot A_{c,f}, \quad (6)$$

где $A_{c,red}$ – приведена к стали расчетная площадь бетона усиления;

$A_{c,f}$ – фактическая площадь сечения бетона усиления;

α_E – коэффициент приведения;

$$\alpha_E = \nu \cdot E_{cm} / E_s, \quad (7)$$

где E_{cm} – среднее значение начального модуля упругости бетона;

ν – коэффициент упругих характеристик бетона, что в соответствии рекомендаций [6] принимается равным 0,85 при кратковременной и 0,4 при длительном действии нагрузки.

4. Все необходимые геометрические характеристики при изгибе и кручении определяются для приведенного к стали сечения согласно схеме на рисунке 4.

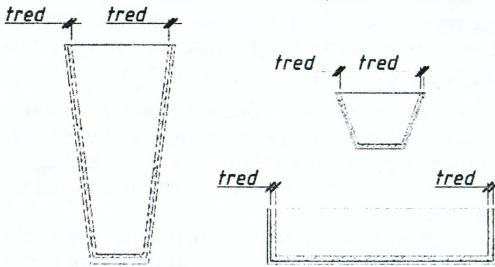


Рисунок 4

Учитывая принятые предпосылки, расчет легких сталежелезобетонных балок без средств

обеспечения совместной работы составляющих комплексного сечения при действии изгиба с кручением выполняется для двух стадий загрузки:

- расчет предельного момента совместной работы (M_{ult});
- расчет прочности по предельному интегральному моменту, воспринимаемому расчетным поперечным сечением (M_R).

1. Расчет предельного момента совместной работы (M_{ult}) для легких сталежелезобетонных балок без средств обеспечения совместной работы составляющих комплексного сечения при действии изгиба с кручением рекомендуется выполнять по приведенному к бетону сечению с учетом момента сопротивления эквивалентного приведенного сечения при изгибе $W_{x,red}^{ek}$ и кручении $W_{ek,red}^{ek}$.

Момент сопротивления эквивалентного сечения при кручении $W_{ek,red}^{kp}$ определяется по упрощенным зависимостям сопротивления материалов, как для элементов прямоугольного сечения:

$$W_{ek,red}^{kp} = \alpha_k \cdot h \cdot b_{red}^{ek}, \quad (8)$$

где h – высота (длинная сторона) элемента;

b_{red}^{ek} – эквивалентна приведена ширина (короткая сторона) элемента;

α_k – коэффициент, зависящий от соотношения сторон h и b_{red}^{ek} .

Таким образом, критерий достижения предельного состояния по предельному моменту совместной работы (M_{ult}) лёгких СЖБ балок при действии изгиба и кручения имеет вид:

- по теории наибольших нормальных напряжений (первая теория прочности):

$$\frac{1}{2} \left[\frac{M_{3\sigma}}{W_{x,red}^{ek}} + \sqrt{\left(\frac{M_{3\sigma}}{W_{x,red}^{ek}} \right)^2 + 4 \left(\frac{M_{kp}}{W_{ek,red}^{kp}} \right)^2} \right] \leq f_{ym}; \quad (9)$$

- по теории наибольших удлинений (вторая теория прочности):

$$0,35 \frac{M_{3\sigma}}{W_{x,red}^{ek}} + 0,65 \sqrt{\left(\frac{M_{3\sigma}}{W_{x,red}^{ek}} \right)^2 + 4 \left(\frac{M_{kp}}{W_{ek,red}^{kp}} \right)^2} \leq f_{ym}; \quad (10)$$

- по теории наибольших касательных напряжений (третья теория прочности):

$$\sqrt{\left(\frac{M_{3\sigma}}{W_{x,red}^{ek}} \right)^2 + 4 \left(\frac{M_{kp}}{W_{ek,red}^{kp}} \right)^2} \leq f_{ym}; \quad (11)$$

– по теории потенциальной энергии формоизменения (четвертая теория прочности):

$$\sqrt{\left(\frac{M_{3c}}{W_{x,red}^{ek}}\right)^2 + 3\left(\frac{M_{kp}}{W_{ek,red}^{kp}}\right)^2} \leq f_{ym}, \quad (12)$$

где f_{ym} – среднее значение сопротивления стали на границе текучести;

M_{3c} и M_{kp} – соответственно значение внешнего изгибающего и крутящего момента.

2. Расчет прочности по предельному интегральному моменту воспринимающему расчетным поперечным сечением (M_R).

Пластический момент сопротивления сечения бетона при изгибе $W_{c,pl}$ определяется с учетом неупругих деформаций растянутого бетона:

$$W_{c,pl} = \gamma \cdot W_c, \quad (13)$$

где γ – коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения, принимается равным 1,75, аналогично рекомендациям [6].

Тогда предельный изгибающий момент, воспринимаемый бетоном усиления при воздействии сгиба с кручением ($M_{R,c}$), определяется по одной из теорий прочности, с учетом неупругих деформаций растянутого бетона с помощью пластического момента сопротивления бетонного сечения ($W_{c,pl}$):

– по теории наибольших нормальных напряжений (первая теория прочности):

$$M_{R,c}^{(I)} = \frac{1}{2} \left[f_{cm} \cdot W_{c,pl} + \sqrt{(f_{cm} \cdot W_{c,pl})^2 + 4(2f_{ctm} \cdot W_{c,ek}^{kp})^2} \right]; \quad (14)$$

– по теории наибольших удлинений (вторая теория прочности):

$$M_{R,c}^{(II)} = 0,35 f_{cm} \cdot W_{c,pl} + 0,65 \sqrt{(f_{cm} \cdot W_{c,pl})^2 + 4(2f_{ctm} \cdot W_{c,ek}^{kp})^2}; \quad (15) \quad N \& \quad ;$$

– по теории наибольших касательных напряжений (третья теория прочности):

$$M_{R,c}^{(III)} = \sqrt{(f_{cm} \cdot W_{c,pl})^2 + 4(2f_{ctm} \cdot W_{c,ek}^{kp})^2}; \quad (16)$$

– по теории потенциальной энергии формоизменения (четвертая теория прочности):

$$M_{R,c}^{(IV)} = \sqrt{(f_{cm} \cdot W_{c,pl})^2 + 3(2f_{ctm} \cdot W_{c,ek}^{kp})^2}, \quad (17)$$

где f_{ym} и f_{ctm} – соответствующие средние значения прочности бетона на осевое сжатие и растяжение.

Условие прочности внешнего листового армирования при действии изгиба с кручением согласно одной из принятых теорий прочности имеет вид:

– по теории наибольших нормальных напряжений (первая теория прочности):

$$\frac{1}{2} \left[\sigma_{max}^{3c} + \sqrt{(\sigma_{3ac}^{3c})^2 + 4(\tau_{\omega})^2} \right] \leq f_{ym}; \quad (18)$$

– по теории наибольших удлинений (вторая теория прочности):

$$0,35 \sigma_{max}^{3c} + 0,65 \sqrt{(\sigma_{max}^{3c})^2 + 4(\tau_{\omega})^2} \leq f_{ym}; \quad (19)$$

– по теории наибольших касательных напряжений (третья теория прочности):

$$\sqrt{(\sigma_{max}^{3c})^2 + 4(\tau_{\omega})^2} \leq f_{ym}; \quad (20)$$

– по теории потенциальной энергии формоизменения (четвертая теория прочности):

$$\sqrt{(\sigma_{max}^{3\sigma})^2 + 3(\tau_{\omega})^2} \leq f_{yt}, \quad (21)$$

где $\sigma_{max}^{3\sigma}$ – величина полных нормальных напряжений в опасной точке расчетного сечения тонкостенного открытого профиля;

τ_{ω} – секториальные касательные напряжения, возникающие в результате воздействия изгибно-крутящего момента M_{ω} .

Величина полных нормальных напряжений в опасной точке расчетного сечения внешнего листового армирования в виде тонкостенного открытого профиля равен:

$$\sigma_{3\sigma} = \sigma_{3\sigma} + \sigma_{\omega} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{B}{W_{\omega}}, \quad (22)$$

где $\sigma_{3\sigma}$ и σ_{ω} – максимальные нормальные напряжения от действия изгибающего момента и бимомент (секториальные нормальные напряжения);

B – бимомент;

W_{ω} – секториальный момент сопротивления сечения.

Вывод

На основе полученных результатов проведённых экспериментальных исследований [2–5] конструкций на кручение с изгибом, разработана методика рационального проектирования лёгких сталежелезобетонных балок для разного типа сечения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Семко, О.В. Легкий бетон для заполнения порожнин стальных тонкостенных конструкций / О.В. Семко, Д.М. Лазарев, Ю.О. Авраменко // Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвід. наук.-техн. зб. – К.: ДП НДБІК, 2011. – Вип. 74 – С. 659–666.
2. Воскобойник, О.П. Методика експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок, що працюють на згин з крученням в незнімній опалубці / О.П. Воскобойник, О.В. Скиба, А.В. Бакош, Т.С. Страшко, Н.С. Пашенко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури до 100-річчя від дня народження Заслугового діяча науки України, доктора технічних наук, професора Прокоповича Ігоря Євгеновича. – Одеса: ОДАБА – 2013 – Вип. 49, ч. 1 – С. 72–79.
3. Воскобойник, О.П. Методика експериментальних досліджень надлегких сталезалізобетонних балок незнімній опалубці, що працюють на згин з крученням / О.П. Воскобойник, О.В. Скиба // Строительство, материаловедение, машиностроение: сборник научных трудов; под общей редакцией доктора технических наук профессора В.И. Большакова – Днепропетровск: ГВУЗ “Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры”, 2013 – Вып. 68 – С. 98–103.
4. Семко, А.В. О результатах экспериментальных исследований сталежелезобетонных балок на изгиб с кручением. / А.В. Семко, Е.П. Воскобойник, А.В. Скиба // Международное научное издание: сборник научных трудов S World. – Иваново: Маркова АД, 2014. – Том 19: Искусствоведение, архитектура и строительство. – С. 87–92.
5. Воскобойник, О.П. Експериментальні дослідження легких стальных та сталезалізобетонних конструкцій із Z-подібних профілів, що працюють на згин з крученням / О.П. Воскобойник, О.В. Скиба, К.О. Шумейко, Д.О. Авраменко, Н.С. Пашенко, В.В. Голяк // Науковий вісник будівництва: збірник наукових праць – ХНУБА, 2014. – № 2(76). – С. 78–81.
6. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. – М.: Стройиздат, 1978. – 55 с. (Науч. –исслед. ин-т бетона и железобетона Гостроя СССР. Центр. Науч.-исслед. и проектно-эксперим. ин-т промзданий и сооружений Гостроя СССР).
7. Писаренко, Г.С. Сопротивление материалов: учебник для вузов / Под общ. ред. акад. АН УССР Г.С. Писаренко. – 4-е изд., перераб. и доп. – Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1979. – 696 с.
8. Власов, В.З. Тонкостенные упругие стержни. Избранные труды / Издательство Академии Наук СССР – Москва, 1963. – С. 507.

К ВОПРОСУ МОДЕЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Трубобетонным конструкциям уже свыше ста лет и на сегодня довольно хорошо изучены особенности их работы в зависимости от геометрических характеристик, физико-механических свойств бетона ядра и материала оболочки, способа прикладывания нагрузки и ее продолжительности [1, 2, 3]. Поскольку все конструкции с годами эксплуатации изнашиваются (механические удары, коррозионные поражения), а иногда и при новом строительстве имеют место дефекты проката (трещины, царапины, отверстия) или изготовления (аномалии бетонирования) возникает необходимость учета влияния разных типов повреждений на напряженно-деформированное состояние (НДС) трубобетонных элементов с дефектами трубы-оболочки. Наряду с экспериментальными исследованиями, которые зачастую достаточно материалоемкие и трудоемкие, в наше время одним из прогрессивных методов анализа параметров напряженно-деформированного состояния строительных конструкций является моделирование их работы методом конечных элементов [4, 5]. Анализ литературы [6, 7], посвященной решению этой проблемы, подтверждает возможность использования методов математического моделирования (конечно-элементного анализа) работы строительных конструкций и для трубобетонных стоек [6, 7] с повреждениями трубы-оболочки. Однако при этом одним из наиболее существенных факторов, в конечном счете, обуславливающих точность результатов расчета, является правильность создания конечно-элементных моделей (задание свойств материалов, их совместную работу, приложение нагрузки и т.д.), то есть их адекватность с точки зрения математического описания действительной (реальной) работы строительных конструкций. Процедура конечно-элементного анализа эксплуатируемых конструкций существенно усложняется в связи с необходимостью моделирования их возможных дефектов и повреждений.

В связи с этим целью данной работы является разработка методики моделирования НДС трубобетонных элементов с повреждениями трубы-оболочки с использованием метода конечных элементов. В рамках данных исследований конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) трубобетонных образцов с дефектами трубы оболочки выполнялся с помощью программного комплекса NASTRAN (NAsa STRuctural ANalysis) Femap 10.1.1 SC 32bit / 64 bit (учебная демо-версия SDRC-FEMAP 8/1a S/N 000-00-00-DEMO-406F-00000000). Параметры напряженно-деформированного состояния трубобетонных элементов с дефектами, полученные с использованием математического моделирования тестировались (сравнивались) с результатами испытания физических лабораторных образцов (серии ТБп-1 и ТБп-2, конструкция и методика испытаний приведены в [8, 9, 10, 11]).

Методика исследования напряженно-деформированного состояния трубобетонных стоек с повреждениями трубы-оболочки методом конечных элементов, а именно создание конечно-элементной модели для определения НДС образцов и ее анализ проводился в следующей последовательности:

1. **Система координат.** Ее назначение состоит в указании положения точек в пространстве или на плоскости. При создании геометрии образцов была использована глобальная Декартова прямоугольная система координат.

2. **Геометрия модели.** Сначала создавался плоский поперечный разрез трубы с помощью кругов, которые задавались координатами узловых точек. Была учтена толщина стенки. Потом выполнялся контроль геометрических характеристик созданного плоского разреза одной трубы.

Дальше выполнялось копирование кольца и удлинение его на высоту образца, т.е. 400 мм и 440 мм для создания объемной модели (трубы). В стальных образцах объемная модель бетона ядра создавалась путем удлинения замкнутого плоского контура, образованного внутри трубы. Дефекты моделировались путем создания точной фигуры каждого из дефектов и вырезание ее пустоты из оболочки.

3. **Свойства материалов.** Материалы (сталь и бетон) задавались отдельно как изотропные, а их свойства – в виде скалярных величин с учетом физической нелинейности. Значение физико-механических характеристик материалов (модуль упругости Юнга E и коэффициент поперечных деформаций ν) и закон деформирования (σ - ϵ) брались согласно результатам испытаний материалов.

Соединение бетонного ядра и стальной оболочки осуществлялось с помощью специального контактного слоя толщиной $(1/6)t$ (где t – толщина трубы-оболочки), со сменными свойствами в нормальном и тангенциальном направлениях.

При исследовании стойкости сжатых элементов, материалы задавались упруго пластическими с моделированием физической нелинейности с помощью ввода закона деформирования (σ - ϵ).

4. **Тип конечных элементов и разбивка модели на КЕ.** Заданные узловые точки во время создания геометрии связываются КЕ. В линейном статическом анализе элементы представляются упругими частичками. Эта математическая аппроксимация довольно приближенно описывает реальное поведение конструкции. Целью конечно-элементного моделирования является составление из дискретных частичек модели, которая наиболее достоверно описывает реальную конструкцию и ее работу. На выбор типа и размера КЕ повлияли время создания объемной конечно-элементной сетки, необходимое дисковое пространство для проведения ПК расчета, точность и сходимость полученных результатов при расчете моделей разбитых разными КЕ. Таким образом, по результатам анализа для создания объемной конечно-элементной сетки образцов были использованы трехмерные объемные элементы типа «Hex Meshing solid» – гексаэдры, с размером стороны элемента 3 мм, что составляет 0.7% от общей высоты образца.

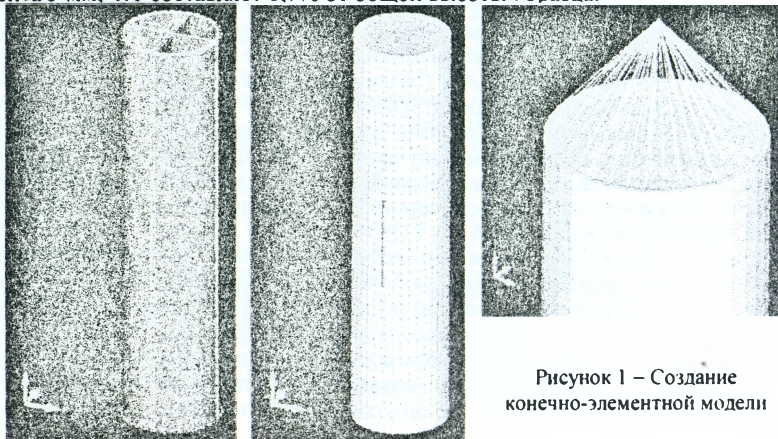


Рисунок 1 – Создание конечно-элементной модели

При расчете модели КЕ имеет значение симметричная сетка, так как в другом случае распределения напряжений и деформаций будут иметь несимметричный вид. Чтобы этого не случилось, перед разбивкой на КЕ тело разрезалось в двух симметричных плоскостях. После разбивки тела на КЕ выполнялось обязательное объединение совпадающих точек (узлов КЕ), что образовались в результате разбивки, для образования единого тела.

5. **Предельные условия** – связи, к которым крепится конструкция. Так как опорные плиты пресса были шарнирными, то для верхней поверхности образцов запрещались поступательные перемещения вдоль двух осей, перпендикулярных продольной оси элемента, а угловые перемещения и поступательные перемещения вдоль продольной оси элемента были разрешены. Для противоположной поверхности образцов запрещались все три поступательных перемещения, а углы были разрешенные.

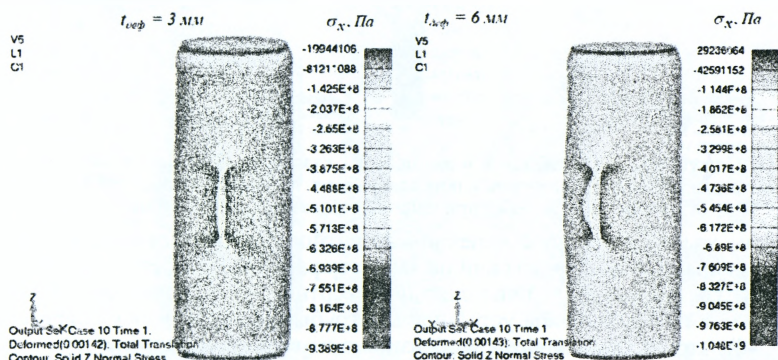


Рисунок 2 – Распределение нормальных напряжений в моделях трубобетонных образцов с локальным повреждением в виде сквозного послабления трубы-оболочки (тип «2»): при ширине повреждения 3 мм и 6 мм

6. **Формирование системы нагрузок.** Чтобы максимально приблизить “испытание” моделей образцов с помощью ЭВМ к реальному (физическому) эксперименту, нагрузка к объемной модели осуществлялась с помощью элемента типа «rigid».

7. **Проверка корректности разработанной модели.** После создания твердого тела удалялись лишние предельные поверхности, из-за которых могли возникнуть фатальные ошибки при расчетах. Также контролировалось качество и симметричность разбивки модели на КЕ, количество объединения совпадающие узлы конечно-элементной решетки, тип предельных условий, величины приложенных нагрузок и поверхности их распространения.

8. **Расчет конструкции** – конечно-элементной анализ. Как уже указывалось, модели рассчитывались на нелинейную статическую нагрузку. Загрузка моделей трубобетонных образцов осуществлялась степенями с 10 итерациями на каждой степени.

9. **Анализ полученных результатов расчетов и формирование их представления для практического использования.** Вследствие проведения расчетов КЕ с помощью ЭВМ были полученные графики распределения относительно главных осей деформаций и напряжений и их числовые значения с указанием экстремумов.

Примеры результатов конечно-элементного анализа напряженно-деформированного состояния трубобетонных образцов с разными параметрами локальных повреждений трубы-оболочки приведены на рисунках 2 – 4.

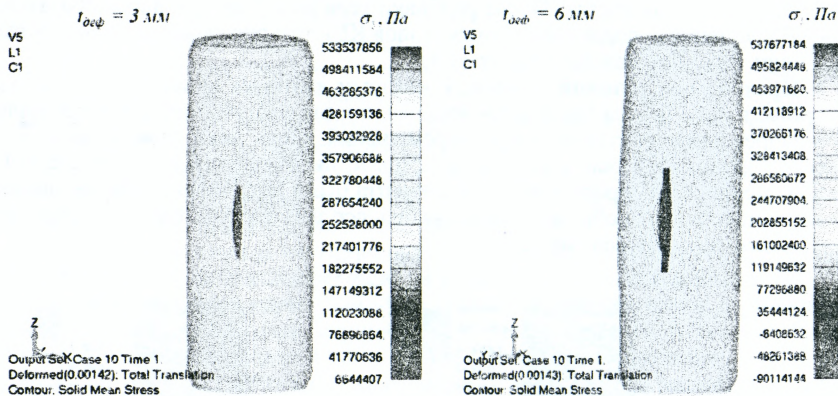


Рисунок 3 – Распределение максимальных главных напряжений в моделях трубобетонных образцов с локальным повреждением в виде сквозного послабления трубы-оболочки (тип «2»): при ширине повреждения 3 мм и 6 мм

Результаты проведенного конечно-элементного анализа свидетельствуют о влиянии параметров повреждений на характер работы трубобетонного элемента в целом. Так, в случае наличия сквозного вертикального ослабления происходит отрыв и потеря местной устойчивости трубы-оболочки в зоне повреждения (рис. 2-4), что не характерно для образцов с не сквозным ослаблением. Аналогичные результаты были получены и во время проведения физического эксперимента (рис. 5), что подтверждает адекватность принятых математических моделей для конечно-элементного анализа.

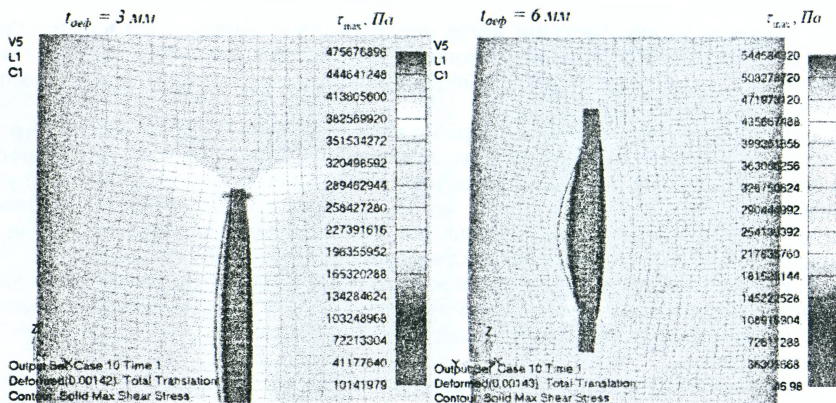


Рисунок 4 – Распределение максимальных касательных напряжений в моделях трубобетонных образцов с локальным повреждением в виде сквозного послабления трубы-оболочки (тип «2»): при ширине повреждения 3 мм и 6 мм

Увеличение ширины сквозного вертикального повреждения при его одинаковой длине приводит к росту нормальных напряжений (местах их концентрации - близ повреждения, рис. 2) около 10%, а касательных напряжений (рис. 4) - почти на порядок. Нужно также отметить, что во время проведения физического эксперимента в образцах типов «2» и «3» (трубобетонные образцы с повреждениями трубы-оболочки в виде продольного сквозного пропила) не наблюдалось развитие повреждения в вертикальном направлении, которое отвечает картине напряженно-деформированного состояния, полученной в результате их математического моделирования.

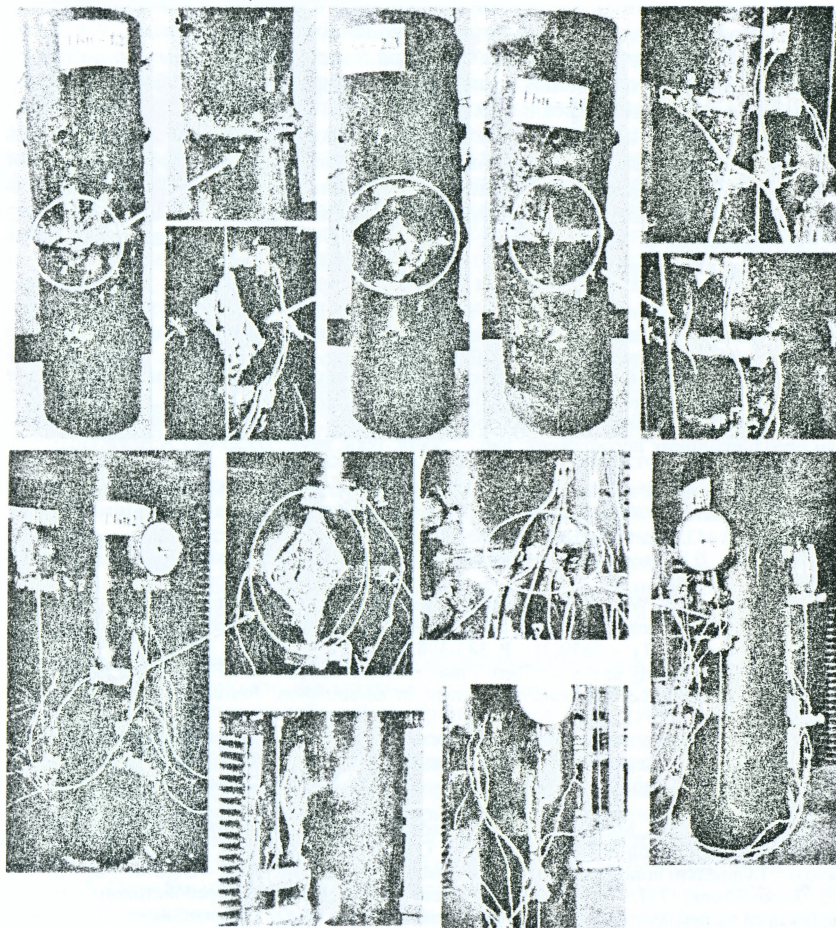


Рисунок 5 – Характер разрушения исследовательских образцов трубобетонных элементов с разными типами механических повреждений трубы-оболочки

Использованная методика исследования НДС моделей трубобетонных элементов с повреждениями трубы-оболочки в программном комплексе «NASTRAN» с применением метода конечных элементов дает возможность исследовать осо-

бенности действительного напряженно-деформированного состояния таких элементов. В результате проведенного математического моделирования напряженно-деформированного состояния были выявлены зоны концентраций напряжений вблизи повреждений (ослаблений) трубы-оболочки трубобетонных элементов, а сравнение с экспериментальными данными доказало адекватность использованной модели.

Выводы

В статье предложен алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния трубобетонных элементов с повреждениями трубы-оболочки методом конечных элементов, а именно создание конечно-элементной модели для определения НДС экспериментальных образцов и анализ их работы. Принятые расчетные модели строительных конструкций в программном комплексе достоверно описывают работу реальных конструкций.

Моделирование напряженно-деформированного состояния трубобетонных элементов с повреждениями трубы-оболочки позволяет: во-первых – выявить зоны с максимальными напряжениями и деформациями в местах локализации дефектов; во-вторых – спрогнозировать наиболее опасные «сценарии» разрушение подобных конструктивных элементов; в-третьих – сократить число экспериментальных образцов.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Семко, О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій [Текст]: монографія / О.В. Семко. – К. : Сталь, 2004. – 316 с.
2. Воскобойник, О.П. Сталезалізобетон: надійність, технічні стани, ризики [Текст]: монографія / О.П. Воскобойник. – Донецьк: Донбас, 2014. – 394 с.
3. Гасенко, А.В. Надійність сталезалізобетонних стійок, виконаних із швелерів, з урахуванням експлуатаційних пошкоджень: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А.В. Гасенко. – Полтава, 2008. – 231 с.
4. Кобринец, В.М. Расчет сжато-изогнутых стержней из композитных материалов / В.М. Кобринец, Н.П. Вытыкач // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. трудов. – Одесса: ОДАБА. – 2001. – С. 123–129.
5. Шимкович, Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. – М.: ДМК, 2003. – 448 с.
6. A. Bahrami, W.H. Wan Badaruzzaman and S.A. Osman. Nonlinear analysis of concrete-filled steel composite columns subjected to axial loading. *Structural Engineering and Mechanics-An International Journal*, 2011. – №39(3) – P. 383-398.
7. H.T. Hu, C.S. Huang and Z.L. Chen. Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination. *Journal of Constructional Steel Research*, 61:1692 - 1712, 2005.
8. Югов, А.М. Исследование организации технологических решений возведения трубобетонных конструкций в каркасных зданиях [Текст] / А.М. Югов, В.В. Таран // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 398–406.
9. Воскобойник, О.П. Методика експериментальних досліджень трубобетонних елементів з пошкодженнями труби-оболонки [Текст] / О.П. Воскобойник, І.О. Пархоменко, Є.В. Дмитренко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К. : НДІБК, 2012. – Вип.74. – С. 152–159.
10. Воскобойник, О.П. Методика експериментальних досліджень трубобетонних елементів з дефектами та експлуатаційними пошкодженнями [Текст] / О.П. Воскобойник, І.О. Пархоменко, О.О. Бурцайло // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип.№23. – С. 133-140.
11. Воскобойник, О.П. Експериментальні дослідження трубобетонних елементів з локальними пошкодженнями труби-оболонки [Текст] / О.П. Воскобойник, А.В. Гасенко, І.О. Пархоменко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП. –2013. – Вип.№25.

**КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НЕСТАЦИОНАРНЫХ
ЗАДАЧ ДИНАМИКИ СООРУЖЕНИЙ**

В статье рассматриваются расчётные и математические модели исследования отклика деформируемых объектов в общем случае на нестационарные динамические воздействия (ударные и подвижные нагрузки, прогрессирующее обрушение, переходные процессы и т.п.). Динамическому воздействию могут быть подвержены произвольные свободные и несвободные деформируемые объекты (каркасы зданий и сооружений; мосты и эстакады с движущимися экипажами, сочлененные устройства в виде жёстких блоков с податливым или шарнирными связями и т.п.). Динамическая степень свободы деформируемой системы не ограничивается. Учитываются силы инерции масс основных несущих конструкций, масс взаимодействующих объектов и масс подвижных нагрузок. Вывод дифференциальных уравнений движения основан на методе конечных элементов и методе связанных подструктур. Предложен численный алгоритм прямого интегрирования уравнений движения, позволяющий снизить порядок решаемых уравнений и улучшить обусловленность получаемого решения.

Современные тенденции проектирования и строительства инженерных сооружений характеризуются использованием новейших высокопрочных материалов, совершенствованием конструктивных форм и методик расчётов. Все это приводит к снижению массы конструкций, уменьшению их жёсткости и, как следствие, к их большей чувствительности к динамическим воздействиям.

В настоящее время компьютерное моделирование задач динамики сооружений, как правило, осуществляется на основе метода конечных элементов, который позволяет учесть многие особенности реальных объектов, но приводит к необходимости интегрирования дифференциальных уравнений движения высоких порядков, порой, плохо обусловленных и подверженных численной неустойчивости. С целью снижения порядка разрешающих уравнений и повышения точности их решений в современных универсальных программных комплексах используются разнообразные приёмы статической и динамической конденсации [1, 2], аналоги известного метода суперэлементов [3] и метод связанных подструктур [2, 4].

Для решения основных задач линейной динамики сооружений в программных комплексах применяют, как правило, метод разложения искомого решения по формам собственных колебаний с ограничением количества учитываемых низших собственных форм [1, 3, 5, 6], особенно для исследования стационарных колебаний. Как альтернатива указанному методу в некоторых программных комплексах и научной литературе предлагается проводить исследование динамических процессов прямым интегрированием дифференциальных уравнений движения (без их преобразования к системе дифференциальных уравнений первого порядка) численными шаговыми методами, явными или неявными [1, 5, 6, 7]. Причём шаговые методы остаются единственно возможными для решения нестационарных задач динамики сооружений, исследования переходных процессов и нелинейных задач.

Опыт применения компьютерных технологий к расчету деформируемых систем высокой размерности показывает, что численное компьютерное решение любой громоздкой задачи подвержено численной неустойчивости (жёсткие системы, плохо обусловленные системы [6, 8]) и требует тщательной верифи-

кации. При прямом интегрировании дифференциальных уравнений движения численными шаговыми методами возникают очень непростые вопросы выбора значения шага интегрирования и принятия мер по обеспечению численной устойчивости искомого решения, а также вопросы ограничения учитываемых высокочастотных форм колебаний с целью сокращения временных затрат на получение решения, независимо от вида динамических воздействий.

В данной работе как раз ставится и решается задача по сокращению временных затрат на получение хорошо обусловленного решения при исследовании динамической реакции любой деформируемой системы (сооружения или свободного объекта), на произвольное нестационарное воздействие (силовое, кинематическое, инерционное и т. п.). Предполагается для общности алгоритма, что сооружение или свободный объект, а также его фрагменты заданы их матрицами внешней жёсткости, которые могут быть построены с помощью любых известных проектно-вычислительных комплексов.

Предполагается так же, что история изменения внешних воздействий и изменения масс исследуемого объекта или сооружения во времени и в пространстве известны, заданы. Например, подвижная нагрузка и соответствующая подвижная масса передаются на сооружение последовательно в заданной очередности на заданную цепочку узлов несущей системы по пути следования подвижной нагрузки.

Таким образом, предлагаемый алгоритм предполагает, что одновременно с передаваемой нагрузкой (узловыми силами) изменяются и эффективные массы соответствующих степеней свободы несущей системы по пути следования поезда.

Колебательное или поступательное движение любой деформируемой системы, свободной или несвободной, с конечным числом степеней свободы при действии произвольной вынуждающей нагрузки может быть описано системой дифференциальных уравнений второго порядка, представленной в стандартном прямом виде [1, 3, 5, 6]

$$M\ddot{V} + H\dot{V} + RV = F(t), \quad (1)$$

где матрицы масс M , демпфирования H и внешней жёсткости R могут быть функциями времени и искомым перемещением V , то есть допускается переменная во времени масса и не исключаются переменное и нелинейное демпфирование и нелинейная жёсткость, $F(t)$ – вектор узловых вынуждающих сил.

Таким образом, даже в случае вязкого (линейного) демпфирования и линейной упругости дифференциальные уравнения движения (1) являются уравнениями с переменными коэффициентами, и их решение возможно только численными шаговыми методами. При выборе численного метода решения дифференциальных уравнений движения вида (1) необходимо учитывать следующее.

Явные прямые численные методы имеют достаточно высокий порядок точности (степенной [5], Рунге-Кутты [7] и др.), дают возможность исследовать движение свободных и геометрически изменяемых систем, но неизбежно требуют при этом разрешения уравнений движения относительно старших производных (а не только первых производных), то есть требуют выполнения операции обращения матрицы масс. Для этого все узловые массы должны быть ненулевыми, в противном случае необходима статическая конденсация. В реальных системах такие операции, не смотря на высокий порядок решаемых систем уравнений, выполнимы. Однако явные методы приводят к возникновению проблемы «жёсткости» решаемых систем уравнений движения, требующей для получения решения с удовлетворительной точностью выбора достаточно малого шага по времени и предъявляющей так называемые «жёсткие» требования к самим уравнениям [1, 6, 8].

Существующие неявные прямые методы численного интегрирования дифференциальных уравнений движения позволяют обойти названную проблему «жёсткости», но имеют относительно невысокий порядок точности. С другой стороны, неявные методы требуют многократного решения систем алгебраических уравнений метода конечных элементов. Матрицей коэффициентов таких уравнений является модифицированная матрица внешней жёсткости деформируемой системы [1, 6]. Она должна быть невырожденной. Таким образом, численными методами данного типа не могут быть исследованы деформируемые системы, в составе которых есть или появляются свободные тела, например, возможное баллистическое движение экипажа по мостовому сооружению.

Кроме того, именно при решении алгебраических уравнений метода конечных элементов снова возникает проблема «жёсткости», но уже в другом смысле. Образующие реальную деформируемую систему отдельные конечные элементы могут иметь параметры, различающиеся по значениям на несколько порядков. Это приводит к плохой обусловленности матриц внешней жёсткости и, следовательно, к потере точности решения системы алгебраических уравнений с такими матрицами коэффициентов.

Как известно, критерием хорошей обусловленности симметричной положительно определённой матрицы является не слишком большое значение числа обусловленности, равного отношению наибольшего собственного значения матрицы к наименьшему. В деформируемой системе, находящейся в устойчивом равновесии, за число обусловленности может быть принято отношению собственных частот деформируемой системы: максимальной к минимальной. В реальных системах это отношение часто бывает очень велико.

Из вышеизложенного следует, что прямые численные методы интегрирования, как явные, так и неявные, должны, по возможности, применяться к системам дифференциальных уравнений движения относительно невысоких порядков. При этом матрицы обобщённых масс и обобщённых жёсткостей должны быть далеки от вырождения, а их собственные частоты, по возможности, должны быть близкими по значениям. Тогда проблемы «жёсткости» устраняются, и получаемые решения систем уравнений движения будут хорошо обусловлены.

С целью построения алгоритма, удовлетворяющего вышеназванным требованиям, подразделим узлы исследуемой системы на узлы основные, или пограничные [2, 4], и узлы промежуточные. Пограничные (основные) узлы должны разбивать систему на отдельные независимые и непересекающиеся фрагменты (подструктуры). Перемещения основных узлов (вектор V_1) определяют основное, переносное движение системы. Перемещения остальных узлов (промежуточных, внутренних), принадлежащих только фрагментам, (блочный вектор V_2) выражаются как сумма переносных перемещений, зависящих от переносного движения основных узлов, и некоторых дополнительных перемещений, определяющих относительное движение фрагментов. Относительные перемещения внутренних узлов могут быть представлены в главных координатах подструктур, которым внутренние узлы принадлежат.

С учётом разделения узлов деформируемой системы на основные и промежуточные уравнения движения (1) можно преобразовать к виду

$$\begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} \\ M_{21} & M_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{Y}_1 \\ \ddot{Y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} H_{11} & H_{12} \\ H_{21} & H_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{Y}_1 \\ \dot{Y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} \\ R_{21} & R_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{bmatrix}, \quad (2)$$

где матрицы, относящиеся к промежуточным узлам, являются блочно диагональными (количество независимых подструктур определяет количество блоков).

Предположим теперь, что с помощью соответствующего программного обеспечения решена первая задача динамики, задача о собственных колебаниях каждой из независимых подструктур при условии полного закрепления основных узлов и отсутствия сил сопротивления:

$$M_{22}V_2 + R_{22}V_2 = 0 \Rightarrow R_{22}\Phi_{2n} = M_{22}\Phi_{2n}\Omega_{nn} \Rightarrow \hat{R}_{nn} = \hat{M}_{nn}\Omega_{nn}; \quad (3)$$

$$\hat{R}_{nn} = \Phi_{2n}^T R_{22} \Phi_{2n}; \quad \hat{M}_{nn} = \Phi_{2n}^T M_{22} \Phi_{2n},$$

где Φ_{2n} – прямоугольная матрица n удержанных собственных форм, Ω_{nn} – диагональная матрица квадратов n удержанных собственных частот, \hat{R}_{nn} – диагональная матрица обобщённых жёсткостей, \hat{M}_{nn} – диагональная матрица обобщённых масс.

Строго говоря, в (3) представлено решение частичной задачи о собственных колебаниях подструктур с определением заданного количества низших частот и соответствующих собственных форм. Общее количество удерживаемых частот и форм по всем фрагментам равно n . Особенность решения задачи собственных колебаний (3) состоит в том, что она решается для каждого выбранного фрагмента в отдельности как независимого. Порядок решаемых уравнений для каждой подструктуры значительно меньше порядка исходных уравнений (1). В результате сокращаются временные затраты на получение решения. Кроме того, каждый фрагмент может быть выбран так, чтобы образующие его конечные элементы были близкими по деформационным свойствам. Обусловленность решения для каждого такого фрагмента лучше, чем для исходной системы в целом.

На основании решения (3), как это принято в методе разложения искомого движения по собственным формам, умножим слева второе уравнение в (2) на $\Phi_{n2} = \Phi_{2n}^T$ и, как это принято в теории связанных подструктур, введём в оба уравнения подстановку:

$$V_2 = \Psi_{21}V_1 + \Phi_{2n}q_n, \quad (4)$$

где Ψ_{21} – пока неопределённая прямоугольная матрица; q_n – вектор обобщённых (главных) координат всех подструктур. Потребуем также, чтобы в процессе преобразований выполнялось условие

$$R_{21} + R_{22}\Psi_{21} = 0. \quad (5)$$

Тем самым во втором уравнении будет исключено слагаемое, содержащее вектор V_1 , а прямоугольная матрица Ψ_{21} получит конкретный механический смысл. Как следует из уравнения (5), столбцы матрицы Ψ_{21} представляют собой статические перемещения промежуточных узлов, принадлежащих подструктурам, вызванные единичными перемещениями основных узлов как опорных. Такие перемещения принято называть статическими формами подструктур [4]. Следовательно, для построения матрицы Ψ_{21} необходимо решить статическую задачу расчета всех подструктур на единичные смещения основных узлов как опорных. Размерность таких статических задач существенно меньше, чем исходной задачи, а обусловленность решения значительно лучше. Выполнить это можно любым известным проектно-вычислительным комплексом.

После выполнения соответствующих преобразований получим:

$$\begin{bmatrix} M_{11} & M_{1n} \\ M_{n1} & M_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{V}_1 \\ q_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} S_{11} & S_{1n} \\ S_{n1} & S_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{V}_1 \\ q_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{1n} \\ 0 & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_1 \\ q_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ F_n(t) \end{bmatrix}, \quad (6)$$

где $M_{11} = M_{11} + M_{12}\Psi_{21}$; $M_{1n} = M_{12}\Phi_{2n}$; $M_{n1} = M_{1n}^T + \Phi_{n2}M_{22}\Psi_{21}$; $M_{nn} = M_{nn}^*$;
 $S_{11} = H_{11} + H_{12}\Psi_{21}$; $S_{1n} = H_{12}\Phi_{2n}$; $S_{n1} = S_{1n}^T + \Phi_{n2}H_{22}\Psi_{21}$; $S_{nn} = \Phi_{n2}H_{22}\Phi_{2n}$;
 $K_{11} = R_{11} - \Psi_{12}R_{22}\Psi_{21}$; $K_{1n} = -\Psi_{12}R_{22}\Phi_{2n}$; $K_{nn} = R_{nn}^* = M_{nn}^* \Omega_{nn}$; $F_n(t) = \Phi_{n2}F_2(t)$.

Редуцированные уравнения движения (6) являются точными, в них могут быть учтены все собственные формы. На практике допускается их дальнейшее упрощение на основании дополнительных допущений, таких как:

1. Матрица масс и матрица демпфирования в исходной системе (1) являются диагональными.

2. Промежуточные узлы являются безынерционными, массы системы сосредоточены в основных узлах.

3. Нагрузка и силы сопротивления приложены только в основных узлах.

Даже без последних упрощений полученная система уравнений (6) обладает существенными преимуществами по сравнению с исходной системой (1). Она имеет значительно более низкий порядок. В ней исключены из рассмотрения высокочастотные формы колебаний. Она не чувствительна к наличию безынерционных степеней свободы (отдельных нулевых масс). Позволяет исследовать движение как геометрически неизменяемых сооружений, так и подвижных, свободных механических систем, состоящих из жестких деформируемых блоков, соединенных податливыми упругими или шарнирными связями. И главное, допускает быстрое решение явными прямыми численными методами высоких порядков точности при значительно ослабленных требованиях к выбору шага интегрирования и обеспечению численной устойчивости получаемого решения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Клаф, Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
2. Кругова, Е.А. Компьютерное моделирование взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов / Е.А. Кругова, Г.В. Михеев, Р.В. Ковалёв // Вестник Брянского государственного технического университета. – 2010. – № 3(27). – С. 39–49.
3. Дарков, А.В. Строительная механика / А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников. – М.: Высш. шк., 1986. – 607 с.
4. Юдаков, А.А. Принципы построения общих уравнений динамики упругих тел на основе модели Крейга-Бэмптона и их практически значимых приближений / А.А. Юдаков // Вестник Удмуртского университета: Математика. Механика. Компьютерные науки. – 2012. – Вып. 3. – С. 126–140.
5. Борисевич, А.А. Строительная механика / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.
6. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лашеников, Н.Н. Шапошников. – М.: Стройиздат, 1984. – 416 с.
7. Камке, Э. Справочник по обыкновенным дифференциальным уравнениям / Э. Камке. – М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1981. – 704 с.
8. Хайрер, Э. Решение обыкновенных дифференциальных уравнений. Жесткие и дифференциально-алгебраические задачи / Э. Хайрер, Г. Ваннер. – М.: Мир, 1999. – 685 с.

МЕТОДИКА ВЕРОЯТНОСТНОГО ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОМОБИЛЬНЫХ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ХЛОРИДСОДЕРЖАЩИХ ЖИДКИХ СРЕД

Многие параметры, влияющие на долговечность железобетонных конструкций, нестабильны во времени и носят вероятностный характер, законы распределения воздействующих факторов подчиняются произвольным распределениям, а функции их влияния, как правило, нелинейные. Существующие методы расчета железобетонных конструкций не дают однозначного количественного ответа о долговечности или об остаточном сроке службы существующих железобетонных конструкций. Применение вероятностных методов проектирования позволяет учитывать изменения условий эксплуатации сооружений или требований к конструкциям и устанавливать их остаточный срок службы.

В настоящей статье, на основании проведенных теоретических и натурных исследований железобетонных пролетных строений автомобильных мостов и путепроводов, рассматривается методика определения срока службы при воздействии жидкой хлоридсодержащей среды, основанная на вероятностной модели и составленная с учетом климатических условий Республики Беларусь.

Предлагаемая методика учитывает периоды инициирования и распространения коррозии арматуры. Процесс инициирования начинается с эксплуатации конструкции и заканчивается после достижения концентрации ионов хлора в защитном слое бетона предельного значения. После чего начинается процесс распространения: депассивация арматуры; коррозия арматуры; инициирование трещины; развитие трещины; достижение трещины поверхности конструкции.

В соответствии с нормами [1], в предварительно напряженных конструкциях появление трещин не допускается, поэтому период распространения заканчивается после достижения трещиной поверхности конструкции. Таким образом, при прогнозировании долговечности железобетонной конструкции, рассматривается время до инициирования коррозии и время до достижения определенного критического уровня коррозии и сравнивается с проектируемым сроком эксплуатации. Срок нормальной эксплуатации конструкции заканчивается, когда коррозия арматуры достигает критического уровня, при котором трещины достигают поверхности конструкции.

В уравнениях предельного состояния для периода инициирования сравнивается фактическая концентрация ионов хлора на глубине залегания арматуры с предельной концентрацией, при которой начинается процесс коррозии арматуры. В уравнениях предельного состояния для периода распространения сравнивается прочность бетона на растяжение с расчетными растягивающими напряжениями в бетоне, при которых трещины достигают поверхности конструкции.

Вероятность окончания периода инициирования конструкции будет определяться вероятностью того, что на глубине залегания арматуры x фактическая концентрация хлоридов C_x превысит критическую C_{crit} :

$$P_{иниц} = P(C_x > C_{crit}). \quad (1)$$

Проведенным анализом преимуществ и недостатков различных моделей проникновения хлора в бетон (закон диффузии Фика, *DuraCrete*-модель, *Mejlbrot-Poulsen*-модель, конвекционная модель хлоридов и *ClinConc*-модель), для рас-

чета периода иницирования коррозии арматуры при воздействии хлоридсодержащих жидких сред принята *DuraCrete*-модель [2]. Эта модель позволяет использовать данные по проникновению хлоридов в железобетонные конструкции, полученные другими авторами.

Основным уравнением модели является:

$$C_x = C_{sn} \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_a(t)t}} \right], \quad (2)$$

где C_x – концентрация хлора на некоторой глубине, в % от массы цемента; C_{sn} – поверхностная концентрация хлора в % от массы цемента; x – глубина проникновения хлора, м; t – время воздействия, с; $D_a(t)$ – коэффициент диффузии хлора, $\text{м}^2/\text{с}$, определяемый по формуле

$$D_a(t) = D_a(t_0) \left(\frac{t_0}{t} \right)^n = k_c k_e k_t D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^n, \quad (3)$$

где k_c – постоянный коэффициент, который учитывает влияние технологии изготовления; k_e – постоянный коэффициент, который учитывает влияние окружающей среды; k_t – постоянный коэффициент, который учитывает влияние метода испытаний; D_0 – коэффициент диффузии хлора, определенный при стандартных условиях, $\text{м}^2/\text{с}$; t_0 – эталонное время, с; n – фактор возраста.

Как уже отмечалось выше, после достижения концентрации ионов хлора предельного значения начинается процесс распространения, который разделен на: иницирование трещины, развитие трещины, достижение трещины поверхности. Предельным будем считать достижение трещины поверхности [3, 4].

Вероятность окончания периода распространения конструкции определяется вероятностью того, что прочность бетона на растяжение превысит расчетные растягивающие напряжения в бетоне:

$$P_{\text{разгр}} = p(\sigma_{ct} < f_{ctd}). \quad (4)$$

Растягивающие напряжения в бетоне в зависимости от величины защитного слоя c_{cov} и диаметра арматуры D определяются:

– при иницировании трещины

$$\sigma_{ct1} = \frac{(c_{cov}/D)^2 + (c_{cov}/D)}{(c_{cov}/D)^2 + (c_{cov}/D) + 0,5} f_{ctd}; \quad (5)$$

– при развитии трещины

$$\sigma_{ct2} = \frac{0,5 + (c_{cov}/D)}{1,665} f_{ctd}; \quad (6)$$

– при достижении трещины поверхности

$$\sigma_{ct3} = 2((c_{cov}/D) + 0,5) f_{ctd}; \quad (7)$$

– минимальные растягивающие напряжения

$$\sigma_{ct,\min} = (2c_{cov}/(D + 2d_0)) f_{ctd}. \quad (8)$$

Растягивающие напряжения в бетоне от коррозии арматуры определяются по формуле

$$\sigma_{ct}(t) = \frac{2E_{eff}d_v(t)}{(D + 2d_0) \left(\frac{c^2 + a^2(t)}{c^2 - a^2(t)} + v_c \right)}, \quad (9)$$

где E_{eff} – эффективный модуль упругости бетона; D – диаметр арматурного стержня; d_0 – толщина слоя продуктов коррозии в зоне сцепления арматуры с

бетоном; c – расстояние от поверхности до центра арматурного стержня, $c = c_{cov} + D/2$; c_{cov} – защитный слой бетона; ν_c – коэффициент Пуассона для бетона, $\nu_c = 0,2$; $a(t) = [(D + 2d_0)/2] + d_s(t)$; $d_s(t)$ – толщина слоя продуктов коррозии.

Если растягивающие напряжения $\sigma_{ct}(t)$ меньше или равны минимальным растягивающим напряжениям $\sigma_{ct,min}$ – процесс инициирования ионов хлора в бетон не закончился, расчет срока службы конструкции ведется по вероятностной *DuraCrete*-модели.

Если растягивающие напряжения $\sigma_{ct}(t)$ превышают минимальным растягивающим напряжениям $\sigma_{ct,min}$ – начинается процесс распространения, то есть напряжения начинаем сравнивать с напряжениями:

$\sigma_{ct}(t) \leq \sigma_{ct1}$ – инициирование трещины;

$\sigma_{ct}(t) \leq \sigma_{ct2}$ – развитие трещины;

$\sigma_{ct}(t) \leq \sigma_{ct3}$ – достижение трещины поверхности.

Достижение трещиной поверхности конструкции устанавливает предельное состояние при процессе распространения.

Многие учитываемые факторы *DuraCrete*-модели являются стохастическими, в простейшем стационарном случае – случайными величинами с заданными законами распределения. Законы распределения воздействующих факторов подчиняются произвольным распределениям, а функции их влияния, как правило, нелинейные. Поэтому, для решения поставленной задачи использовалось имитационное моделирование и метод Монте-Карло. Метод Монте-Карло заключается в многократном розыгрыше значений влияющих факторов с последующим вычислением необходимых функционалов, например: фактической концентрации хлоридов на заданной глубине залегания арматуры; срока службы железобетонной конструкции и т.д.

Для компьютерной реализации метода Монте-Карло был разработан специализированный программный комплекс автоматизации имитационного моделирования «СМ-ДЭС», состоящий из трех модулей. Первый модуль отвечает за генерацию случайных величин. В нем реализованы две подсистемы:

1) подсистема генерации базовой случайной величины, подчиняющейся равномерному закону распределения на отрезке $[0; 1]$;

2) подсистема генерации случайной величины с основными типовыми законами распределения (нормальное, бета, гамма, Вейбулла, треугольного, трапециoidalного, Лапласа, арксинуса, Пуассона и др.), а также произвольного распределения, заданного функцией распределения и гистограммой.

Второй модуль пакета – вычислительный – отвечает за функциональные преобразования с множеством влияющих случайных величин. Поскольку исследуемые модели могут включать сколь угодно сложные и разнообразные математические преобразования, то в качестве вычислительного модуля использовалось ядро символьных вычислений пакета компьютерной математики Maple. Для взаимодействия программы «СМ-ДЭС», написанной в среде программирования Delphi, с ядром Maple используется стандартная технология OpenMaple и дополнительная библиотека преобразования типов данных.

Третий модуль пакета «СМ-ДЭС» анализирует результаты статистических испытаний – оценкой основных числовых характеристик, в том числе квантилей распределения случайных величин и вероятностей событий.

Программа «СМ-ДЭС» работает следующим образом. Первоначально формирует текстовую строку, соответствующую принятой вероятностной модели – математическую функцию $F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ множества аргументов, записанную

на языке Maple. Для получения очередной реализации метода Монте-Карло разыгрывается случайный вектор (x_1, x_2, \dots, x_n) . Его значения передаются в ядро Maple с запросом на вычисление вещественной функции $F(x_1, x_2, \dots, x_n)$. Процедура повторяется указанное число раз с последующим статистическим анализом.

В предлагаемую модель расчета долговечности железобетонных конструкций, подверженных воздействию жидкой агрессивной хлоридсодержащей среды, входят следующие вероятностные модели параметров и факторов базисных переменных.

Толщина защитного слоя бетона. Проектная толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 40 мм [5] из условий защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и из условий обеспечения совместной работы арматуры с бетоном. Для статистического моделирования толщины защитного слоя принят подход, при котором защитный слой бетона c_{cov} является детерминированной величиной, а отклонение Δc носит случайный характер. При вероятностном моделировании отклонений толщины защитного слоя бетона Δc приняты следующие параметры: $\mu = 0 \dots +10$ мм; $\sigma = 5 \dots 10$ мм.

Проектный срок службы. В соответствии с ТКП 45-3.03-232-2011 [6] проектный срок службы мостов – 100 лет. Проектный срок службы элементов мостовых сооружений, при выполнении нормативных условий содержания и ремонтов, составляет для конструкций пролетных строений с пролетами более 33 м $t_p = 100$ лет, для конструкций пролетных строений с пролетами 33 м и менее $t_p = 75$ лет.

Параметры, учитывающие влияние окружающей среды. Модель *DuraCrete* использует три фактора, учитывающих влияние окружающей среды (таблица 1).

Таблица 1 – Параметры DuraCrete-модели, учитывающие влияние окружающей среды

Параметр	Описание	Формула определения
$k_{c,T}$	Коэффициент, который учитывает влияние температуры на поверхностное содержание хлора	$k_{c,T} = \frac{C_{sn}(T, Cl_f)}{C_{sn,eq}(+20^\circ C, Cl_f)} = e^{\left[\frac{1,75(T - 20)}{10} \right]}$
$k_{D,RH}$	Коэффициент, который учитывает влияние влажности на коэффициент диффузии	$k_{D,RH} = \frac{D_a(T, RH)}{D_a(T, 100\%RH)} = \left(1 + \frac{(1 - RH)^4}{(1 - RH_c)^4} \right)^{-1}$
$k_{D,T}$	Коэффициент, который учитывает влияние температуры на коэффициент диффузии	$k_{D,T} = \frac{D_a(T, RH)}{D_a(+20^\circ C, RH)} = e^{\left[\frac{1,75(T - 20)}{10} \right]}$

В формулах таблицы 1: RH_c – влажность, при которой коэффициент диффузии $D(RH_c) = 1/2D(100\%RH)$, $RH_c = 83\%RH$; $D_a(T, RH) - D_a(t)$ полученный по кривым проникновения хлора при определенных температуре T и влажности RH ; $D_a(+20^\circ C, RH) - D_a(t)$ полученный по кривым проникновения хлора, при температуре $+20^\circ C$ и определенной RH ; $C_{sn}(T, Cl_f) - C_{sn}$ полученный по кривым проникновения хлора при воздействии раствора хлора с температурой T и определенной концентрацией, Cl_f ; $C_{sn}(+20^\circ C, Cl_f) - C_{sn}$ полученный по кривым проникновения хлора при воздействии раствора хлора при температуре $+20^\circ C$ определенной концентрации, Cl_f ; T – температура бетона, $^\circ C$.

Значения прочих параметров DuraCrete-модели.

Поверхностное содержание хлора, измеренное при эквивалентных условиях и качестве бетона, $C_{sn,eq}$, принято на основании исследования проникновения ионов хлора в несущие конструкции автодорожных мостов, выполненного в

работах [7, 8]. Срок эксплуатации мостов составлял 25–27 лет, бетон на портландцементе, $V/\Omega = 0,4 \dots 0,45$, расход вяжущего 260...420 $\text{кг}/\text{м}^3$. Величина $C_{sn,eq}$ составляет 1,0...2,7 % по массе цемента.

Критическая концентрация хлора C_{crit} принята на основании обзора данных, представленных различными авторами. В литературе значения C_{crit} изменяются от 0,1 до 2,0 % по массе цемента.

Коэффициент, который учитывает влияние состава бетона на поверхностное содержание хлора $k_{C,conc}$ принят на основании экспериментальных данных [2, 9, 10].

Коэффициент, который учитывает расстояние по горизонтали до источника хлоридов $k_{C,d}$, можно определить на основании анализа экспериментальных данных [11, 12, 13].

Коэффициент $k_{C,d}$ зависит от расстояния до дороги, от интенсивности и скорости движения, которые описаны параметром d_n . Этот параметр дает расстояние от дороги, при котором $k_{C,d} = 1,0$.

Коэффициент, который учитывает расстояние по вертикали к источнику хлоридов $k_{C,h}$, можно определить на основании экспериментальных данных, приведенных в работах [8, 14].

Коэффициент, который учитывает ориентацию поверхности по отношению к движению транспорта $k_{C,o}$, определен количественно при помощи данных [8].

Коэффициент, который учитывает условия набора прочности $k_{D,c}$, принят в соответствии с экспериментальными данными [2, 9, 10] (таблица 2).

Таблица 2 – Параметры распределения вероятностей коэффициента $k_{D,c}$

Время набора прочности, дни	Среднее значение, μ	Стандартное отклонение, σ	Статистическое распределение
1	2,4	0,700	Beta (1.667, 1.905, 1.00, 4.00) $1,00 \leq k_c \leq 4,00$
3	1,5	0,300	Beta (2.148, 10.741, 1.00, 4.00) $1,00 \leq k_c \leq 4,00$
7	1,0	–	Det. (1)
28	0,793	0,102	Beta (4.445, 2.333, 0.40, 1.00) $0,40 \leq k_c \leq 1,00$

Коэффициент возраста, n , учитывающий уменьшение коэффициента диффузии D_a со временем, на основании экспериментальных данных, изложенных в [2, 7, 8, 9, 10] принят подчиняющимся бета-распределению с параметрами: $\mu = 0,3$; $\sigma = 0,12$ (4,075; 9,508; 0,0; 1,0).

Для значений влияющих факторов, характерных для эксплуатации железобетонных балок путепроводов в Республике Беларусь, в пакете «СМ-ДЭС» была построена теоретическая модель проникновения хлоридов в железобетонную конструкцию

$$R = (C_{crit} - C_x). \quad (10)$$

По модели определены значения вероятностей ресурсного отказа в течение различного срока эксплуатации для различных значений толщины защитного слоя бетона. При этом состоянию ресурсного отказа соответствуют отрицательные значения R , то есть, когда фактическая концентрация хлоридов C_x на глубине x превышает критическую концентрацию C_{crit} .

Выполнены расчеты вероятности ресурсного отказа несущей балки пролетного строения путепровода, для постоянных негативных воздействий хлора при поверхностном содержании равном 1,5 % и различных климатических условиях Республики Беларусь. Получены вероятности отказа конструкции и индексы надежности в зависимости от срока эксплуатации при постоянной величине

защитного слоя бетона и вероятности отказа конструкции и индексы надежности в зависимости от величины защитного слоя бетона при нормативном сроке эксплуатации равном 75 лет. Расчеты выполнены по критерию инициирования концентрации ионов хлора в бетоне.

Сравнительный анализ полученных значений вероятностей отказа и индексов надежности железобетонных балок пролетных строений путепроводов XD3 класса по условиям эксплуатации, подвергающиеся увлажнению растворами-антиобледенителями, содержащими ионы хлора, представлен на рисунках 1 и 2.

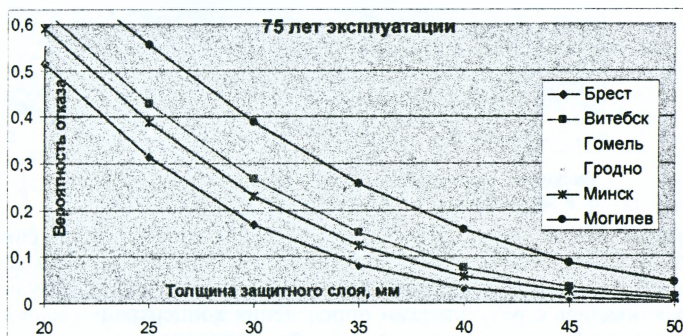


Рисунок 1 – Вероятности отказа железобетонного элемента в зависимости от величины защитного слоя бетона при нормативном сроке эксплуатации, равном 75 лет для областных центров Республики Беларусь

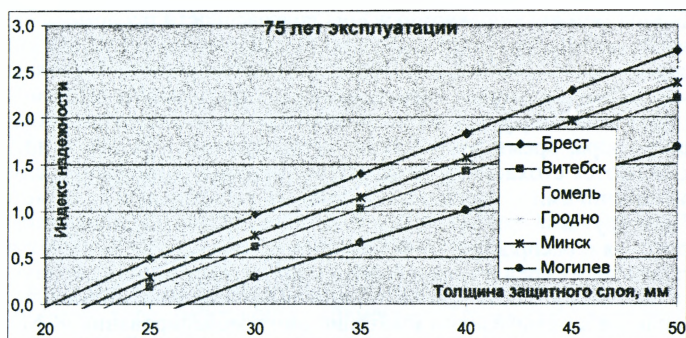


Рисунок 2 – Индексы надежности железобетонного элемента в зависимости от величины защитного слоя бетона при нормативном сроке эксплуатации, равном 75 лет для областных центров Республики Беларусь

С помощью программы «СМ-ДЭС» выполнен расчет вероятности отказа железобетонного элемента по модели распространения в зависимости от длительности фазы распространения, для трех различных критериев: 1 – инициирования трещины; 2 – развитие трещины; 3 – достижение трещиной поверхности. Расчет показал, что период распространения коррозии, который заканчивается после достижения трещиной поверхности конструкции, составил 6 лет. Результаты расчета представлены на рисунке 3.



Рисунок 3 – Вероятность отказа железобетонного элемента в зависимости от длительности фазы распространения

При верификации достоверности предлагаемой модели выполнены расчеты изменения концентрации хлора в защитном слое бетона в зависимости от времени эксплуатации балок пролетных строений путепроводов. Результаты расчетов сравнились с результатами определения концентрации хлора в защитном слое бетона балок пролетных строений путепроводов г. Гомеля. Сопоставление результатов расчетов и экспериментальных данных показало хорошую сходимость [15].

ВЫВОДЫ

Разработана методика прогнозирования долговечности пролетных строений автомобильных мостов и путепроводов при воздействии агрессивных хлоридсодержащих сред с использованием вероятностной модели расчета. Методика позволяет учитывать многочисленное количество факторов (толщину защитного слоя бетона, коэффициент диффузии хлора, критическую концентрацию, поверхностное содержание хлора, время воздействия, автодорожные условия и др.), часть из которых являются стохастическими: в простейшем стационарном случае – случайными величинами с заданными законами распределения. В методике для оценки конструкции по предельному состоянию, рассчитываются периоды инициирования и распространения коррозии арматуры при воздействии жидких хлоридсодержащих сред и сравниваются с проектным сроком эксплуатации.

Расчет прогнозирования долговечности выполняется с помощью программного комплекса автоматизации имитационного моделирования «СМ-ДЭС», использующего метод Монте-Карло, позволяющий оценивать вероятность ресурсного отказа по критерию проникновения хлоридов к арматуре железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивной среды. При этом может быть решена и обратная задача определения ресурса конструкций, обеспечиваемого с заданной вероятностью.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. – Введ. 01.07.2008. – Мн., 2008. – 72 с.
2. DuraCrete (1998a). Modelling of Degradation // Document BE95-1347/R4-5. The European Union – BriteEuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda. – 1998.
3. Martin-Perez, B. Service Life Modelling of R. C. Highway Structures exposed to chlorides / B. Martin-Perez // PhD Dissertation. – Department of Civil Engineering, University of Toronto. – 1999.

4. Tefpers, R. Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars / R. Tefpers // *Magazine of Concrete Research*. – March 1979. – Vol. 31. – Iss. 106. – P. 3–12.
5. Защита строительных конструкций от коррозии. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.01-111-2008 (02250). – Введ. 01.01.2009. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2009. – 94 с.
6. Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.03-232-2011 (02250). – Введ. 01.11.2019. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2011. – 304 с.
7. Lindvall, A. Chloride ingress data from Danish and Swedish road bridges exposed to splash from de-icing salt / A. Lindvall, A. Andersen, L.-O. Nilsson // *Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete*. – Paris, 2000. – P. 85–103.
8. Lindvall, A. Mapping of the chloride load around two Swedish reinforced concrete bridges / A. Lindvall // *Publication P-02:2, Department of Building Materials, Chalmers University of Technology*. – Goteborg, 2002. – P. 52.
9. DuraCrete (1998a). *Modelling of Degradation // Document BE95-1347/R4-5. The European Union – BriteEuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda*. – 1998.
10. DuraCrete (1999f). *Quantification of the environmental parameters in the carbonation and chloride ingress models // Document BE95-1347/TG4/C. The European Union – BriteEuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Prepared at Chalmers University of Technology, Göteborg*. – 1999.
11. Blomqvist, G. Airborne spreading and deposition of de-icing salt – a case study / G. Blomqvist, E.-L. Johansson // *The Science of the Total Environment*. – 1999. – Vol. 235. – P. 161–168.
12. Eliasson, Å. Spridningavvägsaltkringsvägar (The spread of de-icing salts around roads) / Å. Eliasson // *Project work 20p, Naturgeografiskainstitutionen, Göteborgsuniversitet, Göteborg*, 1996. (in Swedish).
13. McBean, E. Migration pattern of de-icing salts from roads / E. McBean, S. Al-Nassri // *Journal of Environmental Management*. – 1987. – Vol. 25. – P. 231–238.
14. Fagerlund, G. Karteringavkloridbelastning vid Riksväg 40 – Resultatfran 5 vintersasoner (Mapping of the chloride load around a Swedish main road exposed to de-icing salts – Results after 5 winter seasons): Report TVBM-7162 / G. Fagerlund, J. Svard // *Division of Building Materials, Lund Technical University*. – Lund, 2001. – P. 12.
15. Талецкий, В.В. Нарушения несущих железобетонных конструкций путепроводов, вызванные хлоридной агрессивней / В.В. Талецкий, А.В. Степанова // *Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: материалы междунар. науч.-технич. конф., Могилев, 19-20 апреля 2012 г. В 2 ч.* – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2012. – Ч. 2. – С. 127.

УДК 624.016

Стороженко Л.И., Ермоленко Д.А., Демченко О.В.

РАБОТА ПОД НАГРУЗКОЙ СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УСИЛЕННЫМИ ЯДРАМИ

Трубобетон является комплексной конструкцией, состоящей из стальной трубы и бетонного ядра, работающей совместно. Трубобетонные конструкции очень надежны в эксплуатации. В предельном состоянии они не теряют несущую способность мгновенно, как обычные железобетонные элементы, а еще долгое время способны выдерживать возрастающую нагрузку [1]. Прочность бетонного ядра, стесненного стальной оболочкой, как обоймой, значительно превышает призменную. Использование в строительстве трубобетонных конструкций, вместо железобетонных, дает возможность экономии стали и бетона [2]. И, таким образом, уменьшить вес сооружений, многократно повысить технические показатели традиционных стержневых конструкций, что особенно важно в строительстве многоэтажных, многопролетных объектов. Это также позволяет в условиях нехватки строительных площадей в крупных и средних городах решать целый ряд проблем в вопросах проектирования и производства строительных работ [3]. Кроме того, открывается перспектива использования в

трубобетонных колоннах высокопрочных бетонов, что также позволит существенно снизить размеры поперечных сечений конструкций, а следовательно, и общие затраты на строительство [4]. Но остается неоднозначным ответ на вопрос об эффективности применения бетонов высокой и сверхвысокой прочности и выявление особенностей деформирования и установления истинной работы трубобетонных стержней при действии сжимающей нагрузки в зависимости от физико-механических характеристик материала сердечника.

Основной целью экспериментальных исследований трубобетонных элементов, при кратковременном воздействии статической нагрузки, было изучение влияния прочности бетонного заполнения, способа передачи нагрузки на несущую способность и напряженно-деформированное состояние трубобетонных элементов.

Была разработана программа экспериментальных исследований: образцы серий ТБ нагружались на комплексное сечение; в серии БТ нагрузка передавалась на бетонный сердечник. Высота опытных образцов составляла 640 мм ($L/D = 4$). Оболочка выполнена из стальных труб $\varnothing 159$ с толщиной стенки 3,5 и 4 мм. Механические характеристики материала трубы-оболочки приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Характеристики материалов труб-оболочек

Номер трубы	Сечение, мм	Предел текучести σ_u , МПа	Предел временного сопротивления σ_v , МПа	Несущая способность трубы, кН
1	159×3,5	256	339	420
2	159×4,0	347	431	650

Было разработано пять составов бетонов с разной прочностью и водоцементным отношением (В/Ц) – 0,29; 0,25; 0,24; 0,23. Характеристики разработанных составов бетонов приведены в таблице 2.

При загрузке фиксировались два характерных усилия для трубобетона [3]: усилие N_1 – достижение материалом оболочки предела текучести; усилие N_2 – максимальное усилие.

При достижении величины разрушающего усилия N_2 все опытные образцы имели значительное превышение несущей способности трубобетонные элементы над суммарной от 7 до 28 %.

Таблица 2 – Характеристики составов бетонов

Номер состава бетона	Прочность по кубам $\sigma_{куб}$, МПа	Прочность по цилиндрам $\sigma_{цил}$, МПа	Призмная прочность σ_c , МПа	Модуль упругости $E_0 \times 10^5$, МПа	Коэффициент Пуассона ν_0	Предельная деформация $\epsilon_c \times 10^{-5}$
1	36,4	36,9	32,5	0,265	0,21	148
2	63,5	63,0	54,3	0,323	0,18	191
3	71,9	75,4	65,0	0,367	0,19	221
4	77,6	81,5	70,3	0,393	0,19	218
5	86,9	93,4	80,5	0,401	0,19	223

Для того, чтобы сопоставить влияние исследуемых факторов на прочность трубобетонных элементов, были вычислены коэффициенты эффективности конструктивного элемента [5], значения которых приведены в таблице 3.

$$m1 = \frac{N_1}{N_v + N_c}; \quad m2 = \frac{N_2}{N_u + N_c},$$

где N_1 и N_2 – соответствующее усилие в опытном образце; N_v и N_u – соответственно усилие в момент текучести и максимальное усилие в трубе-оболочке; N_c – несущая способность бетонного ядра.

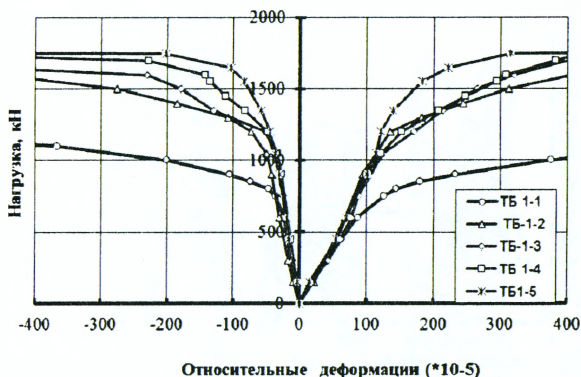
Значения коэффициенты эффективности конструктивного элемента приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Результаты испытания опытных образцов

Марка образца	Несущая способность (N_1), кН	Несущая способность (N_2), кН	Отношение N_2/N_1	m_1	m_2	η
ТБ-1-1	825	1250	1,52	0,81	1,23	0,68
ТБ-1-2	1300	1645	1,27	0,92	1,17	0,89
ТБ-1-3	1385	1705	1,23	0,87	1,07	0,82
ТБ-1-4	1450	1810	1,18	0,86	1,07	0,81
ТБ-1-5	1650	1770	1,07	0,88	0,94	0,84
ТБ-2-2	1350	1775	1,32	0,88	1,16	0,81
ТБ-2-3	1600	2020	1,26	0,93	1,17	1,03
ТБ-2-4	1700	2090	1,23	0,93	1,15	1,05
ТБ-2-5	1900	2400	1,26	0,95	1,20	0,93
БВТ-1-6	900	1275	1,42	0,89	1,25	0,80
БВТ-1-7	1300	1530	1,18	1,00	1,09	0,99
БВТ-1-8	1600	1750	1,09	1,00	1,10	1,00
БВТ-1-9	1850	2130	1,15	1,09	1,26	1,12
БВТ-1-10	2000	2275	1,14	1,06	1,21	1,08

В процессе испытания экспериментальных образцов фиксировались продольные деформации укорочения (+) и поперечные деформации удлинения (-). По этим данным были построены зависимости $N - \varepsilon$, на рисунках 1 и 2 приведена зависимость продольных и поперечных относительных деформаций для центрально сжатых образцов серии ТБ-1 и серии ТБ-2 от нагрузки нагруженных на комплексное сечение.

В начале нагружения зависимость $N - \varepsilon$ близка к линейной, затем графики принимают криволинейный характер, что объясняется особенностями деформирования стали и бетона. Поперечные деформации при небольших нагрузках развиваются незначительно, а по мере приближения к предельному состоянию сильно возрастают. Это свидетельствует о росте напряжений в поперечном направлении.



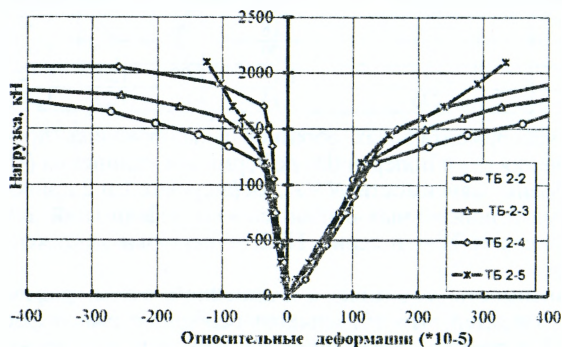
Начало увеличения объема образца примерно совпадает с началом текучести трубы в продольном направлении.

Рисунок 1 – Зависимость продольных и поперечных деформаций трубобетонных элементов серии ТБ-1 от нагрузки N , передаваемой на комплексное сечение при заполнении различными по прочности бетонами

Из рисунка 2 можно видеть, что развитие продольных деформаций имеет прямолинейный характер от начала загрузки до величины $(0,6 \div 0,7) N_1$. А затем наблюдается нарушение пропорциональности в сторону увеличения деформа-

ций. При нагрузках $0,6 N_1$ труба деформируется упруго, а в бетоне начинают развиваться пластические деформации. С увеличением нагрузки в бетоне начинают появляться микротрещины, увеличивается боковое давление между бетоном и оболочкой, что приводит к росту поперечных деформаций. При дальнейшем увеличении нагрузки до $0,9 N_1$ продольные напряжения в трубе достигают предела текучести. С начала это явление носит локальный характер – на поверхности трубы лаковое покрытие теряет «глянец». При этом в бетонном ядре продолжается образование трещин в плоскостях, параллельных плоскости действия усилия.

При нагрузках, близких к $0,8 N_2$, в месте приложения нагрузки наблюдается образование среза бетонного сердечника по плоскости и рост объема образца, что свидетельствует об увеличении поперечных деформаций примерно $(150 \div 200) \times 10^{-5}$. В таком состоянии трубобетонный элемент еще способен воспринимать возрастающую нагрузку, хотя наблюдаются значительные продольные деформации. В момент достижения N_2 продольные деформации некоторых



экспериментальных образцов составляли $(10 \div 15) \%$, что значительно превышает деформации, допустимые при эксплуатации конструкции.

Рисунок 2 – Зависимость продольных и поперечных деформаций трубобетонных элементов серии ТБ-2 от нагрузки N , передаваемой на комплексное сечение при заполнении различными по прочности бетонами

На рисунке 3 изображена зависимость продольных и поперечных относительных деформаций экспериментальных центрально сжатых образцов серии БВТ-1, в которых нагрузка передавалась на бетонное ядро.

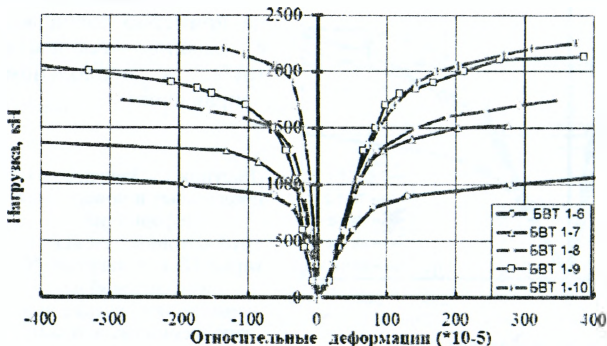


Рисунок 3 – Зависимость продольных и поперечных деформаций трубобетонных элементов от нагрузки N , передаваемой на бетон при заполнении различными по прочности бетонами

Следует отметить что деформативность исследованных образцов зависит от способа передачи нагрузки. Так при нагружении на бетонное ядро наблюдалось уменьшение продольных деформаций в сравнении с нагружением на комплексное сечение. Развитие продольных деформаций имеет прямолинейный характер

от начала загрузки до величины $(0,8 \div 0,9) N_1$. А затем наблюдается нарушение пропорциональности в сторону увеличения деформаций. При передаче нагрузки на бетон по сравнению с передачей на комплексное сечение также увеличивается несущая способность труббетонных образцов N_1 от 7 до 17 %.

О характере разрушения труббетонных образцов можно судить по фотографиям, приведенным на рисунках 4–5. Интересно, что в случае передачи нагрузки на комплексное сечение и на бетонное ядро при заполнении сердечника высокопрочными бетонами характер разрушения образцов был практически одинаковым и характеризовался срезом бетонного ядра по плоскости, под углом пересекающей продольную ось.

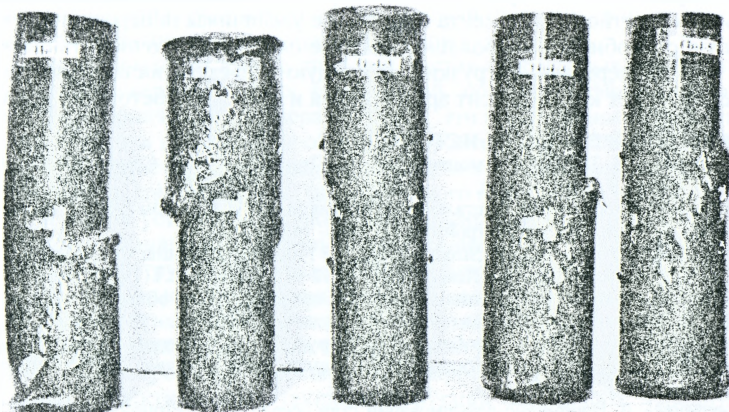


Рисунок 4 – Характер разрушения образцов серии ТБ-1 (комплексное сечение)

В зависимости от прочности ядра форма разрушения несколько разная. образцы серии БВТ-1-6 с составом бетона 1 разрушались вследствие поперечного расширения в середине сечения и на момент достижения предельного состояния не имели гофр, образцы серии ТБ-1-1 с составом бетона 1 разрушались вследствие искривления образца и образования поперечной гофры в среднем сечении.

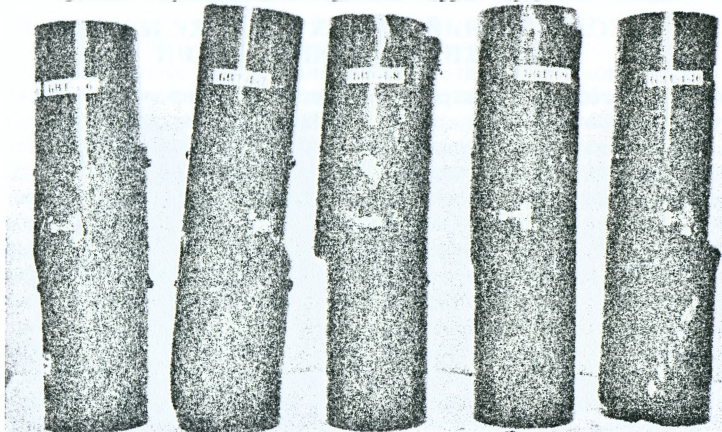


Рисунок 5 -- Характер разрушения образцов серии БВТ-1 (нагрузка передавалась на бетон)

Разрушение образцов серий ТБ-1 и БВТ-1 с составами бетона 2, 3, 4, 5 отношением $t/D = 0,022$ происходило путем плавного равномерного среза бетонного сердечника по внутренней поверхности оболочки. При возрастании нагрузки и достижении максимального усилия N_2 образцы характеризовались развитием срезов под углом 20–35°.

Проведенные исследования свидетельствуют о том, что использование высокопрочных бетонов в качестве ядра трубобетонных элементов позволяет полностью использовать прочностные свойства стали. Кроме того, использование в трубобетонных конструкциях высокопрочных бетонов также позволяет улучшить его эксплуатационные характеристики и существенно повысить несущую способность конструктивного элемента в целом, не увеличивая поперечного сечения. На несущую способность наибольшее влияние оказывает прочность бетонного ядра и способ передачи нагрузки. На общую эффективность конструктивного элемента влияет коэффициент армирования и прочность бетонного ядра.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Стороженко, Л.І. Трубобетон: монографія / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.І. Лапенко – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – 306 с.
2. Кикин, А.И. Конструкции из стальных труб заполненных бетоном / А.И. Кикин, Р.С. Санжаровский, В.А. Труль – М.: Стройиздат, 1974. – 145с.
3. Mechanical Properties of High Strength Concrete Filled Steel Tubular Columns / Ke Feng Tan, Lai Bao Liu// Advanced Materials Research Vols. 472-475 (2012) – P. 1119-1125.
4. Кришан, А.Л. Сталетрубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром / А.Л. Кришан, М.Ш. Гареев, А.И. Сагалатов // Бетон и железобетон. – 2004. – № 6. – С. 11–14.
5. Стороженко, Л.І. Сталезалізобетонні конструкції. Дослідження, проектування, будівництво, експлуатація / Л.І. Стороженко, В.М. Сурдін, В.І. Єфіменко, В.І. Вербицький – Кривий Ріг: КТУ, 2007. – 448 с.
6. Стороженко, Л. Напружено-деформований стан осердя трубобетонних елементів / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Вып. № 56. – Дн-вск.: ПГАСА, 2010. – С. 504–509.

УДК 624.015.5

Стороженко Л.И., Мурза С.А., Нижник А.В., Дрижурек Ю.В.

АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ ГИБКИХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Сталежелезобетонные конструкции с жестким армированием имеют много преимуществ, главное из них - это отсутствие опалубки, возможность изготавливать комплексные конструкции, в которых совместно работают железобетон и стальные профили. Уже доказано, что их рационально применять для перекрытия больших пролетов (плиты, балки, ригели, фермы и т.д.), стоек, воспринимающих большие нагрузки (колонны промышленных и гражданских зданий, опоры ЛЭП и т.д.), в инженерных сооружениях. Поперечные сечения таких конструкций могут быть самые разнообразные. При использовании сталежелезобетонных конструкций уменьшается масса зданий, очень часто можно обойтись без опалубки, закладных деталей.

При исследовании и строительстве таких конструкций важным становится фактор устойчивости. Значение расчета на устойчивость для указанных конструкций существенно возросло, поскольку разрушение сталежелезобетонных конструкций чаще всего связано с потерей общей устойчивости конструкции или их отдельных конструктивных элементов.

Сталежелезобетонные конструкции чрезвычайно разнообразны: это стойки и колонны, балки и ригели, плиты покрытий и перекрытий, пространственные конструкции. Они применяются при строительстве изгибающих и сжатых конструкций, их используют при возведении различных сооружений [3, 4]. Применение стальных профилей, листовой арматуры как внешнего армирования, в сжато-изогнутых конструкциях позволяет снизить затраты на опалубочные работы, уменьшить вес конструкции упростить процесс возведения колонн, монолитных и сборных покрытий зданий и сооружений [3].

При изготовлении конструкций с внешним армированием необходимо обеспечить устойчивость отдельных элементов. Потеря устойчивости отдельных элементов может привести к изменению расчетной схемы, в свою очередь может привести к разрушению конструкции в целом [1].

Использование арматуры в виде стальных листов и прокатных профилей, для комплексных сталежелезобетонных конструкций, позволяет эффективно их использовать при ограниченных размерах сечения. Эти конструкции имеют существенные преимущества при проектировании и строительстве различных зданий и сооружений [3]. Недостаточно исследованной является проблема потери как местной устойчивости стального листа или прокатного профиля, входящего в конструкции так и общей устойчивости гибких стержневых конструкций. Целью данной статьи является анализ проведенных исследований гибких сталежелезобетонных стержневых конструкций и вопросы влияния фактора устойчивости на них.

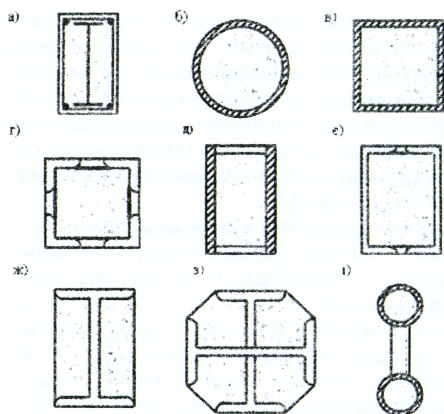
Сталежелезобетонные конструкции имеют существенные преимущества при проектировании и строительстве различных зданий и сооружений. Но при их проектировании возникают вопросы относительно размеров поперечного сечения и способов армирования. Нерешенные вопросы устойчивости отдельных элементов при проектировании таких конструкций заставляют использовать приближенные методы расчета, которые приводят к излишним затратам материалов, а в некоторых случаях и к недостаточной надежности конструкций. Для повышения эффективности и более широкого распространения конструкций с вынесенным внешним армированием необходима разработка соответствующей теории и методов расчета на устойчивость.

В настоящее время сталежелезобетонные конструкции, представляющие собой сочетание профильной стали, стержневой арматуры и бетона для их совместной работы, получили широкое распространение во всем мире. Это объясняется их высокой технико-экономической эффективностью (рис. 1).

Сталежелезобетонные конструкции лучше соответствуют конкретным требованиям, предъявляемым при строительстве того или иного объекта, и позволяют сравнительно легко решать сложные инженерные задачи.

Жесткую арматуру применяют с целью уменьшения размеров сечения сжатых элементов в монолитных конструкциях высотных зданий, для возведения которых требуется устройство сложных дорогостоящих лесов. В период сооружения таких конструкций жесткой арматуры используют как стойки леса, на которые передают нагрузку от опалубки, бетонной смеси и монтажных приспособлений. После снятия опалубки жесткая арматура воспринимает нагрузки вместе с бетоном.

В качестве жесткой арматуры применяют прокатную сталь швеллерного, двутаврового и другого крупного профиля или сварные каркасы из укрупненных круглых стержней или мелких уголков. Сечение жесткой арматуры принимают наименьшим ($\mu = 3 \div 8\%$) из условия восприятия нагрузок в процессе возведения конструкций. Совместная работа жесткой арматуры и бетона класса В15 и более, при наличии хомутов, надежно обеспечивается вплоть до разрушения при $\mu \leq 15\%$.



а) с внутренним жестким армированием; б), в) трубобетонные из круглых и квадратных труб; г), д) с уголками и пластинами вдоль граней; е), ж), з) в виде стальных профилей с заполненными полостями; и) составное сечение из трубобетонных ветвей

Рисунок 1 - Поперечные сечения сталежелезобетонных стержневых конструкций (колон)

Армирование ядра сталежелезобетонных конструкций (с внешним и внутренним армированием) позволяет уменьшить размеры сечения. Уменьшение размеров сечения может привести к повышению гибкости конструкции, что в свою очередь может привести к потере устойчивости. Расчет таких конструкций нормы рекомендуют выполнять так же, как и сталежелезобетонных конструкций с внутренним армированием, однако фактически бетон внутри конструкций этого класса находится в объемном напряженном состоянии, поэтому его расчетное сопротивление допускается учитывать с коэффициентом условий работы 1,1 при $\mu \leq 15\%$ и коэффициентом 1,0 при $\mu > 15\%$.

В настоящее время накоплен большой экспериментальный и теоретический опыт по исследованию гибких сжатых трубобетонных элементов. Разными авторами в разное время предложен целый ряд методик для расчета трубобетонных элементов. Заслуживают особого внимания экспериментальные исследования проведенные авторами [2]. По их результатам получается, что трубобетонные элементы имеют повышенную прочность и устойчивость по сравнению со стальными. Однако результаты расчета по несущей способности гибких сжатых трубобетонных элементов получаются разными. Причем чем больше гибкость и чем больше начальный эксцентриситет приложения нагрузки, тем больше разница полученных результатов. Основной причиной, что привело к появлению многочисленных методик расчета трубобетонных элементов является то, что трудно зафиксировать момент разрушения трубобетонных образцов под нагрузкой.

Анализируя способы расчетов ученых, занимавшихся проблемой определения несущей способности и деформативности трубобетонных элементов как в нашей стране так и за рубежом, можно выделить определенную консолидацию исследователей в методе учета несущей способности - уменьшение несущей способности элемента путем умножения этого значения на коэффициент, меньше единицы, учитывающий гибкость и определяется в зависимости от высоты и эксцентриситета приложения нагрузки.

Характер разрушения гибких трубобетонных элементов показал, что бетон в сжатой зоне частично переходил в пластическое состояние, а металл оболочки в этой зоне достигал предела текучести. В этот период на поверхности лакового покрытия трубобетонных элементов в сжатой зоне появлялись линии Чернова-Людерса (рис. 2), а в образцах с пустых труб, незаполненных бетоном, происходило местное выпучивание стенок, появлялись складки.

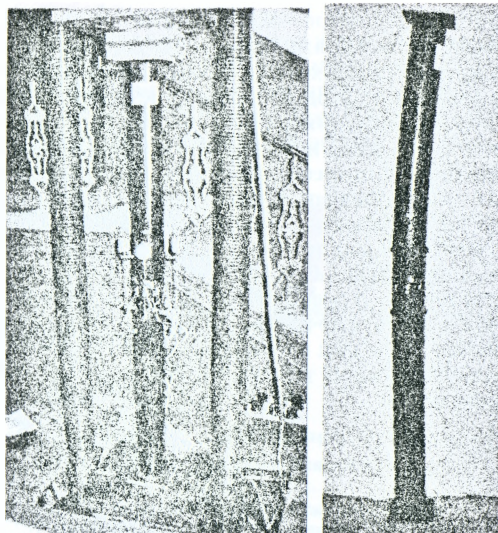


Рисунок 2 – Характер разрушения гибких внецентренно сжатых исследовательских трубоконтретных образцов

При значительных эксцентриситетах, в результате исключения из работы части сечения бетонного ядра растянутой зоны, эффективность трубоконтрета снижается, но наличие бетонного ядра значительно повышает местную устойчивость стенки трубы, что дает возможность использовать несущую способность металла полностью (рис. 3, 4).

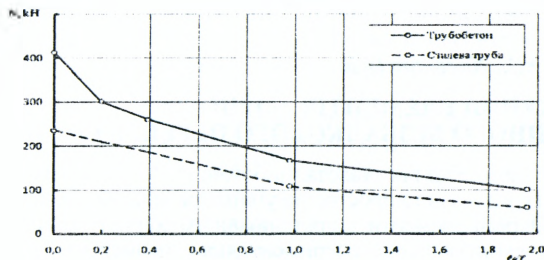


Рисунок 3 – Зависимость разрушающего усилия от относительного эксцентриситета

Рисунок 3 – Зависимость разрушающего усилия от относительного эксцентриситета

Анализ проведенных экспериментальных и теоретических исследований показал, что в таких комплексных элементах при действии внешней нагрузки труба играет роль оболочки, благодаря чему в элементе возникает сложное напряженно-деформированное состояние и тем самым создаются условия для повышения несущей способности и жесткости сталежелезобетонных элементов.

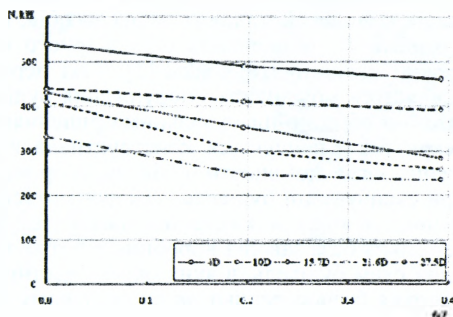


Рисунок 4 – График зависимости разрушающего усилия от длины образца

Исходя из анализа результатов экспериментальных исследований гибких сжатых трубобетонных элементов, выполненных разными авторами, можно заметить, что перед проектировщиком, на сегодня, возникает ряд проблем, связанных с четким, несложным и однозначным учетом гибкости при расчете на несущую способность. Необходимо учитывать все ключевые аспекты, это и разнородность материала - сталь и бетон, влияние их различных марок и классов на гибкость, влияние их совместной работы, объемное напряженное состояние бетонного ядра. Объемное напряженно-деформированное состояние приводит к уменьшению геометрических размеров сечения конструкции, а следовательно основным, для таких конструкций, является решение задачи их устойчивости. Устойчивость сталежелезобетонных конструкций является комплексной сложной задачей, поскольку в состав таких конструкций, кроме бетона, входят и листовая арматура и прокатные профили. Таким образом, задача решения устойчивости сталежелезобетонных конструкций является неоднозначной. В ряде случаев такие конструкции могут терять местную устойчивость, что приводит к потере общей устойчивости.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Грудев, И.Д. Устойчивость стержневых элементов в составе стальных конструкций. – М.: МИК, 2005. – 320 с.
2. Єрмоленко, Д.А. Об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів: Монографія // Д.А. Єрмоленко. – Полтава: Видавець Шевченко Р.В., 2012. –316 с.
3. Стороженко, Л.І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці: Монографія / Л.І. Стороженко, О.І. Лапенко. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. –312 с.
4. Стороженко, Л.І. Сталезалізобетонні конструкції: навчальний посібник / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц. – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю.Кондратюка, 2005. -181 с.

УДК 624.074.012.4

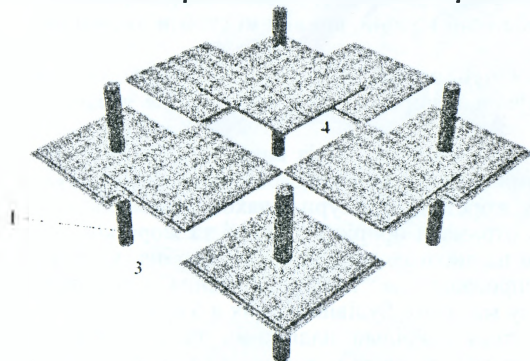
Стороженко Л.І., Нижник О.В., Клецов О.В.

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОГО СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

У статті запропоновано нові типи збірних сталезалізобетонних безбалкових перекриттів, що характеризуються відносною простотою у виготовленні без використання додаткової опалубки. Окремі елементи запропонованого збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття були експериментально досліджені.

Вступ. Сучасний розвиток будівельної індустрії та відкриття нових можливостей в проектуванні та розрахунку конструкцій з використанням обчислювальних комплексів та програмних засобів, технологічних прийомів та механізмів призвели до підвищення ролі збірного безбалкового перекриття при спорудженні каркасних будівель [1]. Такі перекриття мають ряд переваг, зокрема, з'являється можливість спорудження будівель будь-якої конфігурації в плані з різними об'ємно-планувальними рішеннями. При застосуванні безбалкових перекриттів, зменшується конструктивна висота перекриття, що веде до зменшення загальної висоти будівель, скорочуються витрати стінових матеріалів, а при експлуатації будівель – скорочуються витрати на енергоносії. Разом з тим зміни, що відбулися останнім часом у будівельній галузі, а також застаріла матеріальна база заводів-виробників потребують використання таких конструктивних схем будівель, в яких окремі частини перекриття виготовляються та збираються безпосередньо на будівельному об'єкті з окремих або суцільних еле-

ментів. Дуже важливо зробити такі конструкції легкими та простими у виготовленні та монтажу. Цим критеріям в повній мірі відповідають запропоновані авторами збірні сталезалізобетонні безбалкові перекриття [2,3]. Таке перекриття складається із сталезалізобетонних плоских плит зі сталевим обрамленням [4] (рис. 1), а саме: надколонних, міжколонних плит [5] та плит-вставок. При цьому виготовлення збірних плит зі сталевим обрамленням для збірного безбалкового



перекриття може виконуватись безпосередньо на будівельному майданчику без застосування дорогої за вартістю опалубки. В якості опалубки таких плит виступає сталеве обрамлення, яке зручно виготовляти з кутиків.

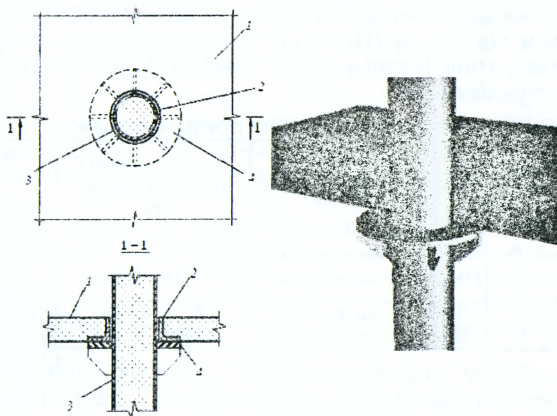
- 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – плита-вставка

Рисунок 1 – Схема збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття

В залежності від призначення плит, полицки кутиків можна виносити назовні або усередину конструкції. При виготовленні таких плит спрощуються арматурні роботи – не застосовується попереднє напруження. Крім того, відкриті частини сталевих рами можливо використовувати в якості закладних деталей, що представляє в багатьох випадках вагому зручність, а також з'являється можливість забезпечити гнучкість і трансформативність планувальних рішень у тих випадках, коли типові конструкції збірних перекриттів не можуть бути застосовані. Надколонна плита запропонованого збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття кріпиться безпосередньо до колони за допомогою зварювання. Для передачі навантаження з перекриття на колона по її контуру встановлена консоль, яка забезпечує жорстке сполучення перекриття з колоною та утворює опору для панелей (рис. 2). Консоль являє собою сталеве обрамлення з кутиків.

Міжколонна плита встановлюється між двома надколонними плитами та фіксується в проектному положенні за допомогою зварювання. Плита-вставка вкладається на висаджені грані сталевих обрамлення міжколонних плит.

- 1 – надколонна плита;
 - 2 – обрамлення зі сталевих кутиків;
 - 3 – труобетонна колона;
 - 4 – опорний сталевий диск
- Рисунок 2 – Схема вузла з'єднання надколонної плити сталезалізобетонного безбалкового перекриття з труобетонною колоною



При такій конструктивній схемі збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття значно спрощується конструкція стику колони з плитою, самих плит між собою за допомогою зварювання, а також процес монтажу будівлі, для якого не потрібні додаткові дороги за вартістю пристрої, що приводить до економії трудо- та енерговитрат і скорочення термінів будівництва. Також слід зазначити, що при спорудженні каркасу для збірного безбалкового перекриття доцільно використовувати труобетонні колони, що відомі своїми численними перевагами [6].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідження та використання сталезалізобетону набуло надзвичайно широкого розповсюдження в багатьох країнах і, зокрема, в Україні .

Економічність сталезалізобетонних конструкцій із використанням сталевих профілів порівняно з традиційними залізобетонними забезпечується за рахунок більш ефективного застосування жорсткої арматури шляхом раціонального її розміщення, що дає можливість отримати приріст міцності та жорсткості [7]. Запропоновані плити орієнтовані на виготовлення безбалкового перекриття на будівництві. На даний час впровадження та використання безбалкових перекриттів формує курс розвитку масового будівництва як в Україні так і за її межами. Такі перекриття являються найбільш надійними та довговічними. Дослідженню безбалкових перекриттів, а також окремих їх елементів присвячено роботи таких вчених, як: Анпілов С.М., Баранова Т.І., Васильєв П.І., Власов В.В., Гвоздев О.О., Дорфєєв В.С., Залєсов О.С., Качановський С.Г., Клімов Ю.А., Мурашкін Г.В., Мурашкін В.Г., Павліков А.М., Пекін Д.А., Савицький М.В., Семко О.В., Соколов Б.С., Стороженко Л.І., Чижєвський В.В., Чихладзе Е.Д., Шєховцев І.В., Яров В. О. та ін. Серед зарубіжних дослідників слід виділити Дж. Макгрегор, Клуге Р.В., Ріхард Ф., Тальбот А.Н., Хогнєстад Е., Руф Л.В., Вікман Е.А., Лін Т.В. та ін.

Постановка мети і задач досліджень. Метою даної статті є аналіз експериментальних даних щодо несучої здатності, деформацій та характеру руйнування залізобетонних плит зі сталевим обрамленням.

Методика досліджень. Окремі елементи запропонованого збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття були експериментально досліджені в лабораторії кафедри ЗБіКК ПолтНТУ. Зокрема було виготовлено та випробувано на дію короткочасного навантаження плити зі сталевим обрамленням з отвором під колону (ПН63-1), плити прямокутної форми у плані (ПМ50-1), плити квадратної форми у плані (ПВ63-1). Характеристики дослідних зразків наведено у таблиці 1.

Таблиця 1 – Характеристики дослідних зразків

№п/п	Серія	Призначення	Розміри в плані / товщина плити, мм	Клас бетону за міцністю	Спосіб обпирання
Сталезалізобетонні зразки					
1	ПМ50-1	міжколонна	2000×500/50	С30/В30	2 сторони з прикладанням зусиль 750 мм від опори
2	ПН63-1	надколонна	1200×1200/63	С30/В30	по контуру
3	ПВ63-1	плита-вставка	1276×1276/63	С40/В40	по контуру

Згідно з прийнятою методикою проведення експериментальних досліджень несучої здатності й деформативності сталезалізобетонних плит, вимірювання проводились при обпиранні зразків по контуру. Для цього було виготовлено ек-

спериментальну установку (рис. 3). Зусилля від гідравлічного домкрата передавалось через фрагмент трубобетонної колони у вигляді однієї зосередженої сили, прикладеної посередині плити. Випробування зразка ПМ50-1 проводились на пресі ПММ-500, при цьому досліджувані зразки встановлювались на шарнірні опори.

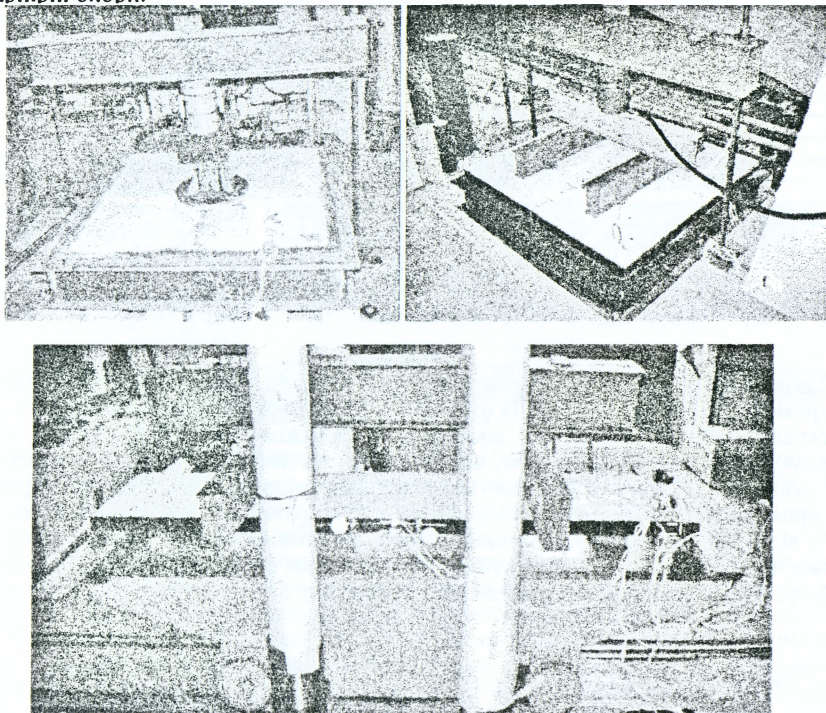


Рисунок 3 – Схеми установки для випробування плит

При проведенні експериментальних досліджень плит зі сталевим обрамленням вимірювались деформації зовнішньої поверхні бетону, а також прогин елемента. При випробуванні плит були використані такі прилади: індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, мікроскоп МПБ-2 із 24 – кратним збільшенням і ціною поділки 0,05 мм, для вимірювання відносних деформацій на бетонній та сталевій поверхнях використовувались дротяні електротензорезистори з базою 50 мм та 20 мм відповідно. Прогини конструкції контролювались за допомогою прогноміра 6ПАО. В якості реєструючої системи вимірювального комплексу, яка дозволяла фіксувати показники по електротензорезисторам використано вимірювально-інформаційна система "ВНП-8". Для розширення сервісних можливостей до приладу "ВНП-8" підключалась персональна ЕВМ із відповідним прикладним програмним забезпеченням, яке передбачало збір показників з електротензорезисторів, оперативне представлення результатів експерименту у формі таблиць та графіків.

Результати досліджень. Під час проведення експериментальних досліджень зразків під дією навантаження відмічався розвиток тріщин на поверхні бетону,

при збільшенні навантаження до критичного, відбувалося руйнування плити. Відмічалась також інтенсивність росту прогину при початку роботи плити в пластичній стадії. В результаті вимірювання деформацій, що заміряні за допомогою електротензорезисторів на бетонній поверхні плити, отримано залежності деформацій від навантаження (рис. 4).

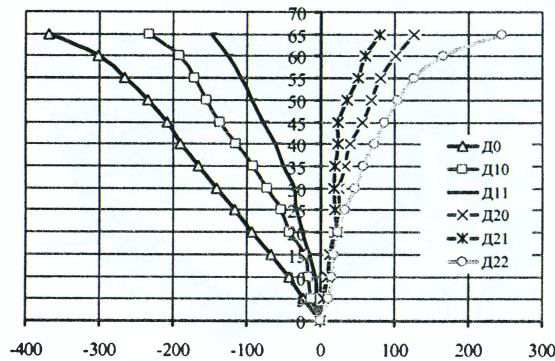


Рисунок 4 – Відносні деформації на бетонній поверхні зразка серії ПН63-1 заміряні по електротензорезисторам № 0, 10, 11, 20, 21, 22

Також виявлено характер руйнування цих плит та наведено результати експериментальних досліджень. Із отриманих даних можна зазначити, що на початковій стадії навантаження, виникають переважно пружні деформації. На подальших рівнях завантаження, що відповідають деформаціям, при яких спостерігається текучість та відбувається утворення тріщин на бетонній плиті (рис. 6) проявляються пластичні деформації. При досягненні навантажень більше 85% від руйнуючого, спостерігались значні тріщини на поверхні бетону, за рахунок чого, відбувалось повне руйнування бетонних зразків. Графіки залежностей прогинів від навантаження наведені на рисунку 5.

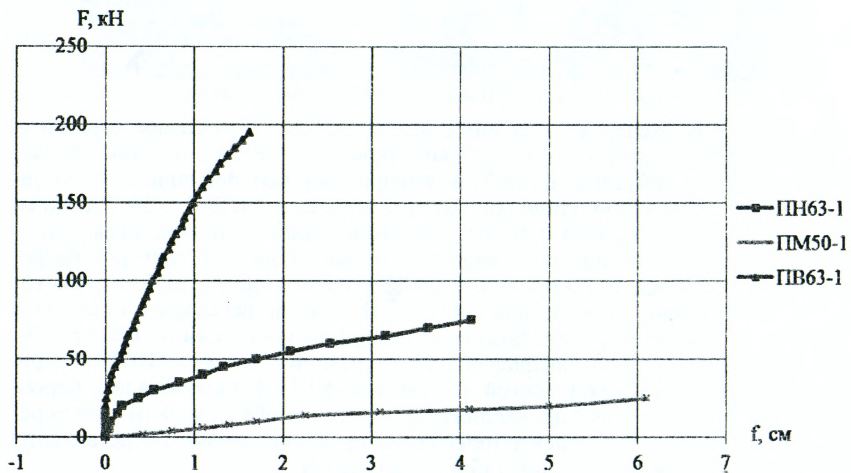


Рисунок 5 – Залежність прогинів від навантаження

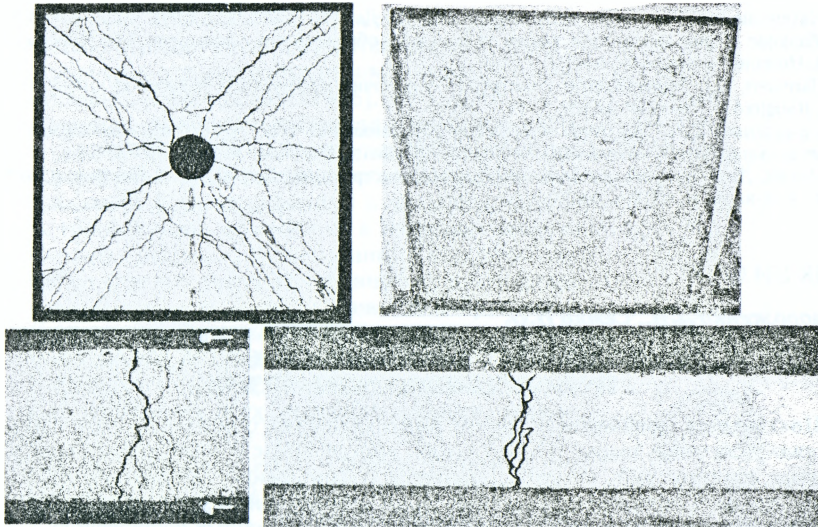


Рисунок 6 – Характер утворення тріщин на бетонних поверхнях плит

Крихкого руйнування зразків не відмічалось. Після завершення випробувань кожен зразок ретельно оглядався, особлива увага приділялась місцю стикування бетону та сталевого обрамлення – на їх межі ніяких суттєвих порушень зв'язку не відмічено, що свідчить про сумісну роботу двох складових комплексної плити.

Висновки. В цілому досліджувані плити на всіх ступенях завантаження працювали як єдина монолітна конструкція, при цьому можна чітко відзначити сумісність роботи сталевих обрамлення із залізобетонною плитою, оскільки відшарування залізобетонної складової від сталевих обрамлення не спостерігалось – все це свідчить про надійність роботи конструкції в цілому. В усіх зразках руйнування проходило майже однаково, характеризуючись різким збільшенням прогинів та руйнуванням бетону при значних пластичних деформаціях. Миттєвої втрати несучої здатності не спостерігалось. При цьому, після зняття навантажень з конструкцій, її вертикальне переміщення зменшилось в 2 – 2,5 рази. Зазначені вище обставини дозволяють вважати, що досліджувані конструкції плит зі сталевим обрамленням можуть бути успішно використані в якості елементів збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття. Головним для запропонованих збірних сталезалізобетонних безбалкових перекриттів є відносна простота у виготовленні окремих конструкцій та зручність монтажу. Такі перекриття після ретельного їх дослідження можуть бути використані при спорудженні житлових і цивільних будівель.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ярков, А. Современные конструкции безбалочных перекрытий / А. Ярков, Г. Курмей, Н. Мальх // Строительные ведомости. – Новосибирск, 2002. – 196 с.
2. Стороженко, Л.І. Сталезалізобетонні конструкції / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц. – Полтава: ПНТУ, 2005. – 181 с.
3. Нижник О.В. Безбалкові та часторібрісті сталезалізобетонні перекриття [Текст] : автореферат дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / О. В. Нижник ; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. - Полтава : [б. и.], 2012. - 40 с.

4. Патент на кор. модель № 47176 Україна, Держ. Деп. інт. власності, МПК (2009) E04B 5/00 Безбалкове збірне перекриття з плит зі сталевим обрамленням / заявники Л.І. Стороженко, О.В. Нижник; власник ПолтНТУ. – 2010.
5. Лапенко, О.І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою / О.І. Лапенко. – Полтава: АСМІ, 2009. – 360 с.
6. Єрмоленко, Д.А. Об'ємний напружено-деформований стан трубо-бетонних елементів / Дмитро Адольфович Єрмоленко. – Полтава: Видавць Шевченко Р. В., 2012. – 315 с.
7. Пекин, Д.А. Плитная сталежелезобетонная конструкция / Д.А. Пекин // Научное издание. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 440 с.

УДК 624.078.45

Стороженко Л.И., Семко П.О.

НОВЫЕ ТИПЫ РАЗЪЕМНЫХ СТЫКОВ СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Постановка проблемы в общем виде. Особенного внимания заслуживают сборно-разборные здания и сооружения, выполненные с применением трубобетонных конструкций, которые благодаря оптимальному сочетанию бетона и стали создают возможность рациональной совместной работы и значительную экономию материалов. Для выполнения стыков в подобных сооружениях необходимо устраивать разъемные типы соединений трубобетонных элементов. Но, на наш взгляд, на данный момент тема разъемных стыков трубобетонных элементов исследована недостаточно.

Основная задача работы состоит в описании и кратком анализе пяти новых предложенных нами типов разъемных стыков сжатых трубобетонных конструкций, каждый из которых имеет определенные преимущества по сравнению со стандартным фланцевым стыком, который наиболее популярен на данный момент.

Анализ последних достижений и выделение ранее не решенных частей общей проблемы. Исследованиями неразъемных стыков трубобетонных элементов в Украине в целом, и в Полтавском национальном техническом университете имени Юрия Кондратюка в частности, в разные годы занимались О.И. Лапенко, Л.И. Стороженко, В.Ф. Пенц, В.М. Тимошенко и другие [1–5]. В их работах были рассмотрены основные положения расчета трубобетонных конструкций, представлены методы расчета деформаций, перемещений и несущей способности, была разработана теория работы трубобетонных элементов в условиях объемного напряженно-деформированного состояния (НДС). Но актуальной проблемой при проектировании и исследовании стыков остался вопрос проектирования разъемных стыков, которому долгое время не уделялось должного внимания, несмотря на несомненную актуальность и востребованность данной темы.

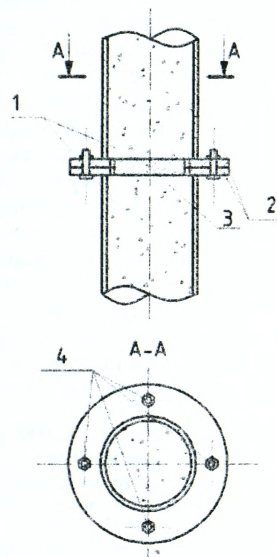


Рисунок 1

За границей сталежелезобетонные конструкции исследуются и используются в строительстве уже давно, что нашло свое отображение например в европейских строительных нормах Eurocode 4 [6].

Изложение основного материала исследований. После рассмотрения и анализа уже существующих типов разъемных и неразъемных стыков трубобетонных элементов были предложены и запатентованы 5 новых типов стыков, пригодных к использованию в соединениях сжатых трубобетонных конструкций, каждый из которых имеет те или иные преимущества по сравнению со стандартным и наиболее применяемым фланцевым разъемным стыком.

Первый из них – это разъемный стык трубобетонных элементов с центрирующей пластиной (рис. 1), который состоит из двух стальных фланцев, соединённых болтами (в количестве 4–8 шт.), и центрирующей стальной пластины. Главным отличием от стандартного фланцевого стыка является применение центрирующей пластины. Преимущества данного типа стыка состоят в том, что благодаря центрирующей пластине лучше происходит передача нагрузок между бетонными ядрами трубобетонных элементов, а также облегчается монтаж конструкции.

На рисунке 1 изображено: 1 – трубобетонные элементы; 2 – фланцы; 3 – центрирующая пластина; 4 – болты.

Следующий из предложенных – это разъемный стык трубобетонных элементов со «спрятанными» болтами (рис. 2). Главное отличие данного стыка от стандартного фланцевого – это расположение соединительных болтов, которые находятся в теле трубобетонного элемента в специальных ячейках. Такое соединение предложено с целью уменьшения размеров стыка в горизонтальной плоскости, вследствие чего соединение выполняется заподлицо, что облегчает эксплуатацию здания или сооружения, в которых они находятся, предоставляя возможность обходиться без выступающих за тело трубобетонной конструкции фланцев. Суть стыка состоит в применении «спрятанных» болтов, которые привариваются к горизонтальной пластине нижнего трубобетонного элемента, тогда как в пластине верхнего делаются отверстия в местах, где будут находиться болты. В то же время в верхнем трубобетонном элементе создаются специальные ячейки с размерами, достаточными для возможности закрутить гайки на соединительных болтах.

На рисунке 2 изображено: 1 – нижний трубобетонный элемент; 2 – верхний трубобетонный элемент; 3 – стальные пластины, приваренные к трубобетонным элементам; 4 – «спрятанные» болты; 5 – специальные ячейки.

Заслуживает внимания предложенный разъемный стык трубобетонных элементов со стальной муфтой (рис. 3). Главным отличием по сравнению со стандартным фланцевым стыком является применение стальной муфты, приваренной к нижнему трубобетонному элементу. Такое соединение предложено с целью повышения несущей способности и надежности разъемного стыка трубобетонных элементов, а также в уменьшении размеров соединения, что положительно сказывается на эксплуатации сооружения.

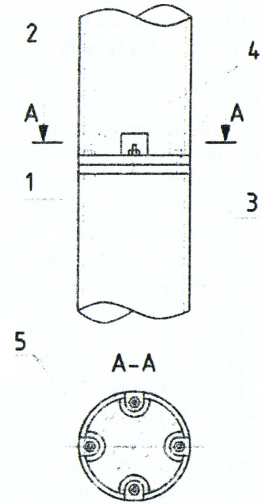


Рисунок 2

Суть такого стыка состоит в применении стальной муфты длиной 1,5–2 диаметра трубобетонного элемента, которая приваривается к нижнему трубобетонному элементу, тогда как в верхнем элементе и стальной муфте предусмотрены отверстия в соответствующих местах. При монтаже конструкции верхний трубобетонный элемент устанавливается в образовавшийся «стакан», а в вышеупомянутые отверстия в стальной муфте и верхнем элементе вкручиваются соединительные винты.

На рисунке 3 изображено: 1 – трубобетонные элементы; 2 – стальная муфта; 3 – стальные пластины, приваренные к трубобетонным элементам; 4 – соединительные винты.

Интересным, по нашему мнению, является разъемный стык трубобетонных элементов с продольными ребрами (рис. 4). Главными отличиями по сравнению со стандартным фланцевым стыком являются парные продольные ребра, приваренные к трубобетонным элементам и соединённые между собой с помощью болтов. Такое соединение предложено с целью повышения несущей способности стыка и упрощения работ при монтаже и демонтаже конструкции.

Суть стыка состоит в применении парных продольных ребер длиной 2–3 диаметра трубобетонного элемента. Одно из продольных ребер приваривается к нижнему трубобетонному элементу, а другое к верхнему трубобетонному элементу, а в соответствующих местах делаются отверстия для соединительных болтов, которые устанавливаются при монтаже конструкции.

На рисунке 4 изображено: 1 – стальные пластины, приваренные к трубобетонным элементам; 2 – продольные ребра; 3 – трубобетонные элементы; 4 – соединительные болты.

Также нами был предложен разъемный стык трубобетонных элементов с крестоподобными вставками на листовых накладках (рис. 5). Основное отличие сравнительно со стандартным фланцевым стыком состоит в том, что соединение трубобетонных элементов происходит с помощью стальных крестоподобных вставок. Такой стык ставит перед собой задачу повышения надежности соединения. Суть такого стыка состоит в применении двух стальных крестоподобных вставок, каждая из которых приварена к стальным пластинам, которые в свою очередь привариваются к стальной оболочке трубобетонного элемента. Между собой эти вставки соединены с помощью стальных листовых накладок, каждая из которых крепится к крестоподобным вставкам с помощью соединительных болтов.

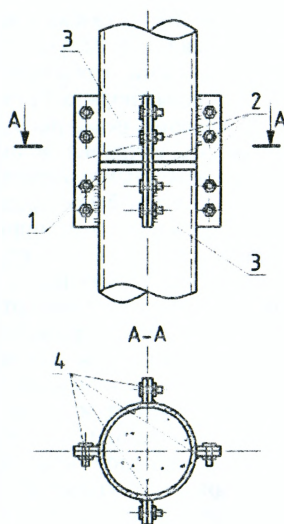


Рисунок 3

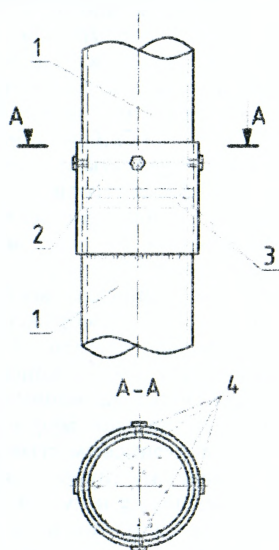


Рисунок 4

На рисунке 5 изображено: 1 – труботетонные элементы; 2 – крестоподобные вставки; 3 – стальные пластины; 4 – соединительные болты; 5 – листовые накладки.

В результате проделанной работы можно сделать следующие **выводы**:

В статье предложены новые типы разъемных стыков труботетонных элементов: с центрирующей пластиной, со спрятанными болтами, со стальной муфтой, с продольными ребрами и со крестоподобными вставками на листовых накладках, каждый из которых имеет ряд преимуществ перед стандартным разъемным фланцевым стыком на болтах. Определение наиболее оптимального из них зависит от условий строительства и назначения возводимого сооружения. В то же время необходимы дальнейшие теоретические и экспериментальные исследования их напряжено-деформированного состояния.

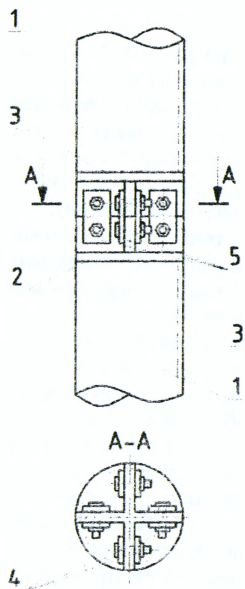


Рисунок 5

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Труботетон [Текст]: монографія / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.І. Лапенко. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2010. – 306 с.
2. Клименко, Ф.Є. Металеві конструкції / Ф.Є. Клименко, В.М. Барабаш, Л.І. Стороженко; за ред. Ф.Є. Клименка: підручник. — 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
3. Стороженко, Л.И. Труботетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1978. – 82 с.
4. Семко, О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: автореф. ... дис. д-ра техн. наук. – Полтава, 2006. – 35 с.
5. Семко, О.В. Особливості конструювання і розрахунку вузлів сталезалізобетонних колон з швелерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 183–186.
6. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization (CEN) ENV. 1994 – 1-1: 1992.

УДК 624.012

Тур А.В.

ПРОВЕРКА ЖИВУЧЕСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ С ПЛОСКИМИ ПЛИТАМИ ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

В последнее десятилетие внимание специалистов направлено на разработку проектных стратегий и практических методов защиты зданий и сооружений в особых расчетных ситуациях. Особая расчетная ситуация является следствием реализации идентифицированного или неидентифицированного аномального события, которое может привести к развитию так называемого **прогрессирующего обрушения**.

Главным признаком *прогрессирующего обрушения* принято считать его непропорционально большие масштабы по отношению к локальному повреждению (разрушению) конструктивного элемента, инициировавшего цепную реак-

цию разрушений других конструктивных элементов, непосредственно не подвергавшихся воздействию.

Обзор работ отечественных и зарубежных исследователей выполненный автором [1], показал, что стратегии управления рисками наступления прогрессирующего обрушения можно разделить по следующим направлениям:

1) ограничение и контроль угроз возникновения особой расчетной ситуации (*контроль событий*);

2) обеспечение локального сопротивления отдельных (ключевых) конструктивных элементов (*локальная прочность*);

3) оценка реакции конструктивной системы на локальное разрушение (*оценка живучести*).

Живучесть (*robustness*) является исключительно свойством конструктивной системы в том смысле, что она не зависит от природы, причины и вероятности локального разрушения. Таким образом, говоря о живучести в рассматриваемой особой расчетной ситуации, следует говорить о свойстве модифицированной конструктивной системы (ТКП ЕН 1991-1-7 [2], ТКП 45-3.02-108-2008 [3]). В этом случае следует считать, что проверка конструктивной системы в особой расчетной ситуации относится к оцениванию *живучести* модифицированной конструктивной системы, в которой произвели внезапное удаление ключевого конструктивного элемента. Данная стратегия может быть *единственно возможной* при проверках конструктивных систем в случае неидентифицированных особых воздействий.

Главной проблемой в проверке живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях является назначение **обоснованных критериев**, по которым непосредственно и следует производить эту проверку. Следует отметить, что ТКП ЕН 1990 [4], декларируя необходимость оценки живучести в качестве обязательного требования, не устанавливает четких критериев такой оценки. Исходя из возрастающей прикладной необходимости проверки живучести для зданий высокого класса по последствиям обрушения, в собственных исследованиях [1] были определены такие критерии.

Расчетные методы и процедуры, применяемые при проверках живучести конструктивных систем. В рамках общепринятых расчетных стратегий защиты конструктивных систем от прогрессирующего обрушения основное внимание сосредоточено на предотвращении развития непропорционального обрушения здания или сооружения, получившего локальное повреждение.

В соответствии с принятой расчетной стратегией, потенциальное разрушение конструктивной системы следует предотвращать или ограничивать его масштабы, применяя:

1) *непрямой (косвенный) метод* (например, т.н. *метод связевых усилий*), в соответствии с которым выполняют проектирование системы вертикальных и горизонтальных связей, обладающих значительной пластической деформативностью и обеспечивающих интегральную целостность (связность) поврежденной конструктивной системы с удаленным элементом. Правила проектирования горизонтальных и вертикальных связей, обеспечивающих интегральную целостность здания, приведены, например, в [5];

2) *прямой расчетный метод* (или т.н. *метод альтернативных траекторий*, АТ - метод), в рамках которого выполняют прямой расчет модифицированной конструктивной системы с удаленным элементом и, используя полученные результаты расчета, выполняют проверки *установленных критериев живучести* конструктивной системы в особых расчетных ситуациях.

Критерии, применяемые при проверках, зависят, как правило, от расчетных процедур, используемых в рамках АТ - метода. В общем случае, практически все нормы при выполнении расчетных проверок конструктивных систем в особых расчетных ситуациях допускают применение следующих расчетных процедур:

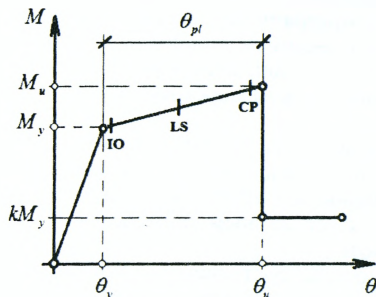
- 1) линейно-упругий статический расчет (*LS*);
- 2) нелинейный статический расчет (*NLS*);
- 3) нелинейный динамический расчет (*NLD*).

Несмотря на то, что нелинейные динамические расчеты на первый взгляд наиболее полно отображают сопротивление конструктивной системы при внезапном приложении нагрузок, они являются достаточно трудоемкими, требуют применения специальных конечно-элементных комплексов, в которых реализованы нелинейные динамические процедуры. Кроме того, анализ показал, что практическая реализация нелинейных динамических расчетов, в частности для железобетонных конструкций, сопряжена с рядом неопределенностей (назначение коэффициентов демпфирования, описание истории нагружения). В связи с этим при проверках конструктивных систем в особых расчетных ситуациях широко применяют квазистатические расчеты. При квазистатических расчетах модифицированных конструктивных систем необходимы обоснованные подходы как к назначению *повышающих динамических коэффициентов* для нагрузок, так и к определению критериев, принимаемых при оценках живучести.

Следует отметить, что для адекватного выполнения как динамических, так и квазистатических нелинейных расчетов необходимо, чтобы была учтена пластическая работа элементов, которая обеспечивается в общем случае врезкой пластических шарниров следующих типов:

- 1) изгибные шарниры; 2) крутильные шарниры; 3) шарниры среза.

Как было показано в работах *Vlassis* [6], для большинства конструктивных систем зданий, в частности, для которых выполнены требования, например *FEMA 356* [7], можно ограничиться врезкой лишь изгибных пластических шарниров.



Изгибные шарниры описывают при помощи зависимостей, общий вид которых показан на рис. 1, связывающих усилия и деформации (момент-угол поворота) для критических элементов.

Рисунок 1 – Диаграмма “*M – θ*” для изгибного шарнира

В соответствии с положениями, изложенными в *FEMA 356* [7], на диаграмме (см. рис. 1) выделено несколько характерных состояний конструктивной системы:

IO (Immediate Occupancy) – состояние, в котором конструктивная система сохраняет несущую способность и является устойчивой. Здание остается безопасным для использования после максимального восстановления и ремонта. Следует отметить, что для данного состояния выполняются, как правило, проверки предельных состояний несущей способности при традиционном проектировании;

LS (Life Safety) – состояние, в котором конструктивные элементы обладают некоторым остаточным сопротивлением и жесткостью. Здание может быть подвергнуто восстановлению и ремонту при соответствующем экономическом обосновании;

CP (Collapse Prevention) – состояние, в котором главные горизонтальные элементы конструктивной системы обладают малой остаточной несущей способностью и жесткостью, но вертикальные (колонны и несущие стены) функционируют. Конструктивная система обладает незначительной устойчивостью. Конструктивная система находится на стадии, предшествующей разрушению.

Параметры диаграммы “ $M - \theta$ ” определяются, как правило, по следующей схеме:

1) рассчитывают параметрические точки диаграммы “ $M - 1/\varphi$ ” (момент-кривизна) для характерных сечений элементов пространственной рамы с учетом их геометрических характеристик, характеристик свойств материалов с учетом внезапного приложения нагрузки, количества армирования принятого в строительном проекте;

2) рассчитывают параметрические точки диаграммы “ $M - \theta$ ” (момент-угол поворота) для установленных (заданных) длин пластических шарниров. Задаются свойства и контрольные точки для пластических шарниров соответствующих сечений заменяющих рам.

В общем случае углы поворота при заданном уровне нагружения получают интегрированием по длине элемента функции распределения кривизн, как это было показано в собственной работе [1].

Кроме того, к важнейшим вопросам следует отнести нормирование характеристик материалов в условиях внезапного приложения нагрузки. При выполнении расчетов конструктивных систем на прогрессирующее обрушение большинство нормативных документов, например [5], рекомендует принимать к расчетным сопротивлениям бетона и арматуры, используемым в расчетных моделях, повышающие коэффициенты, учитывающие динамическое поведение материала. В собственных исследованиях [8] были определены значения этих коэффициентов в зависимости от прогнозируемой скорости развития относительных деформаций при внезапном выключении несущего элемента с использованием зависимостей, представленных в работе [9].

Модели, применяемые при расчете модифицированных конструктивных систем. В связи с трудностями, вызванными описанием линейных пластических шарниров, необходимо зачастую прибегать к идеализации конструктивной системы рамно-связевого каркаса с монолитным диском перекрытия с использованием специальных расчетных методов:

1) пространственная модель, в которой плоский диск перекрытия моделируется системой часто расположенных перекрестных балок, параметры жесткостных характеристик которых задают по специальным правилам (*grid method*). Данная модель применима, главным образом, к регулярным системам и достаточно подробно рассмотрена, например, в работе [10];

2) модифицированная пространственная модель, состоящая из эквивалентных (заменяющих) рам, расположенных в ортогональных направлениях. В данном методе конструкционные параметры заменяющих рам, в отличие от традиционных подходов, определяются в следующем порядке:

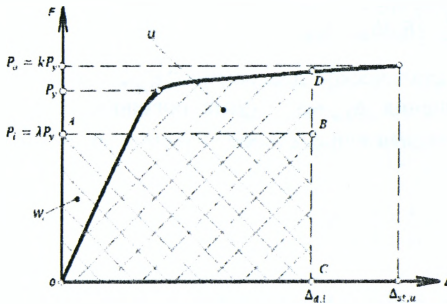
а) производится расчет диска перекрытия по конечно-элементной модели (МКЭ) на действие особых вертикальных нагрузок, равномерно-распределенных по перекрытию;

б) по установленным картам/эпюрам распределения поперечных сил определяют положения (границы) эквивалентных заменяющих рам, исходя из следующего требования: границы рамы располагаются по линиям нулевых перерезывающих сил.

Следует отметить, что в последнее время появились конечно-элементные комплексы, декларирующие возможность выполнения нелинейных расчетов для плоских плит перекрытий.

Применение положений энергетического подхода при построении нелинейных квазистатических диаграмм и установление проверочных критериев. В результате анализа существующих подходов к определению нелинейной динамической реакции конструктивной системы было установлено, что наибольшего внимания заслуживают расчетные методы проверок живучести конструктивных систем, основанные на положениях энергетического подхода. Предложенный и разработанный в собственных исследованиях [1] метод оценки живучести конструкций в особых расчетных ситуациях базируется на следующем допущении: *внезапное удаление колонны (вертикальной опоры) из конструктивной системы в соответствии с расчетным сценарием эквивалентно эффекту от внезапного приложения к модифицированной системе гравитационной нагрузки, воспринимаемой этим вертикальным элементом.* Данное допущение позволяет получать практически точные решения для систем с одной степенью динамической свободы, при значительных вертикальных перемещениях узла, в котором производится вынужденное удаление элемента.

Максимальное нелинейное динамическое перемещение конструктивного элемента системы для данного уровня нагружения может быть рассчитано из ее энергетического баланса, то есть равенства работы W_e , совершаемой внешними гравитационными силами на динамическом перемещении $\Delta_{d,i}$ и потенциальной энергии деформации (работы внутренних сил) U_e , вычисленной при этом же перемещении. Такой подход для стальных и сталебетонных конструктивных систем применялся в работах Vlassis [6].



Для основной формы колебаний изгибаемого элемента равенство работы внешних сил на максимальном вертикальном перемещении $\Delta_{d,i}$ и потенциальной энергии деформирования системы достигается тогда, когда равны площади $S_{OABC} = S_{ODC}$ (рисунок 2).

Рисунок 2 – К определению динамического перемещения $\Delta_{d,i}$ с использованием энергетического подхода

Зависимость, связывающая величину квазистатического усилия P_i и соответствующее ему максимальное динамическое перемещение на первом полупериоде колебаний, в общем случае, согласно [1, 6] имеет вид:

$$P_i = \lambda P_v = \frac{1}{\Delta_{d,i}} \int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st}, \quad (1)$$

где $\Delta_{d,i}$ – максимальное динамическое перемещение, определяемое при внезапно приложенной нагрузке уровня P_i ;

$\int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st}$ – потенциальная энергия деформации элемента конструкции при перемещении, равном максимальному динамическому перемещению $\Delta_{d,i}$.

При установленной зависимости, описывающей нелинейную статическую реакцию конструктивного элемента (или системы в целом), может быть достаточно просто перестроена зависимость, связывающая максимальные динамические перемещения с соответствующими уровнями внезапно приложенной гравитационной нагрузки “ $P_i - \Delta_{d,i}$ ”.

Анализ, выполненный в работе [1], показал, что при описании полной нелинейной диаграммы “ $F - \Delta$ ” конструктивной системы с достаточной для практики точностью может быть использована двухлинейная (билинейная) аппроксимация с наклонной ветвью на участке $[\Delta_v; \Delta_u]$.

В этом случае для построения квазистатической диаграммы достаточно установить два уровня внезапно приложенной нагрузки: P_{sd} – соответствующий динамическому перемещению $\Delta_{d,v} \equiv \Delta_{st,v}$, при котором достигаются относительные деформации текучести в растянутой арматуре (образование пластического шарнира) и P_{ud} – соответствующий предельному значению перемещения $\Delta_{d,u} \equiv \Delta_{st,u}$.

При установленной зависимости, описывающей нелинейную статическую реакцию элемента конструктивной системы, могут быть решены *задачи двух типов*:

(1) при известном (заданном) значении особой нагрузки P_i из энергетического баланса системы ($W_i = U_i$) определяют максимальное динамическое перемещение $\Delta_{d,i}$ на первом полупериоде колебаний и сравнивают полученное значение с предельным значением $\Delta_{d,u}$.

$$\Delta_{d,i} = \frac{1}{P_i} \int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st} \leq \Delta_{d,u}; \quad (2)$$

(2) при установленном из нелинейной статической диаграммы “ $F - \Delta$ ” предельном значении вертикального перемещения $\Delta_{d,u} \equiv \Delta_{st,u}$ (угла поворота $\theta_{d,u}$) из энергетического баланса системы определяют предельное значение гравитационной внезапно приложенной нагрузки P_u :

$$P_u = \frac{1}{\Delta_{d,u}} \int_0^{\Delta_{d,u}} F_d d\Delta_{st} \quad (3)$$

и проверяют критерий: $P_i \leq P_u$.

С использованием квазистатических нелинейных диаграмм можно получить значения динамических повышающих коэффициентов (*DIF*) для различных уровней нагружения λ . Теоретические положения и результаты экспериментальных исследований детально изложены в работе [1].

Опираясь на результаты собственных исследований [1] и положения энергетического подхода, критерий живучести может быть сформулирован следующим образом: *модифицированная (с учетом локального повреждения (разрушения)) конструктивная система обладает требуемой живучестью в особой расчетной ситуации, если работа, совершаемая усилием, численно равным реакции в удаляемом вертикальном элементе, на предельном перемещении, имеющем место на первом полупериоде колебаний, не превышает потенциальной энергии модифицированной системы, определенной при том же вертикальном перемещении.*

Пример численного анализа конструктивной системы

Описание конструктивной системы. В качестве анализируемой конструкции за основу принят проект многофункционального торгово-развлекательного комплекса, включающего 20-этажное здание гостиницы и 6-7-этажное здание торгового центра. Здание гостиницы имеет прямоугольную форму с размерами в плане 32x48,9 м. Сетка колонн с ячейкой 8,1x8,4 м. Высота первого этажа – 5,45 м; второго - пятого этажей – 4,75 м; шестого – 5,25 м; остальных – 3,3 м. Здание гостиницы отделено от конструкций торгового центра деформационно-осадочным швом. В качестве несущей системы здания применен монолитный железобетонный каркас, состоящий из монолитных железобетонных колонн, плит перекрытий и диафрагм жесткости. В качестве диафрагм жесткости использованы монолитные железобетонные стены лестничных клеток и лифтовых холлов. Каркас является рамно-связевым. Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечена за счет совместной работы колонн, дисков плит перекрытия и диафрагм жесткости.

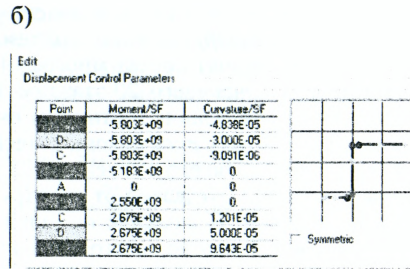
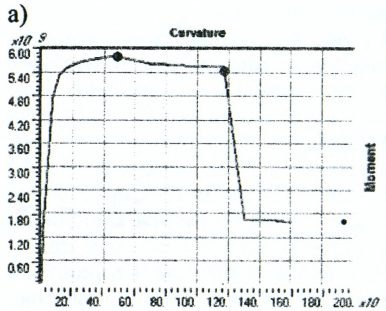
Перекрытие над 1-5 этажами характеризуется большими выносами консолей (до 5,5 м). Проектом предусмотрено увеличение толщины плиты ($h=600$ мм) в зоне консольных участков и устройство плит со строительным подъемом. Схемы армирования были приняты в соответствии с проектом.

Выбор расчетной схемы и метода расчета конструктивной системы. В соответствии с требованиями ТКП EN 1991-1-7 [2] для выбора стратегии защиты конструктивной системы от прогрессирующего (непропорционального) обрушения произвели первичную оценку здания, отнеся его к соответствующему классу по последствиям обрушения. Было установлено, что здание относится к 3 классу, и для такой системы оценка живучести выполняется на основе углубленного анализа с привлечением нелинейных квазистатических и динамических расчетных моделей при применении метода альтернативных путей передачи нагрузки (АТ-метод). В рамках этого метода производится удаление ключевых несущих элементов конструктивной системы.

Для выполнения нелинейных расчетов рамно-связевого каркаса с монолитным диском перекрытий был проанализирован ряд расчетных моделей. Учитывая то обстоятельство, что метод сеток (*grid method*) [10] применяется, главным образом, к регулярным системам, а рассматриваемая конструктивная система этому требованию не удовлетворяет (в частности для пониженной части гостиницы с выступающими консольными элементами этажей), к расчету была принята расчетная модель модифицированной пространственной эквивалентной рамы.

Для описания механических свойств материалов заменяющих рам (бетона, стали) были приняты трансформированные диаграммы деформирования, полученные с учетом динамического приложения нагрузки, согласно [8, 9]. Армирование сечений заменяющих рам принимали согласно схемам армирования, назначенным в базовом проекте в пределах участков, выделенных линиями нулевых перерезывающих сил.

Перед выполнением нелинейных статических и динамических расчетов в элементы конструктивной системы, по определенным правилам, были врезаны изгибные пластические шарниры. На рисунке 3 представлены зависимости “ $M - 1/\varphi$ ” (момент-кривизна) для сечений и “ $M - \theta$ ” (момент-угол поворота) для описания свойства конкретного пластического шарнира в соответствии с правилами, изложенными выше. Аналогично должна быть выполнена врезка пластических шарниров во всех конструктивных элементах, в зависимости от их свойств и схем армирования.



а) диаграмма “момент-кривизна”; б) описание свойств изгибного пластического шарнира
Рисунок 3 – К определению характеристик пластических шарниров

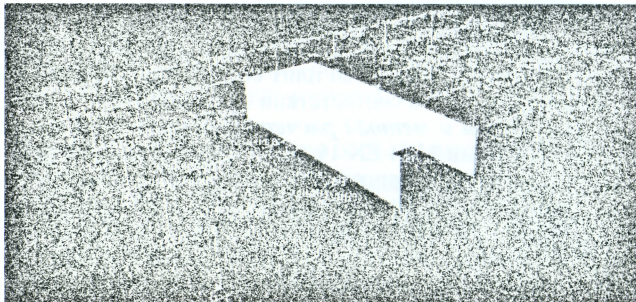


Рисунок 4 – Расчетная схема типowego этажа конструктивной системы с врезанными по правилам изгибными пластическими шарнирами

После задания свойств изгибных пластических шарниров и врезки в соответствующие элементы заменяющей рамы (см. рис. 4), выполняли нелинейные статические и динамические расчеты (NLS и NLD).

Нелинейный статический расчет (NLS).

Полную нелинейную реакцию модифицированной конструктивной системы с удаленными вертикальными элементами рассчитывали по следующей схеме:

1. Прикладывали сосредоточенную силу в узел с удаленным вертикальным несущим элементом (колонной).

2. Пошагово увеличивали сосредоточенную силу от нуля до максимального значения, соответствующего достижению максимальных вертикальных перемещений равных предельных $\delta_{max} = \delta_u$ (аналогично $\Delta_{max} = \Delta_u$, согласно рис. 2).

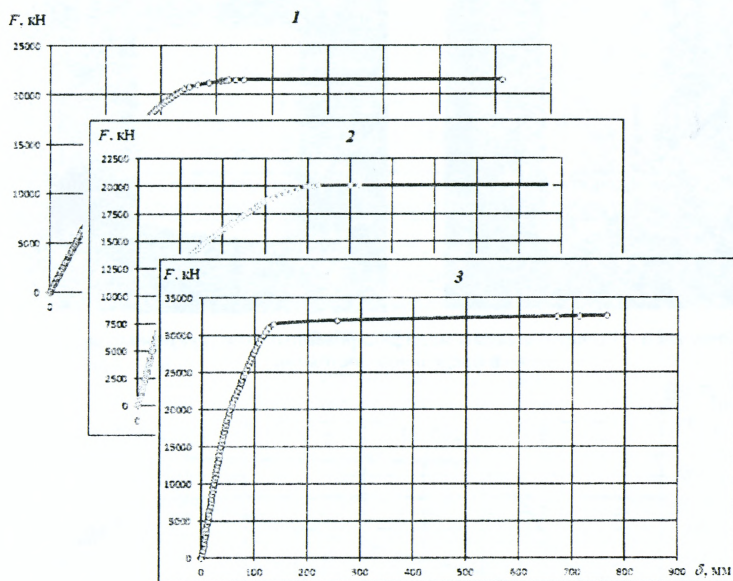
По результатам нелинейного статического расчета получали диаграмму “F- δ ” (либо “F- Δ ”, согласно рис. 2), описывающую нелинейную реакцию системы для удаляемого элемента.

Параметрические точки диаграммы “F- δ ”, полученные из нелинейного расчета представлены в табл. 1, а на рис. 5 показаны графики нелинейных реакций конструктивной системы для соответствующих случаев модифицированных систем с активированными пластическими шарнирами (достижение предельных значений углов поворотов, кривизн, перемещений) для случая внезапного выключения соответствующего ключевого элемента.

Таблица 1 – Параметрические точки диаграммы, полученные из нелинейного статического расчета (NLS) (см. рис. 5)

№ п.п.	Положение удаляемого элемента	Параметрические точки диаграммы "F-δ"			
		F_y , кН	F_u , кН	δ_y , мм	δ_u , мм
1	Угловая колонна	21200	21565	285	812
2	Крайняя колонна	12800/ 20000*	20110	105/395	972
3	Средняя колонна (под высотн. частью)	31000	32600	126	765

* два значения указаны для случая последовательного достижения значения δ_y в пластических шарнирах, обладающих разными свойствами



1 – при удалении угловой колонны; 2- при удалении средней крайней колонны; 3- при удалении центральной колонны

Рисунок 5 – Графики нелинейных реакций модифицированных конструктивных систем

На основе положений энергетического подхода, из графиков, описывающих нелинейные статические реакции (см. рис. 5) были перестроены квазистатические диаграммы, представляющие собой максимальную динамическую реакцию конструктивной системы при внезапном приложении гравитационной нагрузки. На рис. 7 представлен пример построения динамической диаграммы для случая удаления угловой колонны. Предельные значения квазистатических нагрузок для соответствующих схем удаления и значения динамических коэффициентов показаны в табл. 2.

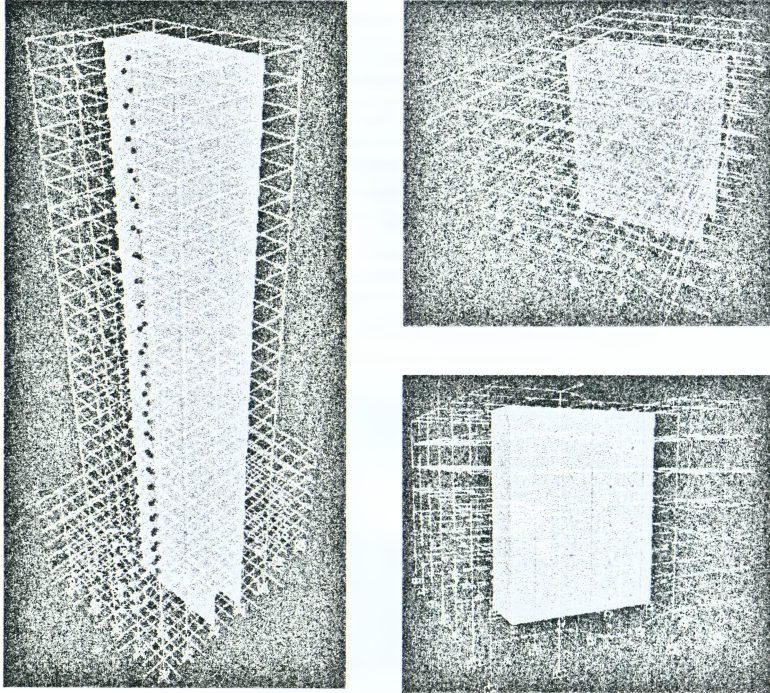
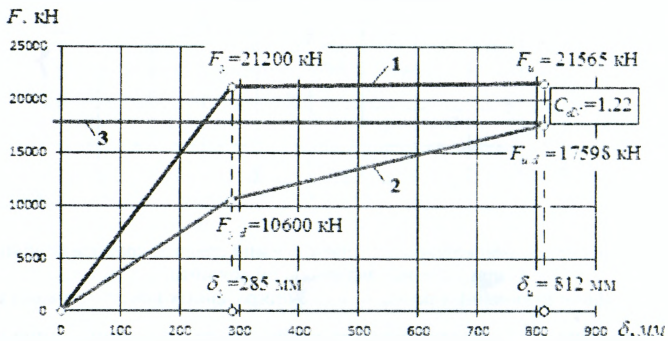


Рисунок 6 – Расчетные схемы модифицированных конструктивных систем в предельном состоянии



1 – график нелинейной реакции; 2 – квазистатическая диаграмма;
3 – уровень предельно-допустимой квазистатической нагрузки

Рисунок 7 – Пример построения квазистатической диаграммы “ $F - \delta$ ” для случая удаления угловой колонны

Согласно правилам ТКП EN 1991-1-7 [2], на площади потенциального обрушения (см. таб. 2, графа (3)) действует особая квазистатическая нагрузка $E_d = C_{dN} [G_k + 0.5Q_k]$ (значения C_{dN} принимаем согласно табл. 2, в расчете прини-

мают характеристические значения постоянных и переменных нагрузок). На оставшейся площади перекрытия следует прикладывать вертикальную нагрузку без учета динамического коэффициента $E_d = G_k + 0,5Q_k$.

Таблица 2 – Значения параметрических точек квазистатической диаграммы и динамических коэффициентов

№ п.п.	Удаляемый элемент/ положение	Потенциальная площадь обрушения, заключенная между осями в направлении x/y.	Параметрические точки динамической (квазистатической) диаграммы "F – δ"				Динамический коэффициент, $C_{dN} = \frac{F_k}{F_{u,d}}$ F_u (таб.1)
			$F_{v,d}$, кН	$F_{u,d}$, кН**	$\delta_{v,d}$, мм	$\delta_{u,d}$, мм	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	Угловая колонна/ А1-1	конс.*- 2/ конс. - В1	10600	17598	285	812	1,22 (рис. 7)
2	Крайняя средняя колонна/ Е1-1	конс. - 2/ В1 - К1	6400/ 13741	17489	105/ 395	972	1,15
3	Центральная колонна/ Е1-2	1-3/ В1-К1	15500	29115	126	765	1,12

*- край консольного участка плиты перекрытия в направлении соответствующих осей (x, y)
**- $P_{u,d}$ соответствует уровню предельно-допустимой квазистатической нагрузки (критерий)

Таблица 3 – Проверка критерия живучести конструктивной системы по предельно-допустимому значению квазистатической нагрузки

№	Положение удаляемого элемента	Проверка критерия живучести $R < F_{u,d}$		
		Уровень предельно-допустимой нагрузки $F_{u,d}$, кН	Реакция в потенциально удаляемом элементе R , кН	Выполнение/ невыполнение критерия проверки живучести
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	Угловая колонна	17598	12649	выполняется
2	Крайняя средняя колонна	17489	9422	выполняется
3	Центральная колонна	29115	12097	выполняется

В узлах рамы действует особая горизонтальная нагрузка $E_{LIT} = 0,002 \sum P$, где P – суммарное значение характеристических постоянных и переменных нагрузок, действующих на перекрытие данного этажа $G_k + 0,5Q_k$.

Сравнение уровня предельно-допустимой квазистатической нагрузки и соответствующей определенному случаю модификации конструктивной системы реакции в потенциально удаляемой колонне представлено в табл. 3.

Нелинейный динамический расчет (NLD)

При выполнении нелинейного динамического расчета важнейшей задачей является определение параметров истории нагружения. Историю нагружения принимали в виде двухлинейной диаграммы в удаляемом элементе (см. рис. 8). Коэффициент демпфирования был принят равным 5%, а время выключения вертикального элемента – $(1/10)T$ (T – собственный период колебаний, определенный из модального анализа). Динамическая нагрузка принималась равной реакции в потенциально удаляемом элементе от особого сочетания нагрузок $E_d = G_k + 0,5Q_k$.

Нелинейный динамический расчет выполняли по следующей схеме:

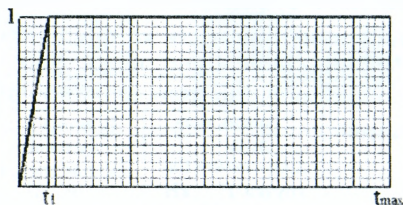
1. Для определения реакции в удаляемом элементе производили статический расчет немодифицированной системы на особое сочетание нагрузок $E_d = G_k + 0,5Q_k$.

2. В узле с удаляемым элементом прикладывали сосредоточенную силу в соответствии с историей, показанной на рис. 8. В качестве исходного состояния принимали недеформированную конструктивную систему. Это допустимо вследствие того, что прогибы в конструктивных элементах от особого сочетания характеристических значений нагрузок пренебрежимо малы по сравнению с максимальными прогибами при динамическом приложении нагрузки. В анализе рассматривается динамическое перемещение узла, к которому примыкает удаляемый элемент, для которого исходное недеформированное состояние конструктивной системы также можно считать допустимым.

3. Фиксировали максимальное динамическое перемещение на первом полу-периоде колебаний (интерфейс расчетного модуля показан на рис. 9) и сравнивали его с предельно допустимым перемещением узла, определенным из нелинейного статического расчета (NLS) (таблица 1,2).

4. Делали вывод о выполнении/невыполнении критерия живучести конструктивной системы по допустимым значениям перемещений при выключении несущего элемента.

На рис. 9 представлен пример графика колебаний для модифицированной конструктивной системы с установленным максимальным уровнем динамического перемещения (122 мм при максимально-допустимом значении перемещения 812 мм (таблица 1,2)).



$SF=R/R_1$ – масштабный коэффициент; значение $SF=1$ соответствует полному значению динамической нагрузки (реакции в удаляемом элементе от особого сочетания нагрузок),
 t_1 – время, за которое динамическая нагрузка полностью передается в узел,
 t_{max} – отрезок времени, на котором производится исследование колебательного процесса после передачи динамической нагрузки в узел

Рисунок 8 – История нагружения при выполнении нелинейного динамического расчета в SAP2000

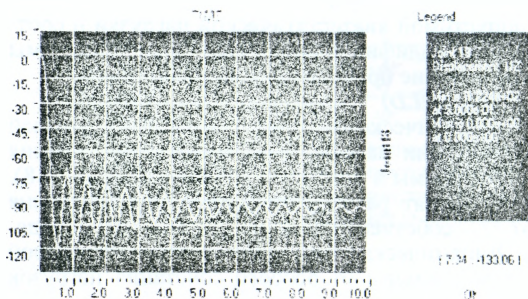


Рисунок 9 – Интерфейс расчетного модуля при нелинейном динамическом расчете. График колебательного процесса при удалении несущего элемента (угловой колонны) (время указано в секундах, перемещение узла – в миллиметрах)

Заключение. Разработанный метод, основанный на положениях энергетического подхода, позволяет производить адекватную оценку живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях без необходимости привлечения трудоемких и обладающих рядом неопределенностей моделей.

Как показали проверочные расчеты модифицированной конструктивной системы в особой расчетной ситуации с использованием нелинейного квазистатического и нелинейного динамического анализа, живучесть конструктивной системы в особой расчетной ситуации обеспечена в соответствии с требованиями ТКП EN 1991-1-7 [2] и ТКП 45-3.02-108-2008 [3].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур, А. В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки: дисс. канд. техн. наук: 05.23.01/ А.В. Тур. – Брест, 2012. – 228 с.
2. General Actions – Accidental Actions (ТКП EN 1991-1-7 – Общие воздействия. Часть 7. – Особые воздействия): EN 1991-1-7.
3. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. – Минск, 2008. – 178 с.
4. Eurocode 0. Basic of Structural Design: EN 1990:2001. – Brussels: European Committee for Standardization, 2001.
5. UFC – 023 – 03 (Unified Facilities Criteria) – Design of Buildings to Resist to Progressive Collapse, Jan., 2005-215 p.
6. Vlassis, G. Progressive collapse assessment of tall buildings/ G. Vlassis. - London, 2009. - 416 p.
7. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356, November, 2000. – 561 p.
8. Тур, А. В. К построению трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом скорости изменения относительных деформаций при нагружении/ А. В. Тур// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XVII Междунар. научно-методического семинара, Гродно, 17-19 сентября 2010 г.; редкол.: Т.М. Пецольд (отв. ред.), Е. А. Ровба [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 184-189.
9. Ngo T., Mendis P. Blast Loading and Blast Effects on Structures – An Overview// EJSE Special Issue: Loading on Structure – 2007 – P. 76-91.
10. Tian Y., Chen J., Said A. Nonlinear modeling of flat-plate structures using grid beam elements/ Computers and Concrete, Vol. 10, No. 5, 2012. - P. 491-507.
11. Тур, А.В. К расчету повышающих динамических коэффициентов, применяемых при нелинейных расчетах железобетонных элементов в условиях внезапного приложения нагрузки / А.В. Тур, В.В. Тур // Ресурсоэкономни матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. н. пр / Под ред. Бабица Е.М. – Рівне, 2012. – №24. - С. 282–290.

УДК 624.074.28

Тур В.И., Тур А.В.

ЧИСЛЕННОЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ СЕТЧАТОГО КУПОЛА

Сетчатые купола – это перспективные конструкции, обладающие хорошими технико-экономическими показателями и высокой архитектурной выразительностью.

Узловые соединения сетчатых куполов оказывают значительное влияние на их характеристики. Именно от конструкции узловых соединений в значительной мере зависит трудоемкость возведения купола. Известно также, что масса узлов купола может достигать величины в 40% от массы его стержневых элементов.

Одним из путей повышения технико-экономических показателей куполов является применение в их конструкции тонкостенных холодногнутых профилей.

Вместе с тем, использование легких холодногнутых профилей, имеющих увеличенные поперечные сечения (по сравнению с горячекатаными), в сетчатых куполах затруднено вследствие необходимости стыковки в узле множества стержней с различной взаимной ориентацией в пространстве. Кроме того, при стыковке таких стержней невозможно использовать сварку.

Коллективом авторов было разработано узловое соединение тонкостенных стержней сетчатого купола (патент №24671333 от 20.11.2012 г. [1,2], обеспечивающее возможность соединения стержневых элементов купола из тонкостенных холодногнутых профилей при различных взаимных углах ориентации стержней купола, без применения сварки и индивидуального изготовления узловых соединений).

Основной элемент узлового соединения выполняется в виде полого цилиндра. Радиус кривизны и высота цилиндра определяются из условий взаимной стыковки необходимого числа стержневых элементов. На цилиндр наносится разметка под крепежные элементы.

Крепление стержневых элементов к цилиндру осуществляется при помощи уголков с одной развальцованной полкой. Радиус отгиба полки уголка равен радиусу кривизны цилиндра. Высота развальцованных уголков подбирается таким образом, чтобы после сборки узлового соединения они не выступали над полкой стержневых элементов и не затрудняли установку покрытия купола. На развальцованные уголки также наносится разметка под крепежные элементы. Развальцованные уголки прямой полкой крепятся к стенкам стержневых элементов, а развальцованной полкой примыкают к цилиндру и закрепляются. Размеры полок подбираются исходя из условий установки крепежных элементов.

Для численного исследования напряженно-деформированного состояния узлового соединения была создана его конечно-элементная расчетная модель с применением вычислительного комплекса NX Nastran с препроцессором Femap 10.1.1 [3].

Конечно-элементная модель узла, показанная на рис. 1, формировалась в виде так называемой пространственной фермы Мизеса и представляла собой фрагмент купола с одним центральным шарнирным узлом и стержнями реальной длины с шарнирными закреплениями. Отличие исследуемой расчетной модели от традиционной пространственной фермы Мизеса состоит в том, что центральный узел представляет собой конечно-элементную модель реального узла купола, состоящего из стального цилиндра и развальцованных уголков.

Нагрузка прикладывалась ступенчато, с шагом в 50 Н в каждый узел, находящийся на верхней кромке цилиндра (всего 96 узлов на верхней кромке, таким образом, шаг нагрузки 4,8 кН) и действовала вертикально вниз, расчет велся с учетом геометрической нелинейности.

Было выявлено, что максимальные эквивалентные напряжения развиваются в цилиндрическом элементе узлового соединения. При этом зоны высоких напряжений концентрируются в местах установки крепежных элементов, соединяющих цилиндр и развальцованные уголки, а также на наиболее удаленных от стержней участках цилиндра.

Возникновение первой группы зон высоких напряжений объясняется прежде всего тем, что крепеж играет роль концентратора напряжений. Возникновение второй зоны высоких напряжений объясняется тем, что стенка цилиндра между стержнями испытывает изгиб, и в ее середине развиваются максимальные напряжения.

Также следует отметить, что зоны высоких напряжений расположены не равномерно по высоте цилиндра, а смещены к верхнему краю. В развальцованных уголках зоны высоких напряжений развивались в местах расположения кре-

пежных элементов, соединяющих уголки с цилиндром, также со смещением к верхнему краю. Следует отметить, что при равной толщине цилиндра и развальцованных уголков, максимальные напряжения, развивающиеся в цилиндре выше максимальных напряжений в уголках, на 20–25%.

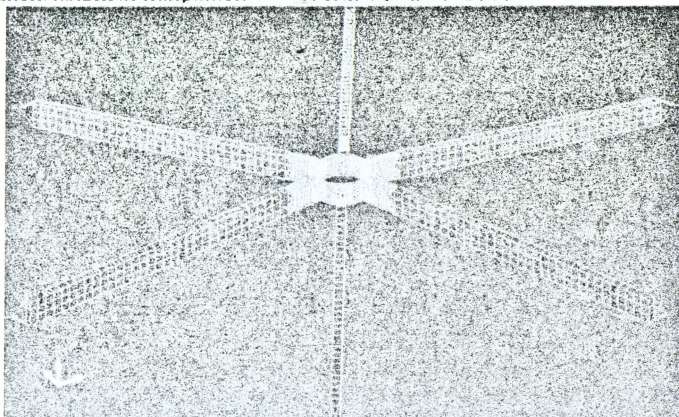


Рисунок 1 – Общий вид конечно-элементной модели узлового соединения

Проведенное численное моделирование узлового соединения показало, что для придания узлу достаточной жесткости необходима значительная толщина цилиндрического элемента или введение подкрепляющих элементов. Для снижения напряжений в стенке цилиндра были разработаны варианты подкрепления стенки цилиндра ребрами жесткости, так как увеличение толщины стенок цилиндра приводит к большей массе узла.

Рассматривалось несколько вариантов установки подкрепляющих элементов, но расчеты выявили, что наибольший эффект достигается при установке двух кольцевых ребер по торцам цилиндра.

Для подтверждения теоретических расчетов были проведены натурные экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния разработанного узлового соединения.

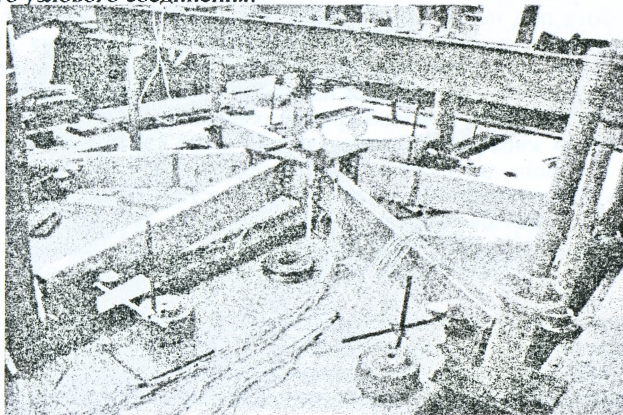


Рисунок 2 – Узловое соединение и испытательная установка

В ходе подготовки экспериментального исследования разработана и изготовлена испытательная установка (рис. 2) и изготовлены два фрагмента купола в виде узлового соединения с прикрепленными тонкостенными холодногнутыми стержнями. Каждый стержень собирался из двух холодногнутых швеллеров, объединенных в прямоугольное коробчатое сечение самосверлящими самонарезающими винтами. В одном из фрагментов купола для крепления тонкостенных стержней к узлу использовались самосверлящие самонарезающие винты, в другом болты. Контроль напряженно-деформированного состояния осуществлялся методами электротензометрии и с помощью индикаторов часового типа, была проведена калибровка тензометрического оборудования.

Программа экспериментального исследования узлового соединения была разделена на два этапа:

1. Испытания узлового соединения при работе материала в упругой стадии. Испытания проводили циклично, с постепенным нарастанием нагрузки от 0 до 6 кН до тех пор, пока прогибы узлового соединения полностью не стабилизировались и оно не стало работать абсолютно упруго. Нагрузка на узловое соединение прикладывалась ступенчато, с шагом 1 кН. Снятие показаний индикаторов и тензорезисторов осуществлялось после прекращения приращения деформаций узлового соединения от приложенной нагрузки.

2. Испытания узлового соединения при работе материала в упруго-пластической стадии. Нагрузка на узловое соединение прикладывалась ступенчато, с шагом 500 Н. Испытания продолжались до момента разрушения или отказа узлового соединения.

Перед началом испытаний для «выборки» все зазоров в узловых соединениях была дана пробная нагрузка в 2 кН, выдержана до стабилизации узлового соединения, после чего нагрузка убрана.

Анализируя результаты экспериментального исследования, можно сделать следующие выводы:

- Результаты экспериментальных испытаний узловых соединений достаточно хорошо коррелируют с результатами конечно-элементного моделирования, что подтверждает объективность разработанной расчетной модели.

- Разрушающая нагрузка и прогибы узлового соединения зависят от типа использованных крепежных элементов (самонарезающие винты или болты). Тем не менее, работа под нагрузкой узловых соединений весьма схожа. В обоих случаях, в диапазоне рабочей нагрузки (до 6 кН) после обмятия элементов и выработки всех начальных зазоров наблюдается линейная работа конструкции. Почти линейная работа конструкции наблюдается до нагрузки в 9-9,5 кН, что позволяет сделать вывод о высокой приспособляемости конструкции и возможности расширения зоны рабочей нагрузки до 7-8 кН. При увеличении нагрузки свыше 9-9,5 кН наблюдается значительная нелинейность прогиба узловых соединений, что свидетельствует о нарастании пластических деформаций в местах соединения элементов узлового соединения.

- Узловое соединение на болтах обладает значительно большей податливостью вследствие наличия зазоров между элементами узлового соединения и крепежом.

- При работе в линейной стадии прогиб узловых соединений практически линеен. Разница прогибов узлового соединения на самонарезающих винтах, конструктивно наиболее близкого к конечно-элементной расчетной схеме, с теоретическим значением, при работе в линейной стадии, составляет около 12-14%, при увеличении нагрузки разница возрастает.

- Наибольшие напряжения в цилиндре развиваются в стенке цилиндра в верхней части, между стержнями, при этом на внутренней стороне цилиндра напряжения больше в 1,8-2,5 раза. Напряжения на внутренней стороне цилиндра в горизонтальном направлении значительно больше (в 5-5,2 раза), чем в вертикальном, причем горизонтальные напряжения сжимающие, а вертикальные растягивающие.

- Напряжения в развальцованных уголках (на прямой полке) в горизонтальном направлении значительно выше, чем в вертикальном (в 2-2,3 раза). В верхней части уголка горизонтальные напряжения сжимающие, в нижней растягивающие.

- Напряжения в стенках тонкостенных стержней в верхней части сжимающие, в нижней части растягивающие, практически равные по величине (разница не более 10-12%). Относительно напряжений в стенке цилиндра и уголках напряжения в стержнях невелики.

- Отказ узлового соединения на самонарезающих винтах произошел при приложении нагрузки в 16,5 кН и сопровождался продергиванием винта по резьбе в одном из крайних рядов крепления.

- Отказ узлового соединения на болтах произошел при нагрузке в 13 кН и сопровождался срезом болта в крайнем верхнем ряду.

- Характер разрушения обоих узловых соединений одинаков и заключается в разрушении крепежных элементов в одном из крайних рядов (срез крепежа, соединяющего тонкостенные стержни и развальцованные уголки и значительное удлинение или продергивание по резьбе крепежа, соединяющего цилиндр и развальцованные уголки). Отметим, что разрушение крепежных элементов не происходит одновременно и не ведет к мгновенному разрушению узлового соединения в целом, и можно предполагать перераспределение усилий между элементами крепежа, судя по работе конструкции в заключительной стадии.

В целом, узловое соединение с креплением на самонарезающих винтах имеет достаточную несущую способность и может применяться в конструкции сетчатых куполов со стержнями из холодногнутых тонкостенных профилей.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Узловое соединение тонкостенных стержней пространственной конструкции: патент РФ №2467133 МПК E04B1/58. / А.В. Тур, В.И. Тур, И.С. Холопов – RU 24671333C2; заявл. 25.02.2011, опубл. 20.11.2012. – Бюл. № 32.
2. Холопов, И.С. Сетчатый купол с новыми узловыми соединениями / И.С. Холопов, В.И. Тур, А.В. Тур // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 10. – С. 60–62.
3. Холопов, И.С. Исследование напряженно-деформированного состояния узлового соединения сетчатого купола / И.С. Холопов, В.И. Тур, А.В. Тур // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2012. – № 4. – С. 104–111.

УДК 624.046/624.014

Тур В.В., Надольский В.В.

НЕСОВЕРШЕНСТВА КОНЦЕПЦИИ НАДЕЖНОСТИ, ПРИНЯТОЙ В ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМАХ (ЕВРОКОДАХ)

1 ВВЕДЕНИЕ

В недавнем времени на территории Республики Беларусь вступили в действие нормативные документы ISO 2394 и EN 1990. Согласно концепции надёжности строительных конструкций, сформулированной в этих документах, проектирование конструктивных элементов следует выполнять, опираясь на нормируемые целевые показатели надёжности. Это условие, с одной стороны, по-

звolyет устранить несоответствия в достигаемых уровнях надежности (т.н. раз-
нонадёжность) строительных конструкций, запроектированных в соответствии
с отечественными нормативными документами. С другой, вызывает необходи-
мость калибровки значений частных коэффициентов для обеспечения целевых
показателей надёжности. В силу того, что значения частных коэффициентов
обеспечивают заданный уровень надежности строительных конструкций, их
обоснованное принятие является важнейшей задачей.

В EN 1990 представлены целевые значения индекса надежности для различ-
ных классов надежности зданий и видов предельных состояний. При расчетах
по предельным состояниям несущей способности для конструктивных элемен-
тов среднего класса надежности требуемое значения индекса надежности при-
нято равным 4.7 для периода эксплуатации 1 год и 3.8 для 50-летнего периода, что
соответствует вероятности отказа $1.6 \cdot 10^{-6}$ и $7.2 \cdot 10^{-5}$ соответственно. При раз-
работке Еврокода EN 1990 шли острые дискуссии о возможности принятия
уровней надежности (значений индексов надежности, вероятности отказа) каждой
страной самостоятельно, т.е. о придании индексу надежности статуса «нацио-
нально устанавливаемый параметр»(NDP). В принятой редакции Еврокода
установлены единые уровни надежности для всех стран – членов Евросоюза.

По мнению многих специалистов, значения параметров надежности, зало-
женные в Еврокодах, носят завышенный характер по сравнению с существую-
щими в настоящее время в ряде стран Европы, США, Канаде. Как следствие,
большие уровни надежности вызывают повышение материалоемкости строи-
тельных конструкций, что подтверждается, технико-экономическим анализом
проектных решений, реализованных на основе нормативных документов Рес-
публики Беларусь и Еврокодов.

В данной статье продемонстрирована невозможность использования целевых
показателей надёжности, регламентированных EN 1990, при сохранении общей
концепции надежности. Для этого решены следующие задачи:

- сформированы вероятностные модели базисных переменных с учетом актуальных исследований, выполненных для территории Республики Беларусь;
- с применением методов теории надежности 1-го порядка (FORM) выполне-
но определение значений частных коэффициентов, обеспечивающих заданный
уровень надежности.

Анализ показал, что использование полученных калибровкой значений част-
ных коэффициентов приводит к обеспеченности расчетного значения перемен-
ного воздействия, в частности снеговой нагрузки, для постоянных расчетных
ситуаций, близких к обеспеченности чрезвычайных (особых) воздействий. Дан-
ная ситуация особенно ярко проявилась для стальных конструкций, но методо-
логические неточности прослеживаются для конструкций, изготовленных из
других материалов. Очевидно, что при предположках, заложенных Еврокодах,
невозможно получить разумные и научно обоснованные значения частных ко-
эффициентов. Выходом из этой ситуации является пересмотр численных значе-
ний параметров надежности. Предложены рекомендации по оценке значений
показателей надежности, на основании которых откалиброваны новые значения
частных коэффициентов.

2 ВЕРОЯТНОСТНЫЙ РАСЧЕТ

2.1 Функция состояния

В данной работе рассмотрены только проверки предельных состояний несущей способности сечений стальных элементов («по прочности») в соответствии с моделью сопротивления, принятой в EN 1993-1-1 [1]. Для рассматриваемого предельного состояния функция состояния $g(X)$ принята в следующем виде:

$$g(X) = K_R z f_y - K_E [G + C_S S(t)], \quad (1)$$

где K_R, K_E – случайные переменные, характеризующие соответственно ошибки расчетных моделей сопротивления и эффектов воздействий;

z – геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления);

f_y – случайная переменная, характеризующая прочность материала (предел текучести стали);

G – случайная переменная, характеризующая постоянное воздействие;

$S(t)$ – случайная переменная, характеризующая снеговую нагрузку;

C_S – не зависящая от времени переменная, характеризующая погрешность модели снеговой нагрузки (упрощенное описание распределения нагрузки на поверхности покрытия и т.д.).

2.2 Вероятностные модели базисных переменных

В теории надежности строительных конструкций особое место занимает проблема вероятностного описания базисных переменных. Точность вероятностной модели базисной переменной оказывает существенное влияние на конечные результаты расчетов параметров надежности. Поэтому исследования вероятностной природы базисных переменных являются всегда актуальными. Это в наибольшей степени относится к уточнению (корректировке) фактических законов распределения базисных переменных на основе экспериментальных данных. Вероятностные модели базисных переменных приняты в соответствии с общими рекомендациями JCSS [2], а для снеговой нагрузки модель разработана с учетом актуальных исследований [3].

Предел текучести

В странах Европы исследования изменчивости статистических параметров свойств сталей проводятся с периодичностью ориентировочно 10–15 лет с привлечением широкого круга научных и производственных организаций. Проведение аналогичных исследований по уточнению статистических параметров базисных переменных, таких как прочностные характеристики стали и геометрические параметры сечений стальных конструкций, для территории Республики Беларусь практически невозможно, т.к. стальной прокат в республике не производится и поставляется зарубежными производителями. В данной ситуации в качестве приближенной оценки могут быть приняты данные современных исследований, выполненных за пределами республики. Уточнение статистических параметров сталей, используемых на территории Республики Беларусь, является ближайшей важной задачей. В качестве первого приближения с достаточной достоверностью вероятностью рекомендованы следующие параметры: среднее значение отношения фактического значения предела текучести к характеристическому 1.10...1.20, коэффициент вариации 0.05...0.08.

Ошибки моделей

Для описания ошибок моделей принято логнормальное распределение [2]. Для ошибки модели сопротивления приняты статистические параметры как для прокатного сечения, подверженного действию изгибающего момента относительно главной оси и раскрепленного от потери устойчивости. При этом среднее значение 1.15 и коэффициент вариации 0.05 приняты по данным, приведенным в справочном документе к Еврокоду 3 [4].

Для моделей эффектов воздействий рассмотрены два вида ошибок. Первый вид ошибки учитывает упрощения, принятые в модели воздействия (к примеру, равномерное распределение полезной и снеговой нагрузки). Эта ошибка для снеговой нагрузки учитывается коэффициентами C_S (также учитывает неточно-

сти в определении коэффициента формы снеговой нагрузки). Статистические параметры этих ошибок приняты согласно [2].

Второй вид ошибок учитывает неточности в определении эффекта воздействия (внутренних усилий), возникающие из-за идеализации геометрии, упрощенных методов определения усилий и т.д. Данная ошибка описывается случайной переменной K_R , статистические параметры которой приняты из [2].

Постоянная нагрузка

Для постоянной нагрузки наиболее часто используемым законом распределения является нормальный, который хорошо согласуется с теоретическими предпосылками и экспериментальными данными. При вероятностных расчетах наиболее часто используемое среднее значение $\mu_G = C_k$ и $V_G = 0.1$ – коэффициент вариации, что представляет собой верхнее значение данного коэффициента.

Снеговая нагрузка

Для снеговой нагрузки достаточно точной и наиболее распространенной является вероятностная модель последовательности годовых максимумов снеговой нагрузки. Данная предпосылка позволяет перейти от вероятностного описания случайного процесса к описанию случайной величины. Статистические параметры снеговой нагрузки по своей природе переменны, что требует систематических и целенаправленных исследований по их уточнению. Как правило, объемы эмпирических рядов снеговой нагрузки довольно ограничены и составляют 40–60 значений, это вносит некоторую погрешность в результате оценивания.

Проблема выбора закона распределения случайной величины требует подробного и тщательного рассмотрения. Как известно, закон распределения устанавливается исходя из экспериментальных данных. Однако эти данные часто недоступны и ограничены, что не позволяет получить достоверные результаты. Поэтому при выборе закона распределения дополнительно используют аналитические закономерности. Следует отметить ряд проблемных мест в *выборе закона распределения снеговой нагрузки*:

1. Существует общая проблема использования в теории надежности любого из законов распределения случайных величин в области весьма малых значений вероятностей.

2. Выбор закона распределения определяется по наилучшему соответствию аппроксимирующей функции и эмпирических значений случайной величины с использованием критериев согласия. В ряде случаев значения критерия согласия для разных законов распределения носят близкий характер. А результаты, полученные с использованием разных законов распределения, могут отличаться значительно. При этом следует отметить, что и сами критерии согласия в ряде случаев несовершенны.

3. Часто закон распределения обосновывается по всей выборке данных, и для описания снеговой нагрузки используется среднее значение и стандартное отклонение всей выборки. Однако такие распределения существенно отклоняются от опытных данных в области «хвостовой» части. В работе [3] данное несоответствие предложено решать посредством подгонки распределения не по всей выборке, а по хвостовой части эмпирических данных.

Общие рекомендации по назначению законов распределения нормативно закреплены в документах [5, 6]. Наиболее широко для аппроксимации снеговой нагрузки используются первое предельное распределение Гумбеля, логнормальное и распределение Вейбулла. Результаты многочисленных исследований свидетельствуют о возможности описания эмпирических рядов годовых максимумов снеговой нагрузки для большинства метеорологических станций России [7, 8], Украины [9], Чехии [10] двойным экспоненциальным законом распределения (Гумбеля).

Следует отметить, что для нормирования характеристических значений снеговой нагрузки для территории Республики Беларусь используются три типа распределений Гумбеля, Вейбулла и Фреше (для оценивания «хвостовой» части распределения). Данное разделение позволяет получить более обоснованные характеристические значения снеговой нагрузки. Однако для анализа надежности конструкций, характеризуемой очень малыми значениями вероятностей, более безопасным является использование закона Гумбеля, что согласуется со сложившейся практикой и современными тенденциями вероятностного описания снеговой нагрузки в рамках концепции надежности, принятой в Еврокодах [10, 11]. Для дальнейшего анализа примем распределение Гумбеля:

$$F(x) = \exp [-\exp [-a (x - b)]], \quad (2)$$

где параметры распределения a и b выражены через среднее значение μ и стандартное отклонение σ всей выборки:

$$a = \pi / (\sigma \sqrt{6}), \quad (3)$$

$$b = \mu - 0.5772 / a. \quad (4)$$

Параметры распределения определены через актуальные значения статистических параметров всей выборки, установленные для территории Республики Беларусь [3]. Статистические параметры годовых максимумов снеговой нагрузки выражены через характеристическое значение S_k , назначенное в соответствии с ТКП EN 1991-1-3 [12]. Значения статистических параметров снеговой нагрузки существенно зависят от территориальных особенностей конкретного региона страны, например коэффициент вариации годовых максимумов снеговой нагрузки изменяется в пределах от 0.44 (для Витебска) до 0.72 (Пинск) [3]. Поэтому они представлены в интервальных значениях.

Статистические параметры распределения Гумбеля для различных периодов отнесения по формулам:

$$\mu_{S,T} = \mu_{S,1} [1 + 0.78 \ln(T) V_{S,1}], \quad (5)$$

$$\sigma_{S,T} = \sigma_{S,1}. \quad (6)$$

Все вероятностные модели, используемые для расчетов, приведены в таблице. Базовый период повторяемости (отнесения) принят равным 50 лет.

Таблица – Вероятностные модели базисных переменных

Переменная	Распред.	μ_X / X_k	V_X
Постоянная нагрузка	Нормальное	1.00	0.10
Ошибка модели снеговой нагрузки	Логнормальное	1.00	0.15
Снеговая нагрузка	Гумбеля, 50 лет	0.9-1.1	0.19-0.23
Предел текучести	Логнормальное	1.1-1.2	0.05-0.08
Ошибка модели сопротивления обобщенного стального элемента	Логнормальное	1.00	0.05
Ошибка модели эффекта воздействия	Логнормальное	1.00	0.10

3 КАЛИБРОВКА ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ

Основываясь на актуальных значениях коэффициентов чувствительности, полученных на основании метода теории надежности 1-го (FORM), можно получить значения частных коэффициентов для каждой базисной переменной, необходимые для обеспечения требуемого уровня надежности, используя зависимость:

$$\gamma_{Ri} = r_{k,i} / F_{Ri}^{-1}[\Phi(-\alpha_{Ri} \times \beta_i)]; \quad F_{Ei} = F_{Ei}^{-1}[\Phi(-\alpha_{Ei} \times \beta_i)] / e_{k,i}, \quad (7)$$

где $F^{-1}(\cdot)$ – обратная функция распределения; $r_{k,i}$ – характеристическое значение переменных, входящих в модель сопротивления; $e_{k,i}$ – характеристическое значение переменных, входящих в модель эффекта воздействия (усилия); α_i – коэффициенты чувствительности, полученные с использованием метода FORM; β_1 – целевое значение индекса надежности, для периода отнесения 50 лет равен 3.8.

Требуемые значения частных коэффициентов для сопротивления, постоянной и снеговой нагрузки можно получить из следующих выражений:

$$\gamma_{M0} = \gamma_{Rd} \times \gamma_m; \quad \gamma_G = \gamma_{Sd} \times \gamma_g; \quad \gamma_Q = \gamma_{Sd} \times \gamma_\mu \times \gamma_q, \quad (8)$$

где γ_{Rd} – частный коэффициент, учитывающий погрешность модели сопротивления; γ_{Sd} – частный коэффициент, учитывающий погрешность (неопределенность) модели эффектов воздействий; γ_m – частный коэффициент для свойства материала (предела текучести), учитывающий возможность неблагоприятных отклонений свойства материала от его характеристического значения; γ_g, γ_q – частные коэффициенты соответственно для постоянной и снеговой нагрузки, учитывающие возможность нежелательного отклонения величины воздействия от репрезентативного значения; γ_μ – частный коэффициент, учитывающий погрешность модели снеговой нагрузки, т.е. возможность неблагоприятных отклонений для коэффициента формы снеговой нагрузки.

Для анализа различных соотношений постоянной и снеговой нагрузок использован безразмерный параметр нагружения χ . Параметр нагружения χ представляет собой долю снеговой нагрузки в полном значении воздействия:

$$\chi = S_k / (G_k + S_k). \quad (9)$$

Анализ реальных объектов показывает, что наиболее вероятный интервал значения параметра нагружения χ для стальных конструкций при воздействии снеговой нагрузки составляет 0,4...0,7. Близкие значения данного параметра ($\chi = 0,4...0,8$) приняты для стальных конструкций в работе [10].

На рисунке представлены требуемые значения частных коэффициентов, необходимые для достижения индекса надежности $\beta_1 = 3.8$. По оси ординат отложены значения частных коэффициентов α_i , а по оси абсцисс – параметр нагружения χ . На рисунке отображены средние значения частных коэффициентов, а для частного коэффициента γ_q дополнительно нанесены нижняя и верхняя границы изменения.

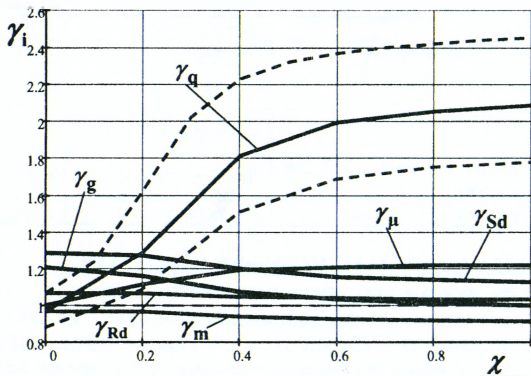


Рисунок – Требуемые значения частных коэффициентов для обеспечения индекса надежности $\beta_1 = 3.8$ при расчетах стальных конструкций

Полученные значения частных коэффициентов согласуются с результатами, полученными в работах М. Holicky, М. Sykora [10] для территории Чешской республики, в работах Z. Sadovsky [11] для территории Германии и Словакии, а отчасти также с результатами, представленными в справочной документации (комментариям) [13] к Еврокоду [6]. Для этих стран характер снеговых нагрузок схож с условиями Республики Беларусь.

4 АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ

1. В первую очередь следует отметить, что полученные численные значения частных коэффициентов противоречат всей отечественной и мировой практике нормирования климатических нагрузок, однако многие исследователи оставляют без должных комментариев полученные результаты.

2. Используя функцию распределения Гумбеля, можно пересчитать вероятность превышения полученного расчетного значения нагрузки в любой случайно взятый год:

$$P = \exp [-\exp [-a (S_d - b)]]$$

Результаты расчетов показывают, что вероятность превышения расчетных значений составила в среднем 10^{-5} . Данная вероятность возможна только при нормировании редких природных и климатических явлений (например, сейсмических) или чрезвычайного (особого) значения воздействия. К сведению, согласно рекомендациям Еврокода 1-1-3 “Общие воздействия. Снеговые нагрузки”, значение коэффициента перехода к чрезвычайному значению снеговой нагрузки равно 2 (данный коэффициент уже учитывает погрешности модели снеговой нагрузки и модели эффектов воздействия).

3. Надежность стальных конструкций в высшей степени определяется обеспеченностью расчетного значения снеговой нагрузки (коэффициент чувствительности для снеговой нагрузки получается в диапазоне 0.8...0.9), в силу малой изменчивости параметров сопротивления стальных конструкций и, как правило, большой изменчивости переменных воздействий. Необходимо подчеркнуть, что данная ситуация сохраняется независимо от принятых методов определения вероятности отказа, от принятого вида распределения переменного воздействия и от самого переменного воздействия.

4. Прогнозирование возможных значений случайных величин для таких малых вероятностей приобретает весьма сомнительный смысл: длина экстраполяции аппроксимирующей функции противоречит математическим принципам; существенная изменчивость конечного результата от принятых предположений.

5. При доминирующей составляющей постоянной нагрузки в полном воздействии (данная ситуация более характерна для железобетонных конструкций.) индекс надежности не зависит от времени. Принцип перехода для индексов надежности, функций распределения переменных воздействий от периода отнесения 1 год к периоду 50 лет хорошо работает для переменных воздействий, но для постоянной нагрузки перестает работать.

5 РЕКОМЕНДАЦИИ

Так как однозначно понятно, что обеспеченность расчетных значений переменных воздействий не может составлять 10^{-5} и при этом для стальных конструкций данная обеспеченность определяет надежность, то единственным выходом является корректировка показателей надежности при сохранении общей концепции надежности. Существует большое количество предложений по оценке требуемого уровня надежности. Общие принципы назначения и дифференциации вероятности наступления предельного состояния основываются на

анализе и управлении рисков, что позволяет учесть не только вероятность отказов, но и тяжесть возможных последствий для общества. Основные способы оценки индексов надежности можно разделить на следующие группы:

– **Оценка на основании рисков, существующих в повседневной жизни.** Если исходить из того, что риски ранения или гибели в случае аварии строительных конструкций являются частью системы всех видов рисков человека, то допустимую вероятность предельного состояния несущей способности можно установить по частоте наступления несчастных случаев, происходящих в результате жизнедеятельности человека.

– **Оценка на основании экономической оптимизации рисков,** т.е. на экономической оптимизации затрат по ликвидации последствий в случае наступления прогнозируемого отказа. Здесь различают два случая возможности применения данного способа. Первый применим для объектов только с экономическими последствиями отказа (так называемая чисто экономическая оптимизация). Второй способ экономической оптимизации позволяет учесть последствия ранений и гибели человека. Анализ экономических показателей Республики Беларусь подтвердил возможность использования параметров надежности, регламентированных в Еврокоде [14].

– **Оценка на основании предыдущего опыта нормирования.** В процессе развития норм проектирования достаточная надежность косвенно регулировалась посредством корректировки расчетных параметров на основании данных о последствиях отказов при эксплуатации сооружений. В тех случаях, когда в процессе эксплуатации в течение длительного периода времени не наблюдались отказы, судили о возможных резервах в надежности. Частые отказы, причины которых не были связаны с нарушением нормативных требований к проектированию, изготовлению и эксплуатации, свидетельствовали о недостаточной надежности. В статье [15] с использованием этого способа выполнен предварительный анализ уровня надежности стальных конструкций для условий Республики Беларусь. Значения индекса надежности для периода отнесения 50 лет при наиболее распространенных условиях применения стальных конструкций изменяется в пределах 1,6...2,8, что соответствует вероятности отказа $10^{-4} \dots 10^{-3}$. Используя данные значения параметров надежности, частный коэффициент для снеговой нагрузки с учетом погрешности модели воздействия и эффекта воздействия получаем 1.45...1.8.

Анализ отечественных работ показывает, что в большинстве случаев для зданий среднего класса надежности (жилые, промышленные и офисные здания) принимались значения вероятности отказа $10^{-4} \dots 10^{-2}$, однако при этом, как правило, не уточнялся базовый период рассмотрения [16, 17].

Учитывая, что надежность стальных конструкций в высшей степени определяется обеспеченностью расчетного значения снеговой нагрузки, тогда, задавшись «здравым» (в определенной степени субъективное понятие) значением вероятности непревышения снеговой нагрузки определенного уровня в течение срока эксплуатации сооружения, можно получить расчетное значение воздействия. Приняв значение вероятности 0.99(0.95) и срок эксплуатации 50 лет, значения частных коэффициентов получаются 1.7 и 1.43 соответственно. Даже при таких обеспеченностях прогнозирование снеговой нагрузки математически обладает большой неопределенностью и нестабильностью результатов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В рамках данного исследования получены значения частных коэффициентов для обеспечения уровня проектной надежности стальных конструкций в рамках концепции надежности, принятой в Еврокодах. Дальнейший анализ показал, что использование полученных калибровкой значений частных коэффициентов

приводит к обеспеченности расчетного значения снеговой нагрузки для постоянных расчетных ситуаций, близких к обеспеченности чрезвычайных (особых) воздействий. Данная ситуация особенно ярко проявилась для стальных конструкций, но методологические неточности прослеживаются для конструкций, изготовленных из других материалов. Очевидно, что при предпосылках, заложенных Еврокодах, невозможно получить разумные и научно обоснованные значения частных коэффициентов.

Выходом из этой ситуации является пересмотр численных значений параметров надежности либо несколько иной подход к обеспечению проектной надежности.

Необходимо более детальное исследование вопроса обеспечения надежности строительных конструкций при действии снеговых нагрузок, особенно для легких металлических конструкций. При этом следует выполнять проверки живучести (robustness) для уменьшения возможного ущерба в результате появления экстремальных значений нагрузок. Достаточная надежность в особых расчетных ситуациях может быть достигнута адекватной системой связей, повышением сопротивления ключевых элементов, использованием вторичной защиты ключевых элементов и т.д. Учитывая большую изменчивость и неопределенность снеговой нагрузки, возможно, следует выделить расчет на снеговую нагрузку в качестве особого воздействия для легких металлических конструкций.

Введение европейских норм, осуществляемое в настоящее время в некоторых странах СНГ, требует внимательного теоретического анализа и апробации, в частности в тех случаях, когда при проверках предельных состояний основной вклад в изменчивость модели сопротивления вносят климатические воздействия.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций: ТКП EN 1993-1-1. – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2009.
2. JCSS Probabilistic Model Code //Joint Committee of Structural Safety[Electronic resource]. – 2001. – Mode of access: <http://www.jcss.ethz.ch>. – Date of access: 15.01.2012.
3. Тур, В.В. Нормирование снеговых нагрузок для территории Республики Беларусь / В.В. Тур, В.Е. Валуев, С.С. Дереченник, О.П. Мешик, И.С. Воскобойников // Стронительная наука и техника. – 2008. – № 2. – С. 27–45.
4. Eurocode 3 Editorial Group Background Documentation to Eurocode No. 3 Design of Steel Structures Part 1 – General Rules and Rules for Buildings, Background Document for Chapter 5 of Eurocode 3, Document 5.01, 1989.
5. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
6. Еврокод. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990-2011. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2012.
7. Бульчев, А.П. Временные нагрузки на несущие конструкции зданий торговли // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. – № 3. – С. 57–59.
8. Райзер, В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 192 с.
9. Гордеев, В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин; под общ. ред. А.В. Перельмутера. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.
10. Sýkora, M. Reliability-based design of roofs exposed to a snow load. / Sýkora, M., Holický, M. // In Li, J. - Zhao, Y.-G. - Chen, J. (eds.) Reliability Engineering - Proceedings of the International Workshop on Reliability Engineering and Risk Management IWRERM 2008, Shanghai, 21 - 23 August 2008. Shanghai: Tongji University Press, 2009, p. 183-188, ISBN 978-7-5608-4085-7.
11. Sadvovský, Z. Collection and analysis of climatic measurements for the assessment of snow loads on structures. / Sadvovský, Z., Faško P., Pecho J., Bochniček O., Mikulová K., Šťastný P. // International Journal of Reliability, Quality and Safety Engineering. Volume 14, Issue 06. 2007.

12. Еврокод 1. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3:2009. – Часть 1-3: Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2009.
13. CEN/TC250 Background Document ECI:Part1: Basis of Design. 2nd draft, ECCS, 1996.
14. Тур, В.В. Обеспечение надежности строительных конструкций в свете требований европейских и национальных нормативных документов по проектированию / В.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. статей. – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 480–497.
15. Надольский, В.В. Оценка требуемого (целевого) уровня надежности на основании предыдущего опыта нормирования / В.В. Надольский, Ю.С. Мартынов // Вестник ПГУ. – № 8. – Серия F: Строительство. Прикладные науки. – 2014.
16. Складнев, Н.Н. О методике определения коэффициента надежности по назначению / Н.Н. Складнев, А.А. Федяев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 2. – С. 3–6.
17. Беляев, Б.И. О выборе формулы для общего коэффициента надежности при вероятностном методе расчета / Б.И. Беляев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 1. – С. 10–13.

УДК 681.3: 634.04

Тур В.В., Семенюк О.С.

САМОНАПРЯЖЁННЫЕ БЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ, АРМИРОВАННЫЕ СТЕРЖНЯМИ ИЗ ПОЛИМЕРНОГО КОМПОЗИТА

Введение. Развитие технологий цементных бетонов в последнее десятилетие создало возможность получения так называемых бетонов с высокими эксплуатационными свойствами (англ. «High Performance Concrete»), но не избавило их от одного из главных недостатков – развития усадочных деформаций. Развитие во времени усадочных деформаций в комбинации с относительно низкой прочностью бетона на растяжение (бетон по-прежнему остаётся искусственным камнем) приводит к тому, что в железобетонных конструкциях существует опасность образования трещин различной протяжённости и ширины раскрытия ещё до приложения нагрузок, прогнозируемых при разработке проектов.

Появление усадочных трещин приводит к нарушению требований предельных состояний эксплуатационной пригодности, снижает долговечность конструкций зданий и сооружений. Это особенно ощутимо в условиях перехода к строительству конструктивных систем из монолитного железобетона взамен сборных. В статически неопределимых конструктивных системах температурно-усадочные деформации могут не только снижать эксплуатационные характеристики конструктивных элементов, но и генерировать в ряде случаев значительные по величине внутренние усилия. Температурно-усадочное трещинообразование в рамках традиционных подходов может быть ограничено или полностью исключено за счёт создания в элементах конструктивной системы предварительного напряжения (в случае монолитных конструкций – пост-напряжения). Однако механическое натяжение напрягающих элементов в построечных условиях является относительно трудоёмким процессом, требующим не только применения специальных механизмов и оборудования, но и персонала, имеющего высокую квалификацию. Особенно это ощутимо в тех случаях, когда необходимо получать невысокие уровни обжатия бетона в конструктивном элементе, по существу лишь компенсирующие температурно-усадочные напряжения. Так, например, при возведении плоских дисков пост-напряжённых перекрытий требуемая величина напряжений от обжатия напрягающими канатами должна составлять от $0,75 \text{ Н/мм}^2$ до $2,0 \text{ Н/мм}^2$.

Создание более высоких уровней обжатия в пост-напряжённых плоских плитах нерационально по ряду причин, включая необходимость установки дополнительно количества ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном.

Применение напрягающего бетона при возведении железобетонных конструкций позволяет в ряде случаев не только компенсировать усадочные деформации, но и осуществить так называемый физико-механический способ предварительного напряжения конструкций [1].

Ещё в 1953 году известный французский исследователь И. Гийон в своей монографии [2] писал: «Если будет получено значительное расширение бетона, обеспечивающее надлежащее натяжение арматуры, несомненно мы получим совершенно новый способ предварительного напряжения балок».

Создание основ физико-химического способа предварительного напряжения железобетонных конструкций в основном стало возможным благодаря работам проф. В.В. Михайлова и его учеников. Историческая справка о развитии научных представлений и исследований в области расширяющихся цементов и бетонов на их основе представлена в монографии [3].

Необходимо отметить, что за годы, прошедшие с момента разработки базовых положений теории самоуплотнённого железобетона, некоторые из них вошли в противоречие с практикой и требуют корректировки. Это связано, очевидно, с тем, что на протяжении целого ряда лет практическое применение конструкций из напрягающего бетона опережало разработку теоретических положений. В некоторых случаях расчётные данные, полученные по эмпирическим зависимостям, внесённым в нормативные документы [4], не подтверждались результатами лабораторных испытаний и полевых измерений. Такая ситуация, безусловно, породила некоторое скептическое отношение как к собственно материалу, так и к методам расчёта конструкций.

Вместе с тем, в последние годы тема напрягающего бетона и самоуплотнённых конструкций приобретает новое развитие как в работах исследователей во всём мире, так и в практическом применении. Это связано главным образом с тем обстоятельством, что до настоящего времени не найдены эффективные средства для борьбы с усадкой. Особенно ярко проблема усадки обозначилась, в частности, при получении высокопрочных бетонов с низким водо-вяжущим отношением, самоуплотняющихся бетонов высокой подвижности.

В связи с этим в последние годы появляется целый ряд исследовательских работ (по данным поисковой системы «Google» количество ссылок по ключевым словам «self-stressed concrete» и «expansive concrete» в 2013 году по сравнению с 2000 годом возросло в 4,2 раза), главным образом китайских и японских исследователей, направленных на разработку композитных систем с применением напрягающего бетона (напрягающий бетон с объёмным фибровым армированием; напрягающий бетон как заполнение стальной оболочки и т.д.). В ряде работ [5] показано, что применение расширяющегося или напрягающего цемента – это единственная возможность избежать негативных последствий усадки (в частности, аутогенной усадки) при производстве высокопрочных самоуплотняющихся бетонов. Вместе с тем, следует обратить внимание на то обстоятельство, что целый ряд базовых положений, сформулированных проф. В.В. Михайловым, в цитируемых публикациях оказываются незаслуженно забытыми, а в некоторых случаях приоритеты присваиваются другим исследователям. Так, например, в публикации [5] утверждается, что энергетический подход в теории самоуплотнения был предложен в 1980 году Y. Tsuji, хотя все работы проф. В.В. Михайлова, начиная с 40-х годов прошлого столетия, базируются именно на этой гипотезе.

Необходимо отметить, что до настоящего времени практическое применение конструкций из напрягающего бетона (главным образом это конструкции плоских плит на основании, элементы трубопроводов, сжатые элементы, решённые по схеме «бетон в стальной оболочке-трубе») базируется на лабораторном подборе составов и моделировании на опытных образцах требуемых параметров самоупрочнения.

Вместе с тем, в последние годы возобновились попытки разработки расчётных аналитических моделей для определения связанных деформаций расширения, по значению (величине) которых можно рассчитать реакцию в ограничивающей связи, а далее, из условий равновесия, и соответствующую величину самоупрочнения.

Разработка расчётных методов определения величины самоупрочнений, формирующихся при расширении напрягающего бетона в условиях ограничения свободных деформаций, является, несомненно, одной из важнейших задач теории самоупрочнённого железобетона. Учитывая сложность проблемы, обусловленную влиянием целого ряда факторов конструктивно-технологического характера, для расчёта величины самоупрочнения к моменту стабилизации процесса расширения в национальной практике предложено использовать феноменологические зависимости, полученные на основании обработки результатов обширных исследований, выполненных главным образом в 70-80-е годы прошлого столетия под руководством проф. В.В. Михайлова. По результатам этих исследований для вычисления величины самоупрочнения в бетоне σ_{CE} была предложена мультипликативная модель вида:

(1)

где $f_{CE,d}$ – марка напрягающего бетона по самоупрочнению, определяемая согласно [4] при твердении и расширении бетона в стандартных условиях упругого ограничения, эквивалентного по жёсткости стальному стержню ($E_s = 200$ ГПа), площадь сечения которого составляет 1% от площади сечения бетонного элемента; k_t – эмпирические корректирующие коэффициенты, учитывающие отклонения от стандартных условий, при которых определена марка по самоупрочнению и определяемые согласно [4].

Подробный анализ подходов, принятых при назначении корректирующих коэффициентов, представлен в нашей работе [6].

Следует обратить внимание на некоторые особенности предложенной мультипликативной модели.

Во-первых, в качестве основной базисной переменной, содержащейся в данной модели, является среднее значение самоупрочнения, определяемое как марка напрягающего бетона по самоупрочнению. Это связано главным образом с тем обстоятельством, что в ходе длительных дискуссий было принято решение о том, что величина деформации свободного расширения напрягающего бетона не может считаться нормируемым показателем, применяемым в расчётной модели. Такой подход базировался на утверждении ряда исследователей (например, проф. А.И. Панченко), что различные значения деформации свободного расширения напрягающего бетона могут соответствовать одной марке по самоупрочнению.

Во-вторых, эмпирические зависимости для вычисления коэффициентов k_t (за исключением k_p) базируются на ограниченных выборках опытных данных и в ряде случаев не учитывают отношения параметров, выходящих за граничные значения опытов.

В условиях, когда по ряду технологических причин напрягающие цементы, а соответственно и бетоны, показывали нестабильность параметров расширения, подходы, основанные на нормировании марки по самоупругиванию, являлись отчасти оправданными. Однако в условиях, когда применялись конструкции с низкими коэффициентами армирования (например плоские плиты пола) и когда необходимо было определить суммарную величину деформации расширения и последующей усадки, предложенные зависимости давали очень существенные расхождения с практикой.

Построение аналитических зависимостей, описывающих процесс расширения и самоупругивания бетона в связанных условиях ограничения деформаций было затруднено в связи с отсутствием адекватных зависимостей, позволяющих описать поведение бетона под нагрузкой в раннем возрасте (начиная с 0,5 суток), в частности, выявить закономерности развития неупругих деформаций.

Кроме того, предложенная мультипликативная модель косвенно учитывала влияние влажности (через введение коэффициента k_0 , корректирующего расчёт с поправкой в зависимости от влажностного режима условий хранения), но не учитывала влияния температурного режима, наблюдавшегося в процессе хранения.

Новые данные, относящиеся к описанию физико-механических характеристик бетона в раннем возрасте, позволили возобновить попытки аналитического описания модели расширения напрягающего бетона. В основном это представлено в работах [5, 7].

Так, в работе [5] для определения величины самоупругивания в трубобетонном элементе (по схеме «бетон в трубе») предложено вычислять величину связанной деформации по формуле, связывающей её с величиной свободной деформации:

$$\varepsilon_s(t) = \alpha_f \cdot A(\alpha) \cdot [1 - \exp(-b_f \cdot B(\alpha) \cdot t)], \quad (2)$$

где: α_f и b_f – коэффициенты, зависящие от содержания цемента в бетонной смеси; α – коэффициент ограничения деформаций расширения напрягающего бетона, определяемый как отношение площади поперечного сечения стальной трубы к площади поперечного сечения заключённого в неё бетонного ядра; $A(\alpha)$ и $B(\alpha)$ – эмпирические коэффициенты, определяемые из соотношений $A(\alpha) = \alpha_f / \alpha$, $B(\alpha) = b_s / b_f$ (α и b_s – коэффициенты, связанные с коэффициентом α , когда общее количество цемента определено) по следующим формулам:

$$\begin{cases} A(\alpha) = -1,244\alpha + 0,363 \\ B(\alpha) = -0,437 \ln \alpha + 0,454 \end{cases} \quad \text{– для ограничения деформаций расширения, располо-$$

женного в продольном направлении и $\begin{cases} A(\alpha) = -2,147\alpha + 0,703 \\ B(\alpha) = -0,904 \ln \alpha - 0,975 \end{cases}$ – для ограничения деформаций расширения, расположенного в поперечном направлении.

В общем случае эффективная относительная деформация свободного расширения $\varepsilon_{\sigma}(t_{i+1/2})$ (в соответствии со схемами, показанными на рис. 1 и рис. 2, может быть записана в следующем виде:

$$\varepsilon_{\sigma}(t_{i+1/2}) = \varepsilon_s(t_{i+1/2}) + \varepsilon_e(t_{i+1/2}) + \varepsilon_c(t_{i+1/2}; t_0), \quad (3)$$

где $\varepsilon_s(t_{i+1/2})$, $\varepsilon_e(t_{i+1/2})$, $\varepsilon_c(t_{i+1/2}; t_0)$ – соответственно связанная относительная деформация в возрасте бетона $t_{i+1/2}$, упругая относительная деформация в возрасте бетона $t_{i+1/2}$ и неупругая относительная деформация от ползучести бетона, вы-

званная действием постоянного по величине напряжения, начавшего действовать с момента времени t_0 и до момента времени $t_{i+1/2}$, соответствующего возрасту бетона.

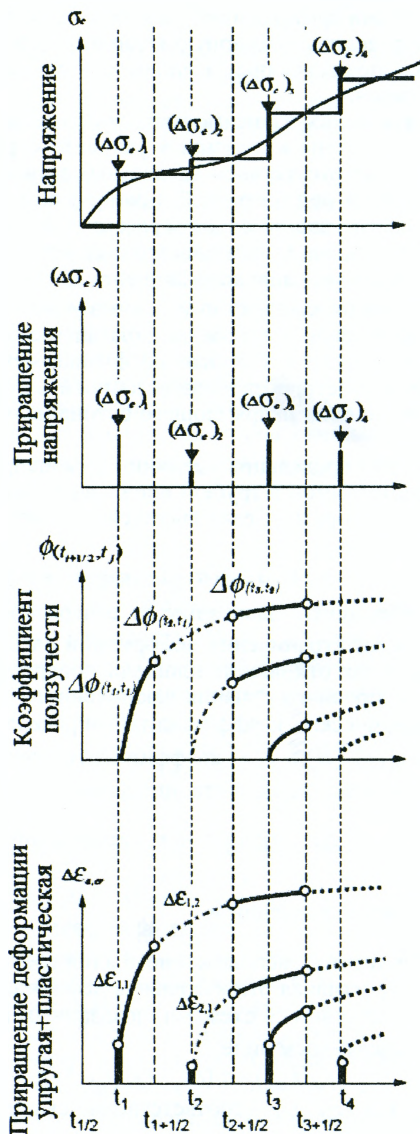


Рисунок 1 – Схема развития во времени приращений напряжения, коэффициента ползучести, относительной деформации [5]

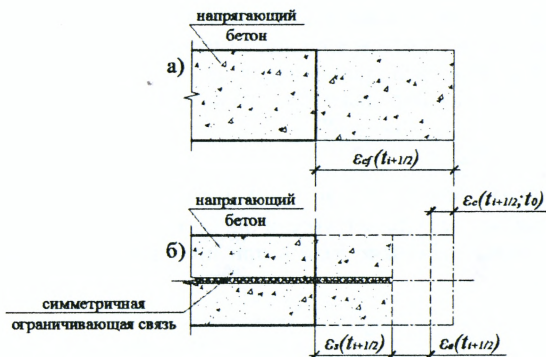


Рисунок 2 – Схема развития во времени деформаций расширения: (а) – развитие деформаций свободного расширения; б) – развитие деформаций связанного расширения

В соответствии с [7] сумму упругой и неупругой относительных деформаций $\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2})$ можно представить в виде:

$$\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2}) = \frac{\sigma(t_i)}{E_c(t_i)} \cdot (1 + E_c(t_i) \cdot C(t_{i+1/2}; t_{1/2})) + \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{\Delta\sigma(t_j)}{E_c(t_j)} (1 + E_c(t_j) \cdot C(t_{i+1/2}; t_j)) \right], \quad (4)$$

где $E_c(t_i)$ и $E_c(t_j)$ – модуль упругости бетона для моментов времени t_i и t_j соответственно; $\Delta\sigma(t_j)$ – приращение напряжений в бетоне на j -м временном интервале; $C(t_{i+1/2}; t_{1/2})$ и $C(t_{i+1/2}; t_j)$ – меры ползучести для моментов времени $t_{1/2}$ и t_j соответственно, соответствующих началу нагружения (появления собственных напряжений – самонапряжений).

Уравнение (4), связывающее напряжения и деформации согласно [5], может быть записано в традиционной для норм проектирования форме, пользуясь коэффициентом ползучести ϕ :

$$\varepsilon_{x,c}(t_{i+1/2}; t_{1/2}) = \sum_{j=1}^i \left[(\Delta\sigma_{x,c})_j \cdot J(t_{i+1/2}; t_j) \right] + \varepsilon_{\sigma}(t_{i+1/2}; t_{1/2}), \quad (5)$$

где: $t_{i+1/2}$ и t_i – конец и середина i -ого временного интервала соответственно; $\varepsilon(t_{i+1/2}; t_{1/2})$ – относительная деформация бетона по направлению ограничивающей связи в конце i -ого временного интервала; $(\Delta\sigma_{x,c})_j$ – прирост напряжения по направлению оси x на j -ом временном интервале; $J(t_{i+1/2}; t_j)$ – функция ползучести; $\varepsilon_{\sigma}(t_{i+1/2}; t_{1/2})$ – приращение свободной деформации расширения бетона на временном интервале от $t_{1/2}$ до $t_{i+1/2}$.

Функция ползучести определяется формулой:

$$J(t_{i+1/2}; t_j) = \frac{1}{E_c(t_j)} + \frac{\phi(t_{i+1/2}; t_j)}{E_{c,t28}}, \quad (6)$$

где $E_c(t_j)$ – модуль упругости бетона в модифицированном возрасте, соответствующем реальному возрасту бетона t_j ; $E_{c,t28}$ – модуль упругости бетона, соответствующий 28-ми суткам реального возраста бетона; $\phi(t_{i+1/2}; t_j)$ – коэффициент ползучести в момент времени $t_{i+1/2}$, вызванный действием постоянного по величине напряжения, приложенного в момент времени t_j .

Модифицированный возраст бетона t_i , соответствующий t суткам реального возраста бетона, скорректированный с учётом влияния температурного режима, наблюдаемого на стадии твердения и расширения напрягающего бетона (в раннем возрасте бетона – до 28-ми суток), определяется согласно [5] по формуле:

$$t_i = \sum_{j=1}^n \Delta t_j e^{\frac{13,65 - 4000}{273 + T(\Delta t_j)/T_0}}, \quad (7)$$

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

В соответствии с [8] развитие модуля упругости любого вида бетона во времени $E_c(t)$ в первом приближении можно задать при помощи функции его модифицированного возраста:

$$E_c(t) = E_{c,t_{28}} \cdot e^{s \left(1 - \left(\frac{t_{m,28} - a}{t_i - a} \right)^a \right)}, \quad (8)$$

где t – реальный возраст бетона; s – эмпирический коэффициент, учитывающий тип цемента и принимаемый равным в соответствии с [8]; a – эмпирический коэффициент, принимаемый равным в соответствии с [8]; $t_{m,28}$ – модифицированный возраст бетона, соответствующий 28-ми суткам реального возраста бетона и определяемый по формуле (7); t_i – модифицированный возраст бетона, соответствующий t суткам реального возраста бетона, для которого рассчитывается модуль упругости бетона и определяемый по формуле (7).

В работе [5] авторами предложено коэффициент ползучести рассчитывать по следующей формуле, принятой в [9] и модифицированной с учётом раннего возраста бетона:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3}, \quad (9)$$

где ϕ_0 – базовый коэффициент ползучести, определяемый по выражению:

$$\phi_0 = 5,31 \left(\frac{E_c(t_0)}{E_{c,t_{28}}} - 1,0 \right)^2 + 1,11 \quad (E_c(t_0) - \text{модуль упругости напрягающего бетона,}$$

который определяется по формуле (8) и соответствует модифицированному возрасту бетона t_0 , к моменту наступления которого начинает действовать постоянное по величине напряжение); t – модифицированный возраст бетона, который определяется по формуле (7) и соответствует реальному возрасту бетона к моменту определения данного коэффициента ползучести от действия постоянного по величине напряжения; t_0 – модифицированный возраст бетона, который определяется по формуле (7) и соответствует реальному возрасту бетона к началу действия постоянного по величине напряжения; β_H – коэффициент, характеризующий влияние возраста бетона (его жесткостных характеристик) к моменту начала действия постоянного по величине напряжения на интенсивность развития ползучести бетона: $\beta_H = 0,000001$, если

$$0 \leq \frac{E_c(t)}{E_{c,t_{28}}} < 0,346 \quad \text{и} \quad \beta_H = 40,5 \cdot \left(\frac{E_c(t)}{E_{c,t_{28}}} - 0,346 \right) + 0,485, \quad \text{если} \quad 0,346 \leq \frac{E_c(t)}{E_{c,t_{28}}} < 1,0 \quad (E_c(t) -$$

модуль упругости напрягающего бетона, который определяется по формуле (8) и соответствует модифицированному возрасту бетона t).

Очевидно, что приращение относительных деформаций за i -е сутки можно записать в следующем виде:

$$\begin{aligned}
(\Delta \varepsilon_{x,c})_i &= \varepsilon_x(t_{i+1/2}; t_{i/2}) - \varepsilon_x(t_{(i-1)+1/2}; t_{i/2}) = \\
&= (\Delta \sigma_{x,c})_i \cdot J(t_{i+1/2}; t_i) + \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta \sigma_{x,c})_j \cdot \frac{\Delta \phi(t_j; t_j)}{E_{c,t28}} \right] + (\Delta \varepsilon_{cf})_i, \quad (10)
\end{aligned}$$

$$\Delta \phi(t_i; t_j) = \phi(t_{i+1/2}; t_j) - \phi(t_{(i-1)+1/2}; t_j), \quad (11)$$

где $(\Delta \varepsilon_{x,c})_i$ – приращение связанных относительных деформаций по оси x (по направлению ограничивающей связи) на i -м временном интервале; $(\Delta \varepsilon_{cf})_i$ – приращение свободных относительных деформаций напрягающего бетона на i -м временном интервале.

В соответствии с [5] из уравнения (10) при известных приращениях напряжений и приращениях связанных относительных деформаций с момента начала расширения напрягающего бетона и вплоть до $(i-1)$ -го временного интервала включительно, а также при известных приращениях свободных относительных деформаций с момента начала расширения напрягающего бетона и вплоть до i -го временного интервала включительно и при предварительно определенном приращении связанной относительной деформации $(\Delta \varepsilon_{x,c})_i$ на i -м временном интервале, приращение напряжения $(\Delta \sigma_{x,c})_i$ на i -ом временном интервале может быть получено в виде:

$$(\Delta \sigma_{x,c})_i = \frac{E_c(t_i)}{1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,t28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)} \cdot \left\{ (\Delta \varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_{x,c})_j}{E_{c,t28}} \cdot (\Delta \phi(t_j; t_j)) \right] - (\Delta \varepsilon_{cf})_i \right\}. \quad (12)$$

Следовательно, напряжения на i -м временном интервале $\sigma_{x,c}(t_i)$ могут быть рассчитаны как:

$$\sigma_{x,c}(t_i) = \sigma_{x,c}(t_{i-1}) + (\Delta \sigma_{x,c})_i. \quad (13)$$

Опираясь на принцип суперпозиции для относительных деформаций и принимая во внимание изотропные свойства материалов, уравнение (12) приводит к следующему выражению, учитывающему эффект объёмного расширения:

$$\{\Delta \sigma_c\}_i = [D_c]_i \left\{ \{\Delta \varepsilon_c\}_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_c)_j}{[D_{c,28}]} \cdot (\Delta \phi(t_j; t_j)) \right] - \{\Delta \varepsilon_{cf}\}_i \right\}, \quad (14)$$

где $\{\Delta \sigma_c\}_i$ – вектор приращения напряжений на i -м временном интервале; $\{\Delta \varepsilon_c\}_i$ – вектор приращения относительных деформаций на i -м временном интервале; $[D_c]_i$ – матрица жесткостей бетона на i -м временном интервале; $[D_{c,28}]$ – матрица жесткостей бетона возрасте 28-ми суток, скорректированная с учётом модифицированного возраста бетона (т.е. с учётом температурного режима, наблюдавшегося в процессе расширения и твердения напрягающего бетона).

Рассматривая случай бетонной балки с ограничением в виде стального стержня и принимая допущение о том, что при обеспеченной анкеровке арматуры приращение относительной деформации ограничивающей связи $(\Delta \varepsilon_{x,r})_i$ равно приращению относительной деформации окружающего бетона $(\Delta \varepsilon_{x,c})_i$, то приращение напряжений на i -м временном интервале можно записать через реакцию в ограничивающей связи (для случая симметричного армирования):

$$(\Delta \sigma_{x,c})_i = (\Delta \varepsilon_{x,c})_i \cdot E_r \cdot \rho_{l,x}, \quad (15)$$

где E_r – модуль упругости ограничивающей деформации расширения бетона связи; $\rho_{l,x}$ – коэффициент продольного армирования бетонного сечения ограничивающими связями.

Тогда уравнение (12) можно представить в виде:

$$(\Delta \varepsilon_{x,c})_i \cdot E_r \cdot \rho_{l,x} = \frac{E_c(t_i)}{1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,d28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)} \cdot \left\{ (\Delta \varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_{x,c})_j}{E_{c,d28}} \cdot (\Delta \phi(t_i; t_j)) \right] - (\Delta \varepsilon_{of})_i \right\}. \quad (16)$$

Уравнение (16) решается относительно $(\Delta \varepsilon_{x,c})_i$.

Обозначив $D = \frac{E_c(t_i)}{\left(1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,d28}} \cdot \phi(t_{i+1/2}; t_i)\right) \cdot E_r \cdot \rho_{l,x}}$, уравнение (16) получает вид:

$$(\Delta \varepsilon_{x,c})_i = D \cdot \left\{ (\Delta \varepsilon_{x,c})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_{x,c})_j}{E_{c,d28}} \cdot (\Delta \phi(t_i; t_j)) \right] - (\Delta \varepsilon_{of})_i \right\}. \quad (17)$$

Из уравнения (16) следует, что связанная относительная деформация (деформация ограничивающей связи) может быть определена по следующей формуле:

$$(\Delta \varepsilon_{x,c})_i = \frac{D \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta \sigma_{x,c})_j}{E_{c,d28}} \cdot (\Delta \phi(t_i; t_j)) \right] + (\Delta \varepsilon_{of})_i \right\}}{D - 1}. \quad (18)$$

Экспериментальные исследования. С целью проверки предложенных теоретических подходов к оцениванию величины самонапряжения в элементах из напрягающего бетона, армированных стержнями из полимерных композитов, были выполнены специальные постановочные лабораторные исследования на образцах-призмах квадратного поперечного сечения размером 100x100 мм, армированных отдельными стержнями. Переменными параметрами в испытаниях являлись: степень ограничения стеклопластиковой арматурой, моделируемая продольной осевой жёсткостью ограничивающей связи.

Программа экспериментальных исследований опытных образцов-призм серии I представлена в табл. 1, а схема опытных образцов-призм серии I представлена на рис. 3.

Таблица 1 – Программа экспериментальных исследований опытных образцов-призм серии I

Серия образцов	Обозначение образцов-призм	Армирование		
		Площадь армирования сечения $A_{f(s)}$, мм ²	Коэффициент армирования сечения стеклопластиковым стержнями $\rho_{f(s)}$, %	Эквивалентный коэффициент армирования сечения в пересчёте на стальную арматуру ρ_{Leff} , %
Серия I	ПНБК-1	Свободный образец из напрягающего бетона, выполненный без ограничивающей деформации свободного расширения связи		
	ПНБК-2	$\frac{28.26}{106}$	0.283	0.078
	ПНБК-3	$\frac{153.86}{1014}$	1.563	0.430

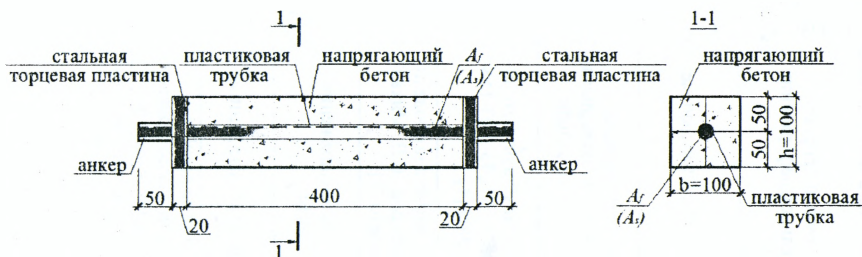


Рисунок 3 – Схема опытных образцов-призм серии I

В качестве инертных заполнителей для напрягающего бетона использовали гранитный щебень фракции 5-10 мм и песок с модулем крупности 3,4. Водоцементное отношение было назначено постоянным и равным $W/C=0,4$. Состав бетонной смеси на 1 м^3 напрягающего бетона в сухом состоянии был подобран исходя из условия «рациональной упаковки» бетонной смеси: НЦ – 500 кг; щебень – 960 кг; песок – 750 кг. Для достижения требуемой удобоукладываемости применяли гиперпластификатор на поликарбоксилатной основе в количестве 0,5% от массы цемента.

Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона, использованного при изготовлении опытных призм, определяли по методике, описанной в СТБ 2101-2010 [10]. Для полученного напрягающего бетона среднее значение самонапряжения в стандартных силовых кондукторах $0,86 \text{ Н/мм}^2$, а средняя призмечная прочность на сжатие образцов, твердевших в свободном состоянии, составила $36,3 \text{ Н/мм}^2$.

Для ограничения деформаций расширения напрягающих бетона образцов-призм серии I использовали композитную стеклопластиковую арматуру диаметром 6 и 14 мм (кратковременная прочность при растяжении 1300 Н/мм^2 , модуль упругости $E_{f(s)}=55\,000 \text{ Н/мм}^2$).

Изготовленные в соответствии с принятой программой эксперимента опытные образцы-призмы до проведения статических испытаний на стадии расширения напрягающего бетона хранили в воде.

Результаты испытаний опытных образцов-призм. Как было показано ранее, образцы-призмы серии I были изготовлены с различными коэффициентами армирования стеклопластиковыми стержнями. С целью проверки сходимости результатов расчёта связанных относительных деформаций и величин самонапряжения, рассчитанных в соответствии с положениями предложенной аналитической модели с экспериментальными данными, были построены графики, показывающие кинетику развития во времени связанных относительных деформаций и величин самонапряжения опытных образцов-призм серии I в условиях водного хранения, которые представлены на рис. 4 и на рис. 5. На данных графиках также сопоставлены результаты расчёта связанных относительных деформаций и величин самонапряжения в соответствии с положениями предложенной аналитической модели с результатами расчёта перечисленных выше величин в соответствии с методикой, описанной ТКП 45-5.03-158-2009 [4], а также в соответствии с моделью, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]. Сводные результаты анализа на стадии расширения образцов-призм серии I представлены в табл. 2.

Таблица 2 – Сводные результаты анализа на стадии расширения образцов-призм серии I

Посуточный прирост относительной деформации	Экспериментальные данные	Результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели	Результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]	Результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]	Величина самонапряжения, МПа	Экспериментальные данные	Результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели	Результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]	Результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]
Образец-призма, симметрично армированный стеклопластиковым стержнем Ø6 мм									
$(\Delta \varepsilon_{свз1})_{1с\text{ум}}$	0,000242	0,000246	0,000965	–	$(\sigma)_{1с\text{ум}}$	0,038	0,038	0,150	0,136
$(\Delta \varepsilon_{свз2})_{2с\text{ум}}$	0,000207	0,000215	0,000435	–	$(\sigma)_{2с\text{ум}}$	0,070	0,072	0,204	0,186
$(\Delta \varepsilon_{свз3})_{3с\text{ум}}$	0,000382	0,000379	0,000350	–	$(\sigma)_{3с\text{ум}}$	0,129	0,131	0,272	0,210
$(\Delta \varepsilon_{свз4})_{4с\text{ум}}$	0,000305	0,000347	0,000440	–	$(\sigma)_{4с\text{ум}}$	0,177	0,185	0,341	0,257
$(\Delta \varepsilon_{свз5})_{5с\text{ум}}$	0,000140	0,000138	0,000440	–	$(\sigma)_{5с\text{ум}}$	0,199	0,206	0,409	0,314
$(\Delta \varepsilon_{свз6})_{6с\text{ум}}$	0	0	0	–	$(\sigma)_{6с\text{ум}}$	0,199	0,206	0,409	0,314
Образец-призма, симметрично армированный стеклопластиковым стержнем Ø14 мм									
$(\Delta \varepsilon_{свз1})_{1с\text{ум}}$	0,000187	0,000227	0,000334	–	$(\sigma)_{1с\text{ум}}$	0,158	0,192	0,283	0,145
$(\Delta \varepsilon_{свз2})_{2с\text{ум}}$	0,000204	0,000204	0,000152	–	$(\sigma)_{2с\text{ум}}$	0,331	0,365	0,412	0,192
$(\Delta \varepsilon_{свз3})_{3с\text{ум}}$	0,000349	0,000363	0,000121	–	$(\sigma)_{3с\text{ум}}$	0,627	0,673	0,514	0,216
$(\Delta \varepsilon_{свз4})_{4с\text{ум}}$	0,000332	0,000333	0,000152	–	$(\sigma)_{4с\text{ум}}$	0,908	0,955	0,643	0,261
$(\Delta \varepsilon_{свз5})_{5с\text{ум}}$	0,000115	0,000131	0,000152	–	$(\sigma)_{5с\text{ум}}$	1,005	1,065	0,772	0,320
$(\Delta \varepsilon_{свз6})_{6с\text{ум}}$	0	0	0	–	$(\sigma)_{6с\text{ум}}$	1,005	1,065	0,772	0,320

Из результатов сравнения экспериментальных и расчётных данных видно, что их наибольшее совпадение как для образца-призмы симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø6 мм, так и для образца-призмы симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø14 мм, наблюдается в случае расчёта как связанных относительных деформаций, так и величин самонапряжения в соответствии с положениями аналитической модели (максимальная погрешность расчёта составляет 22%, минимальная – 0%), погрешность расчёта величины самонапряжения к моменту стабилизации процесса расширения составила 6%. Что касается расчётных данных, полученных с использованием методики, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4], и модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3], то в этих случаях погрешность расчёта величины самонапряжения к моменту стабилизации процесса расширения составила 106% (для образца-призмы, симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø6 мм) и 68% (для образца-призмы, симметрично армированного стеклопластиковым стержнем Ø14 мм) соответственно.

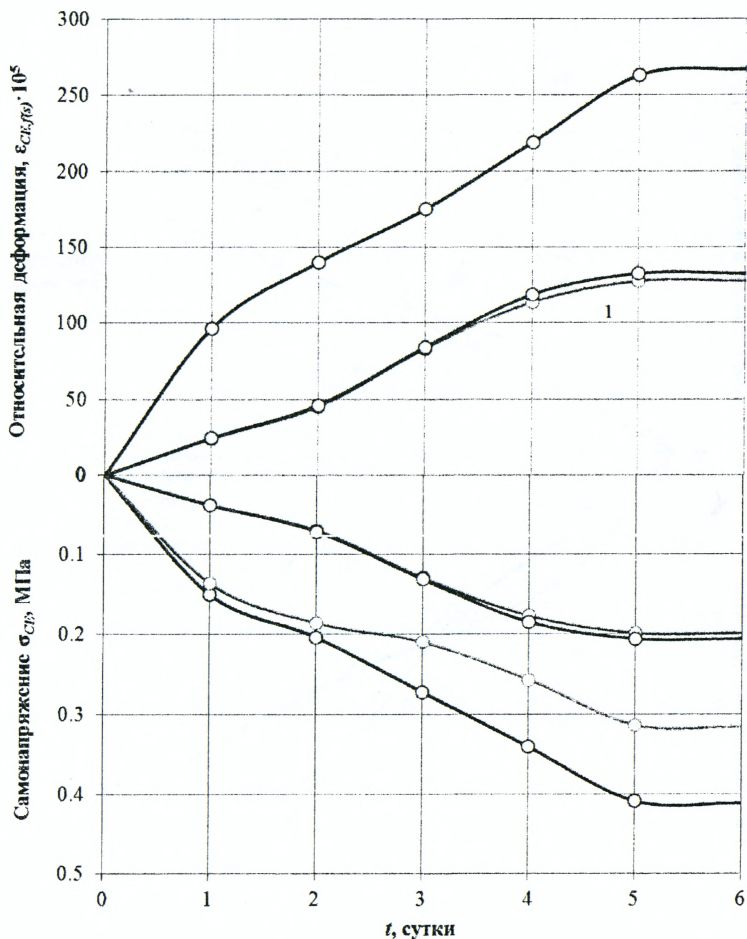


Рисунок 4 – Кинетика развития во времени связанных относительных деформаций (1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 3 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]) и величин самонапряжения (4 – экспериментальные данные; 5 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 6 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]; 7 – результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]) опытного образца-призмы серии I в условиях водного хранения, симметрично армированного стеклопластиковым тержем $\varnothing 6$ мм

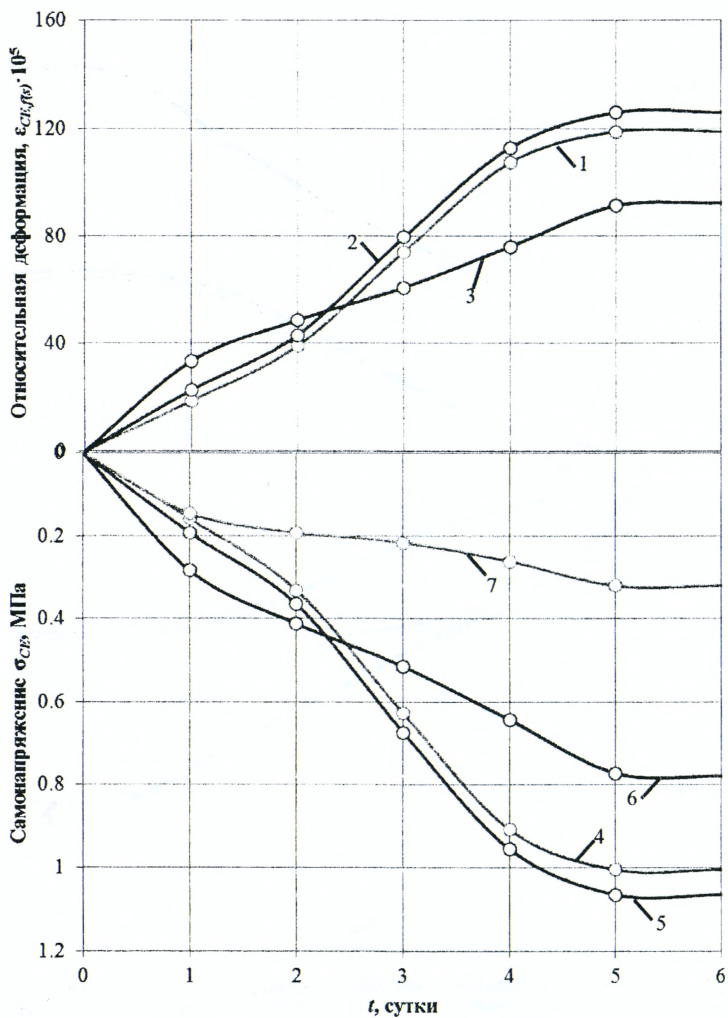


Рисунок 5 – Кинетика развития во времени связанных относительных деформаций (1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 3 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]) и величин самонапряжения (4 – экспериментальные данные; 5 – результаты расчёта в соответствии с положениями аналитической модели; 6 – результаты расчёта по методике, описанной в ТКП 45-5.03-158-2009 [4]; 7 – результаты расчёта по модели, предложенной проф. В.В. Михайловым [3]) опытного образца-призмы серии I в условиях водного хранения, симметрично армированного стеклопластиковым тержисм Ø14 мм

Выводы. Таким образом, для определения величины связанной деформации при расширении напрягающего бетона необходимо иметь:

1. Адекватные аналитические зависимости, описывающие развитие собственных эффективных относительных деформаций свободного расширения во времени для бетонов с различной маркой по самоупрочению, определяемой в стандартных условиях.

2. Аналитические зависимости для определения коэффициентов ползучести напрягающего бетона в раннем возрасте (до 28-ми суток реального возраста), установленном с учётом влияния температурно-влажностного режима окружающей среды (т.е. с учётом влияния условий хранения на стадии твердения и расширения напрягающего бетона).

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона: монография / В.В. Тур. – Брест: изд. БрПИ, 1998. – 246 с.
2. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции: монография / И. Гийон – М.: Стройиздат, 1958. – 498 с.
3. Расширяющийся и напрягающий цементы и самоупрочённые железобетонные конструкции: монография / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 389 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона: ТКП 45-5.03-158-2009 / Министерство архитектуры и строительства РБ. – Мн.: Минстройархитектуры, 2010. – 28 с.
5. Early Age Deformation and Resultant Induced Stress in Expansive High Strength Concrete / I. Hidetoshi [et al.]. – Journal of Advanced Concrete Technology, 2004. – Vol. 2, №2. –155-174 p.
6. Применение базальтопластиковой арматуры при изготовлении самоупрочённых конструкций / В.В. Тур, О.С. Семенюк. – Вестник Брестского государственного технического университета, 2013. – № 1(79): Строительство и архитектура. – С. 99–103 с.
7. Expansive Performance of Self-stressing and Self-compacting Concrete confined with Steel Tube / X. Lei [et al.]. – Journal of Wuhan University of Technology-Mater, 2007. – P. 341–345.
8. JCI: Autogenous Shrinkage of Concrete / E. Tazawa [et al.]. – London, 1999. – 31 p.
9. Design of Concrete Structure. General Rules and Rules for Building: EN 1992-1: 2001 (Eurocode 2) / Brussel: European Committee for Standardization, Introduced October 2001. – 230 p.
10. Бетоны напрягающие. Технические условия: СТБ 2101-2010. – Введ. 28.07.2010. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2010. – 19 с.

УДК 624.011

Фурсов В.В., Бидаков А.Н.

ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРОВ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ НА ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Изучение механических и в первую очередь прочностных характеристик древесины показывает существование значительного разброса их величин. Подобный разброс зависит от конкретных факторов, влияющих на механические свойства, и характерен даже для стали, хотя последняя и рассматривается как однородный и изотропный материал. Очевидно, что при наличии неоднородностей, характерных для древесины, распределение в ней напряжений от приложенной внешней нагрузки будет таким же неравномерным, как и распределение прочностей. Более того, эта неравномерность должна сопровождаться значительным усложнением картины напряжённого состояния при дополнительном наложении местных градиентов напряжений, возникающих при узловых сопряжениях, и наличия концентраторов. Для описания дисперсной среды как таковой, необходимо оценить характеристики в пределах различных ее объё-

мов. Существуют статистическая, энергетическая, технологическая и другие гипотезы о влиянии размеров элементов на их прочность. Наиболее корреспондируется с результатами исследований древесины статистическая теория. Прочностные характеристики для неё с достаточной степенью вероятности подчиняются нормальному закону распределения Гаусса. В случае неравномерного распределения напряжений материала при переходе от одной точки среды к другой, изменение тензора напряжений и всех его составляющих будет следовать не только статистическим колебаниям, но и еще закону внешнего неоднородного поля напряжений. Среднеквадратичная величина отклонения напряжений того или иного вида от среднего их значения характеризует коэффициент вариаций для той или иной конкретной выборки. Связь размеров образца или любого элемента с основными показателями его неоднородности – дисперсией какого-либо признака в данном материале – изучалась целым рядом ученых [1, 2, 7–11]. Проявление так называемого масштабного эффекта связывалось с наличием дефектов в образцах. С.Н. Журков и А.П. Александров [5] считали, что чем опаснее дефект, тем реже он встречается в единице объема. Минимальную прочность крупного образца в их трактовке следовало соотносить с прочностью наиболее слабого из мелких образцов. Вейбулл В. [2] развил эту теорию, положив в основу прочности изделия характеристики наиболее слабого его звена. Вероятность разрушения материала Вейбулл В. выбирал произвольно. Согласно его теории вероятность разрушения

$$S(\sigma) = 1 - e^{-\pi n(\sigma)^n}, \quad (1)$$

где $\pi(\sigma) = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^n$, а σ_0 , n – константы материала.

Тогда зависимость хрупкой прочности в функции от объема испытываемого образца будет иметь вид:

$$\sigma_{хр} = \frac{A}{V^{1/n}}. \quad (2)$$

Здесь A – некая постоянная, зависящая от характера напряженного состояния; $1/n$ – постоянная, учитывающая неоднородность материала.

При рассмотрении различных видов напряженного состояния весьма важным является обоснование аргумента, относительно которого производится оценка влияния масштабности. В качестве аргумента принимались линейные размеры, площадь, объемы, части объемов и т.д. Наиболее часто оценка масштабности производилась для изгибаемых элементов.

Так, Знаменский Е.М. [3, 4], в результате анализа значительного количества образцов, предложил учитывать изменение сечений по формуле:

$$K = 0,73 + \frac{0,54}{h_0}, \quad (3)$$

при этом $h_0 = 2$ см.

Ньюмин и Трейер [8] учли коэффициент высоты:

$$K = 1 - 0,07 \left(\sqrt{\frac{h}{2}} - 1 \right). \quad (4)$$

где $K = 1$ (для стандартных размеров 2x2 дюйма).

Юлинен А. [6] определял коэффициент масштабности относительно стандарта при $h_0 = 2$ см с помощью выражения:

$$K = \frac{1,06(1 + 0,16h)}{1 + \frac{0,2}{h}}. \quad (5)$$

Конечно, варьирование лишь одного линейного размера неправомочно, нельзя игнорировать возможное изменение других размеров.

Американский справочник по древесине [10] рекомендует следующее выражение, базирующееся на гипотезе "слабого звена":

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{h_2 L_2 \left(1 + \frac{m a_2}{L_2}\right)}{h_1 L_1 \left(1 + \frac{m a_1}{L_1}\right)}, \quad (6)$$

где R_1, R_2 – пределы прочности при изгибе; h – высота сечений;
 L – пролет балки; a – расстояние между сосредоточенными силами;
 m – константа.

Исключая формулу 6, являющуюся универсальной, что само по себе представляется условным, все остальные формулы получены для цельной древесины. При оценке масштабного фактора, при сжатии, Быковский В.И. [1] предложил две формулы с аргументами в виде высоты, от которой он сам вскоре отказался, и площади.

На современном уровне наиболее заслуживающим внимание было предложение Соболева Ю.С. [12], полученное для цельной древесины:

$$\sigma_{ср}^c = \frac{51.3}{F^{0.0238}}, \quad (7)$$

где F – площадь поперечного сечения.

Согласно требованиям ЕС-5, для прямоугольных элементов из клееной древесины базовая высота при изгибе или сжатии составляет 600 мм. Для высоты при изгибе или ширине при растяжении клееной древесины менее 600 мм характеристические значения f_{mk} и $f_{t,0,k}$ могут быть увеличены на коэффициент K_h

$$K_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right\}, \quad (8)$$

где h – высота изгибаемых или ширина при растянутых элементах, мм.

Проведенные авторами контрольные испытания по оценке масштабного фактора для цельной древесины, а также обработка отдельных ранее проведенных исследований, позволяють утверждать, что в качестве аргумента для сжатия и растяжения целесообразно принимать площадь, а при изгибе – некий приведенный объем ($v_{пр} = bh^2$).

Данные по статистической обработке результатов исследований цельной древесины на сжатие приведены в табл. 1. По результатам обработки, представленной в полулогарифмической системе координат, получены следующие формулы:

$$\sigma_c = 52,2 - 3,48 \lg F; \quad (9)$$

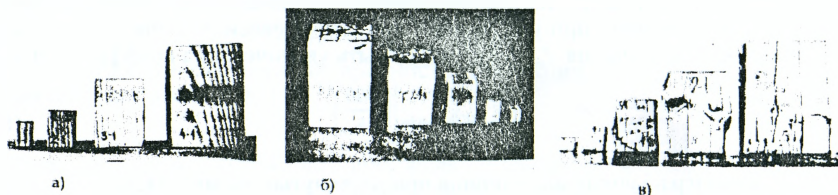
$$m_c = 1 - 0,066 \lg F. \quad (10)$$

Таблица 1 – Результаты испытаний на сжатие образцов из цельной древесины с учетом масштабного фактора

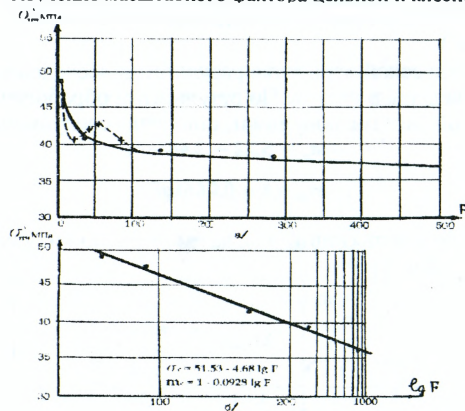
Группы образцов	Сечение вх h x l (мм)	Кол-во n (шт)	\bar{M} МПа	σ МПа	v %	m МПа	P %
1	20x20x30	38	50,7	3,89	7,7	0,632	1,2
2	30x30x45	41	48,4	3,36	6,9	0,531	1,1
3	60x60x90	36	47,2	4,40	9,3	0,730	1,55
4	90x90x134	30	46,8	2,57	5,5	0,469	1,0
5	120x120x180	32	44,1	3,24	6,5	0,671	1,52

Следует отметить, что закономерное уменьшение пределов прочности при увеличении размеров образцов, сопровождается эффектом снижения коэффициентов вариации (гипотеза В.В. Болотина), которые гостированы для малых образцов из чистой древесины (ортотропные объемы). При существующей системе нормирования это неизбежно должно привести к некоторому увеличению значений расчетных сопротивлений.

Проведенные авторами испытания клееной древесины на осевые усилия (сжатие, растяжение, смятие, общим количеством около 700 образцов) установили общие закономерности разрушения, происходящего на границе ранних и поздних клеточных слоев в пределах одной наиболее слабой доски между смежными клеевыми швами. При этом клей диффундирует в смежные доски и фактически является некоей армирующей прослойкой. Оценка масштабного фактора для клееной древесины на сжатие была проведена для образцов различных размеров при учете геометрического, кинетического и температурно-влажностного подобия. Результаты испытаний клееной древесины на сжатие приведены в таблице 2, а также на графиках, выполненных в декартовой и полулогарифмической системе координат, где приведены аналитические выражения, полученные после статистической обработки (рис. 2), а общий вид образцов после испытаний представлен на рис. 1.



а, б – образцы для испытаний на сжатие из цельной и клееной древесины;
в – клееные образцы после испытаний
Рисунок 1 – Изучение масштабного фактора цельной и клееной древесины



а-в) обычных, б-в) полулогарифмических координатах
Рисунок 2 – Влияние масштабного фактора на прочность сжатых клееных элементов

Анализируя графики на рис. 3 следует обратить внимание на снижение предела прочности при испытании образцов, состоящих из одной доски. В образцах из двух досок наблюдается рост пределов прочности, что указывает на армирующее влияние клевого шва. Этот эффект проявляется для сечений, состоящих из трёх досок, а при рассмотрении сечений с большим количеством досок влияние клеевых швов существенно снижается.

Таблица 2 – Учет масштабного фактора при испытаниях на сжатие клееной древесины

Группы	№ серий	Кол во п шт.	Сечения bхh см	l см	F см ²	lg F	W %	R _n ^{сп} МПа	v %	R ^{сп} группы МПа
I	1	20	2x2	3	4	0,6	7,5	48,5	6,4	46,9
II	2	20	2x2	3	4	0,6	10,0	45,3	4,9	
III	3	20	2x2	3	4	0,6	10,0	48,3	6,8	
III	4	10	3x3	4,5	9	0,95	10,0	48,4	9,8	
I	5	36	7x3,1	15	21,7	1,34	7,2	40,8	13	41,6
III	6	10	6x6	9	36	1,55	10,1	42,0	11	
I	7	30	14x4	19,9	56	1,75	7,4	42,6	12,8	
III	8	10	9x9	13,4	81	1,90	10,0	41,8	10,3	
III	10	10	12x12	18,0	144	2,16	11,0	41,8	7,8	40,2
	11	24	14x20,6	30,1 60,1	288,4	2,46	7,3	38,5	8,5	
	12	12	13,9x41,6	60,0	578,2	2,76	7,4	38,2	6,7	36,7
II	13	18	14x55	78	770	2,88	10	35,9	6,0	
	14	3	13x110	180	1430	3,15	10	35,6	-	

Примечание: группы I и II по [9], а группа III – испытания авторов

Для сопоставления приведены некоторые результаты Осиной Т.Ю. и Романова П.Г. [9], обработанные по методике авторов. Непосредственные данные этой работы не могли быть использованы, поскольку указанные авторы принимали в качестве аргумента эффективный объем, предложенный для изгиба Смирновой Т.П. [11], а также не приводили пределы прочности к 12% влажности. Учитывая, что в крупных образцах смятие торцов не является характерным, такой подход для сжатия следует признать весьма приближенным. Кроме того, в этой работе высоты поперечных сечений элементов прямоугольной формы принимались различными – от 2 см до 1,8 м, в связи с чем значение эффективного объема становилось неопределенным. Таким образом, механический перенос хорошо аргументированной для изгиба идеи на другой вид напряженного состояния может привести к погрешностям.

Общие выводы

1. Поскольку поперечные сечения цельной древесины ограничены диаметрами сортиментов, влияние масштабного фактора на неё незначительно.

2. При сжатии клееных сечений количество швов, вызывающих повышение прочности, составляет 3 шва, а при дальнейшем увеличении их количества также проявляется эффект масштабности.

3. При учёте масштабного фактора весьма важным является правильный выбор аргумента, относительно которого он рассматривается. Так, для сжатия, растяжения, скалывания в качестве аргумента следует принимать площади поперечных сечений, а для изгиба некий приведенный объём.

4. Разработаны аналитические зависимости, позволяющие оценить не только прочностные характеристики, но и провести коррекцию коэффициента масштабности.

5. На кафедре МДК ХНУСА за последнее время проведено значительное количество испытаний на различные виды напряженно-деформированного состояния клееных деревянных конструкций. Разработаны предложения по учёту масштабного фактора для скалывания, изгиба, а также упругих характеристик клееной древесины, которые из-за ограниченности объёма будут помещены в последующих публикациях.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Быковский, В.Н. Соппротивление материалов во времени с учетом статических факторов / В.Н. Быковский. – М.: Госстройиздат. 1958. – 268 с.
2. Вейбулл, В.А. Усталостные испытания и анализ их результатов / В.А. Вейбулл. – М.: Машиностроение. 1964. – 275 с.
3. Знаменский, Е.М. Об учете характера и длительности действия нагрузок при нормировании расчетных сопротивлений древесины // В кн.: несущие деревянные конструкции: сб. научных трудов. – М.: ЦНИИСК, 1981. – С. 127–132.
4. Знаменский, Е.М. Совершенствование нормирования расчетных характеристик деревянных конструкций // Тр. ЦНИИСК. – М. – 1989 – С. 36–47.
5. Журков, С.Н. Временная зависимость прочности твердых тел / С.Н. Журков, Б.Н. Нарзуллаев // Журн. техн. физики. – 1953. – Т. 23. – № 10. – С. 1677–1689.
6. Ulinen, A. Über die Bestimmung der Zeitbedingungen elastischen und Festigkeitseigenschaften des Holzes mit Hilfe allgemeinen nichtlinear viscoelastischen tneologischen Modells. // Holz und Werkstoff. H.S. – 1965.
7. Бартенев, Г.М. Об анизотропии и природе масштабного фактора стекла // «Заводская лаборатория». – № 9. – 1960.
8. Волков, С.Д. О кинетике разрушения и масштабном эффекте // Завод. лаб. – № 3. – 1960.
9. Осина, Т.Ю. Влияние масштабного фактора на прочность клееной древесины при сжатии вдоль волокон: сб. научных трудов / Т.Ю. Осина, П.Г. Романов – М.: ЦНИИСК, 1989. – С. 110–117.
10. Справочное руководство по древесине. Лаборатория деревянных конструкций США. – М.: Лесная промышленность, 1979. – 549 с.
11. Смирнова, Г.П. Разработка и совершенствование деревянных конструкций / Г.П. Смирнова, Е.М. Знаменский, 1984 – С. 138–147.
12. Соболев, Ю.С. Древесина как конструкционный материал. – М.: Лесная промышленность», 1979. – 248 с.

УДК 691

Хотько А.А., Садин Эбраим Язуб

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЦЕПЛЕНИЯ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Одним из решений, позволяющих экономить стальную арматуру в железобетонных конструкциях, является использование в качестве армирования композитной (стеклопластиковой и базальтопластиковой) арматуры в предварительно напряженных изгибаемых несущих композитобетонных конструкциях [3, 4, 5]. Однако в связи с рядом особенностей композитной арматуры (низкий модуль упругости, более низкая огнестойкость изделий армированных композитной арматурой, низкая прочность при поперечных нагрузках, сложность изготовления гнутых арматурных изделий) методики расчета и конструирования композитобетонных конструкций будут иметь существенные отличия по сравнению с методиками расчета и конструирования железобетонных конструкций [3, 4].

Ввиду отсутствия нормативных документов, регламентирующих требования к стеклопластиковой арматуре, имеются различия, как в технологии изготовления арматуры, так и в геометрических параметрах образующегося при производстве периодического профиля. Производится арматура с песчаной посыпкой поверхности и без нее. При этом является очевидным тот факт, что, обладая различными параметрами периодического профиля, стеклопластиковая армату-

ра различных производителей будет иметь и различные характеристики сцепления с бетоном. Следует отметить, что согласно исследованиям различных авторов, именно зацепление за бетон выступов профиля и микронеровностей поверхности арматуры (по сравнению с остальными факторами) оказывают решающее влияние на совместную работу арматуры и бетона. Учитывая то, что при армировании бетонных конструкций, эффективное использование стеклопластиковой арматуры возможно только при выполнении предварительного напряжения последней, периодический профиль арматуры, обеспечивающий совместную работу арматурных стержней и бетона приобретает особое значение, оказывая влияние на ширину раскрытия трещин и прогибы элементов.

Одним из возможных вариантов решения задачи контроля ширины раскрытия трещин и прогибов композитобетонных элементов или элементов с комбинированным армированием (стальная и стеклопластиковая арматура) является рассмотрение расчетной модели для блока, выделенного трещинами, а не модели сечения (как это принято в традиционных случаях) с последующим усреднением расчетных параметров модели с учетом совместной работы армирующего элемента и бетона на участках между трещинами. При формулировании положений расчетной модели Туром В.В. предложено рассматривать блок, выделенный соседними трещинами. Статическая задача согласно [1] решается с использованием модифицированных положений деформационной модели. В рамках модифицированной деформационной модели для расчетного блока используется система уравнений: уравнения равновесия продольных сил, уравнения равновесия моментов, уравнения равновесия для отдельного стержня, уравнения для проскальзывания. Кроме того, в систему уравнений входят диаграммы деформирования для материалов " $\sigma_c - \epsilon_c$ ", " $\sigma_s - \epsilon_s$ ", " $\sigma_f - \epsilon_f$ " и диаграммы, связывающие величину касательных напряжений τ с величиной проскальзывания s . При этом диаграмма " $\tau - s$ " играет ключевую роль в оценке напряженно-деформированного состояния расчетного блока [1].

Поэтому, целью данной работы стало экспериментальное определение параметрических точек и вида диаграммы закона сцепления (" $\tau - s$ ") стеклопластиковой арматуры с бетоном в изгибаемом элементе, армированном стеклопластиковой арматурой.

Для достижения поставленной цели предполагается решить следующие задачи:

1. Определить опытные зависимости изменения касательных напряжений сцепления по длине заделки стеклопластиковой арматуры в бетон $\tau(x)$ при различных уровнях нагружения изгибаемого элемента.
2. Определить опытные зависимости изменения взаимного проскальзывания арматуры относительно бетона по длине заделки $s(x)$ при различных уровнях нагружения изгибаемого элемента.
3. На основании полученных опытных зависимостей построить экспериментальную диаграмму " $\tau_f - s_f$ " для стеклопластиковой арматуры.
4. Выполнить аналитическое описание полученной диаграммы " $\tau_f - s_f$ " с определением параметрических точек.

Для решения поставленных задач планируется выполнить экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния изгибаемых композитобетонных элементов, армированных стеклопластиковой арматурой.

Экспериментальные исследования включают в себя испытания следующих опытных образцов:

1. Балок на свободных опорах, армированных продольной ненапрягаемой стеклопластиковой арматурой трех различных производителей (ООО "Центр

инновационных технологий “МАПИД” (г. Минск), арматура производства городов Брест и Гомель.

2. Балок на свободных опорах, армированных продольной ненапрягаемой стеклопластиковой арматурой различных диаметров (6 мм, 8 мм и 10 мм).

3. Балок на свободных опорах с различными длинами заделки в бетон продольной ненапрягаемой стеклопластиковой арматуры. Длину заделки продольной арматуры назначали равной 10Ø, 20Ø и 30Ø.

Длину заделки арматуры в бетон (Iзад), а также форму и размеры поперечного сечения опытных образцов назначали таким образом, чтобы разрушение от внешней нагрузки происходило только по наклонному сечению от действия изгибающего момента вследствие нарушения анкеровки ненапрягаемой арматуры:

$$R^{M_{накл}} < R^{Q_{накл}} \quad \text{и} \quad R^{M_{накл}} < R^{M_{норм}} \quad (1)$$

Поперечное сечение опытных образцов принято прямоугольным с размерами сторон $b \cdot h = 150 \cdot 300$ мм. Длина образцов $L = 1500$ мм. Опытная балка в середине разделена на две части. Эффективная высота бетона (высота сжатой зоны бетона) зафиксирована путем установки стальных уголков в пределах высоты $x_{эф} = 80$ мм с шарниром между ними. В нижней части в пределах зоны чистого изгиба (в пределах 600 мм) бетон отсутствует. Поперечная и сжатая арматура отсутствует. Величина относительного пролета срезта принята постоянной и равной 450 мм. Геометрические характеристики опытных балок представлены на рис. 1. Параметры и маркировка опытных образцов представлены в табл. 1.

В процессе испытаний предполагается контролировать:

1. Характер разрушения опытных образцов и максимальную нагрузку, при котором сцепление стеклопластиковой арматуры с бетоном не нарушено (P_{max}).

2. Перемещения незагруженного (свободного) конца арматурного стержня (y_1) относительно наружных граней бетона на обоих концах образца.

3. Перемещения загруженного конца арматурного стержня (y_0) относительно наружных граней бетона на обоих концах образца.

4. Относительные деформации бетона наружных граней балки по длине заделки арматуры в бетон, $\epsilon_{ст}(x)$.

Таблица 1 – Параметры и маркировка опытных образцов

Маркировка образцов	Производитель СПА	Диаметр арматуры Ø, мм	Длина заделки, Iзад, мм (n*Ø)	Количество образцов
БМ6-10	МАПИД	6	60 (10Ø)	2
БМ6-20			120 (20Ø)	2
БМ6-30			180 (30Ø)	2
БМ8-10		8	80 (10Ø)	2
БМ8-20			160 (20Ø)	2
БМ10-10			100 (10Ø)	2
ББ6-10	Брест	6	60 (10Ø)	2
ББ8-10			80 (10Ø)	2
ББ8-20		8	160 (20Ø)	2
ББ10-10			100 (10Ø)	2
ББ10-20		10	200 (20Ø)	2
ББ10-30			300 (30Ø)	2
БГ6-10	Гомель	6	60 (10Ø)	2
БГ6-20			120 (20Ø)	2
БГ8-10		8	80 (10Ø)	2
БГ10-10			100 (10Ø)	2
БГ10-20		10	200 (20Ø)	2
БГ10-30			300 (30Ø)	2

Итого: 36 образцов

Контроль геометрических параметров профиля арматуры производился при помощи штангельглубиномера до формования образцов. Нагрузка регистрируется по шкале силоизмерителя прессы на каждом этапе до момента разрушения. Смещения арматуры планируется измерять при помощи индикаторов часового типа с ценой деления – 0,001 мм, жестко закрепленных на струбцинах, соединяемых с наружными слоями бетона. Схема испытания опытных образцов с размещением приборов показана на рис. 1.

Взаимное проскальзывание незагруженного конца $s(n)$ арматурного стержня, если пренебречь деформацией поперечных слоев бетона опытных образцов, будет равно перемещениям незагруженного конца арматуры относительно наружных слоев бетона того же сечения, определенным на каждом этапе нагружения с помощью индикаторов ИЧ-1 (ИЧ-3).

$$s(n) = (y1). \quad (2)$$

Взаимное проскальзывание нагруженного конца $s(0)$ арматурного стержня, пренебрегая деформацией поперечных слоев бетона опытных образцов, будет равно разности перемещений незагруженного конца арматуры относительно наружных слоев бетона в сечении на расстоянии 450 мм от торца балки, определяемых на каждом этапе нагружения с помощью индикаторов ИЧ-2 (ИЧ-4) и удлинения арматурного стеклопластикового стержня, полученного на участке 300- $l_{зад}$.

$$s(0) = (y0) - \epsilon_s(0) \times (300 \text{ мм} - l_{зад}). \quad (3)$$

Относительные деформации на нагруженном конце стеклопластикового стержня $\epsilon_s(0)$ определяются по диаграмме деформирования арматуры при известном напряжении в стержне на нагруженном конце $\sigma_s(0) = P \times a / (A_s \times (d - x_{эф}) / 2)$.

Перемещения бетона наружных граней опытных образцов по длине заделки арматуры $u_{ct}(x)$ определяются на основании данных определения относительных деформаций бетона по длине заделки $\epsilon_{ct}(x)$:

$$u_{ct}(x+1) = u_{ct}(x) + \epsilon_{ct}(x+1) \times \Delta x. \quad (4)$$

Перемещения бетона наружных граней опытных образцов в сечении незагруженного конца арматуры определяются по формуле: $u_{ct}(n) = \epsilon_{ct}(n) \times \Delta x$.

Напряжения в арматуре по длине заделки стержня $\sigma_s(x)$ могут быть определены из известных граничных условий (взаимные проскальзывания арматуры относительно бетона и напряжения в арматуре на нагруженном ($s(0)$, $\sigma_s(0)$) и незагруженном ($s(n)$, $\sigma_s(n)=0$) концах стержня), методом последовательных приближений из следующих предпосылок:

- учитывая то, что разница между проскальзыванием арматуры на нагруженном и свободном конце равна удлинению стеклопластикового арматурного стержня, полученному на участке заделки арматуры в бетон, можно определить площадь кривой зависимости нормальных напряжений в арматуре по длине заделки:

$$s_0 - s_n = \int_0^{l_{зад}} \epsilon_x dx = \int_0^{l_{зад}} \frac{1}{E_s} \cdot \sigma_x dx = \frac{1}{E_s} \int_0^{l_{зад}} \sigma_x dx ; \quad (5)$$

$$\int_0^{l_{зад}} \sigma_x dx = E_s \cdot (s_0 - s_n); \quad (6)$$

- учитывая то, что разница между перемещениями арматуры и перемещениями бетона равна величине проскальзывания арматуры относительно бетона (пренебрегая деформацией поперечных сечений бетона), можно установить зависимость величины проскальзывания арматуры от относительных деформаций арматуры по длине заделки:

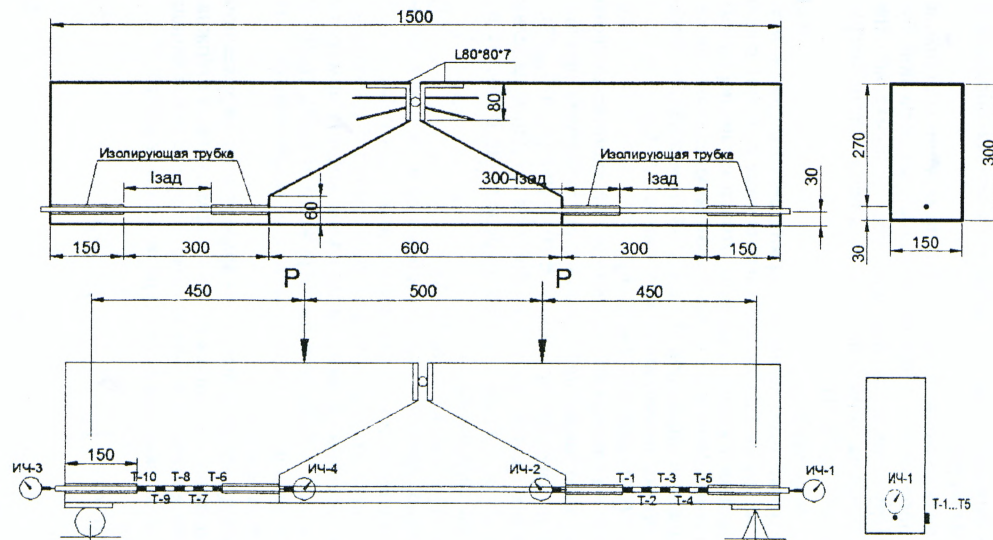


Рисунок 1 – Геометрические характеристики опытных балок и схема размещения приборов

$$s(x) = u_s(x) - u_{ct}(x) \quad (7)$$

или

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x). \quad (8)$$

В конечных разностях выражение примет вид:

$$s_{i+1} = s_i + \Delta x \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s,i+1} + \varepsilon_{s,i}}{2} - \frac{\varepsilon_{ct,i+1} + \varepsilon_{ct,i}}{2} \right). \quad (9)$$

Для решения задачи, зная граничные значения относительных деформаций и взаимного проскальзывания на одном конце (граничных условий на свободном конце $s_1 = \text{опыт}$ и $\varepsilon_s(1) = 0$), задаются такими значениями относительных деформаций арматуры для промежуточных точек, чтобы вычисления по формуле (9) показали опытное значение взаимного проскальзывания арматуры относительно бетона на нагруженном конце ($s_0 = \text{опыт}$) и площадь графика напряжений в арматуре (полученной по диаграмме деформирования " $\sigma - \varepsilon$ ") соответствовала значению, полученному по формуле (6).

Напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном $\tau(x)$ определим из уравнения равновесия для отдельного стержня:

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} - \frac{4}{\varnothing} \tau(x) = 0. \quad (10)$$

Взаимные проскальзывания арматуры относительно бетона по длине заделки $s(x)$ определяются по зависимости (7).

На основании сопоставления для отдельных точек по длине заделки зависимостей напряжений сцепления и взаимных проскальзываний строится диаграмма " $\tau_f - s_f$ " для стеклопластиковой арматуры, после чего выполняется аналитическое описание полученной диаграммы " $\tau_f - s_f$ " с определением параметрических точек.

Таким образом, выполнение данной работы позволит решить задачу контроля ширины раскрытия трещин и прогибов композитобетонных элементов, или элементов с комбинированным армированием.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур, В.В. Соппротивление изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и стальными стержнями / В.В. Тур, В.В. Мальха // Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди. – Збірник наукових праць. – Вип. 24, 2012. – Рівне. – С. 271–281.
2. ModelCode 2010.
3. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н.П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 104 с.
4. Николаев, Е. Применение композитных материалов в строительстве в мире. Потенциал роста в России / Е. Николаев // ООО «Гален» [Электронный ресурс] – 2011.
5. Немсталлическая арматура: опыт разработки и применения немсталлической арматуры в СССР и за рубежом // Технологической группы «ЭКИПАЖ» (Украина, Харьков) [Электронный ресурс] – 2009.

Шалобыта Н.Н., Деркач Е.А.

ИССЛЕДОВАНИЕ МИНИМАЛЬНОГО ПРОЦЕНТА АРМИРОВАНИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКой ИЗ ЦЕМЕНТНО-СТРУЖЕЧНЫХ ПЛИТ

Введение

Современная строительная индустрия предусматривает экономию ресурсов и материалов в процессе строительства. В связи с этим бурными темпами происходит развитие новых эффективных конструктивных решений возводимых зданий, касаются сокращения сроков строительства, в частности достаточно остро затрагивая монолитное строительство. Учитывая тот факт, что большая часть железобетона сосредоточена в перекрытиях, большинство исследований связано со снижением собственного веса перекрытия и сокращения сроков его возведения. Одним из возможных решений является предложенное автором новое конструктивное решение перекрытия [1, 2], имеющего в своей структуре сферические пустотообразователи из дешевого вторичного пластика и элементы несъемной опалубки из ЦСП (цементно-стружечных плит). Новизной данного решения является то, что элементы ЦСП включаются в работу совместно с бетоном, увеличивая жесткостные характеристики перекрытия за счет более высоких прочностных показателей ЦСП при изгибе.

Результаты проведенных испытаний [3] показали, что возникает ряд вопросов, связанных как с учетом работы несъемной опалубки из ЦСП совместно с бетоном конструкции так и с конструктивными требованиями, предъявляемыми при их конструировании. Одной из наиболее важных проблем при конструировании предложенного нового типа перекрытий является назначение ограничений по минимальному проценту армирования, которое позволит обеспечить требования не столько эксплуатационной пригодности комплексной конструкции, сколько требования по ее несущей способности.

В ряде работ минимальное количество растянутой продольной арматуры предлагается назначать исходя из её предельной растяжимости или по ограничению деформаций арматуры величиной, определяемой характером диаграммы деформирования арматуры на растяжение. В СНиП 2.03.01-84 принятый минимальный процент армирования сечения конструкций не зависит от вида бетона и равен 0,05%. Кроме того, в СНиП 2.03.01-84 есть п.4.9, где введены ограничения по исчерпанию несущей способности слабоармированных элементов одновременно с появлением первых нормальных трещин, т.е. принят принцип равнопрочности бетонного и армированного сечений элемента. Во многих зарубежных нормах по расчёту и проектированию железобетонных конструкций, как, например, в ЕКБ-СНП, BS 8110 (Нормы Англии), АСІ 318-83 (нормы США) и др., при назначении минимальной границы армирования также заложен принцип равнопрочности бетонного и армированного сечения. В данных нормах учитываются такие факторы, как вид и диаметр арматуры, класс бетона, класс арматуры, тип поперечного сечения и условия нагружения.

В настоящее время базовая методика для определения минимальной площади сечения рабочей продольной арматуры для большинства норм практически одина. Основное условие, для определения минимальной площади сечения арматуры записывается для элемента, подверженного центральному растяжению, а далее интерпретируется для других видов напряжённого состояния. Уравнения для определения минимальной площади поперечного сечения арматуры для условно центрально растянутого элемента на основании условия равновесия

предельных усилий в бетонном элементе до появления первых трещин и составляется по равенству усилий бетонного сечения и соответствующей для данного сечения минимальной площади поперечного сечения арматуры, т.е.:

$$\sigma_s \cdot A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,eff}, \text{ откуда } A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,eff} / \sigma_s. \quad (1)$$

Данное выражение по сути является, с одной стороны, условием, определяющим предел по образованию трещин в условно центрально растянутом элементе, с другой стороны прочностным условием для работы арматурного стержня на растяжение, то есть минимальная площадь армирования $A_{s,min}$, ограничивающая ширину раскрытия трещин, воспринимает на себя усилия, возникающие в процессе появления трещин в бетоне.

Максимальное значение напряжений σ_s в арматуре является характерной границей пластичности f_{yk} , но при условии ограничения ширины раскрытия трещин

$$W_k \leq W_{lim} = \beta \cdot \epsilon_{sm} \cdot S_{rm}, \quad (2)$$

где s_{rm} – среднее расстояние между трещинами;

ϵ_{sm} – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, следует принимать меньшее значение допустимого напряжения. Нормами установлено максимально возможное значение $\sigma_s = \sigma_{s,lim}$ и интерпретируется как напряжение, принятое в растянутой арматуре сразу после появления трещин, которое зависит от допустимой ширины раскрытия трещин.

С другой стороны, интерпретируя выражение (1) для случая чистого изгиба как общего случая напряжённого состояния (в частности внецентренное растяжение, внецентренное сжатие (случай больших эксцентриситетов)) до и после появления трещин, а также учитывая эффект изменения напряжённо-деформированного состояния и положения равновесия внутренних сил (рисунок 1) с $\frac{2}{3}d$ на $\frac{5}{6}d$ условно принимая $d = h$, для условия (1) получаем следующую зависимость

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s \cdot 5d / 6 = 0,5 \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \cdot 2d / 3, \quad (3) \quad 3,$$

$$\text{откуда после упрощения } A_{s,min} = 0,4 \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s. \quad (4)$$

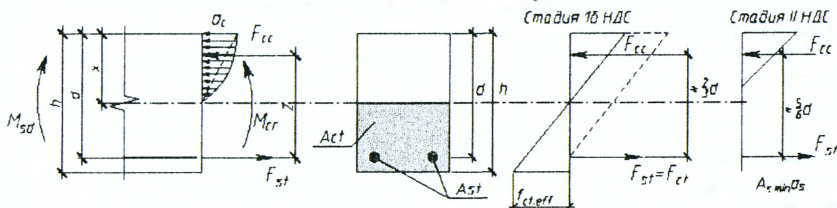


Рисунок 1 – К определению минимального процента армирования при изгибе

Коэффициент k характеризует собой влияние неравномерности распределения напряжений в растянутой зоне бетона, которые ведут к уменьшению сил от вынужденных деформаций. При использовании коэффициента k уменьшаются прочностные характеристики бетона на растяжение и, следовательно, уменьшается вероятность возникновения трещин. Для определения коэффициента k в большинстве норм по проектированию железобетонных конструкций руководствуются только геометрией сечений (таблица 1).

Несмотря на то, что базовая методика по определению минимальной площади армирования в большинстве норм практически одина, всё же существуют и определенные различия в установлении критерия по минимальному проценту армирования (таблица 2).

Таблица 1 – Сравнительная таблица по определению коэффициента k

Нормы проектирования	Геометрические характеристики сечения		k
1	2		3
PN-B-03264: 2002	Деформации, вызванные внутренними факторами	Обычно	0,8
		Для стандартных сечений	$h < 300$ мм $h > 800$ мм
	Деформации, вызванные внешними факторами		1,0
PN-EN 1992-1-1:2004 PN-EN 1992-1-1: 2004+AC:2008	Стенка высотой $h < 300$ мм		1,0
	Полка шириной $b < 300$ мм		
	Стенка высотой $h > 800$ мм		0,65
	Полка шириной $b > 800$ мм		
EN 1992-1-1: 2004	Стенка высотой $h < 300$ мм		1,0
	Полка шириной $b < 300$ мм		
	Стенка высотой $h > 800$ мм		0,65
	Полка шириной $b > 800$ мм		
DIN 1045-1: 2001-07 DIN 1045-1: 2008	Деформации, вызванные внутренними факторами	$h < 300$ мм	0,8
		$h = \min(h, b)$	
		$h > 800$ мм	0,5
	$h = \min(h, b)$		
Деформации, вызванные внешними факторами		1,0	

Таблица 2 – Минимальные проценты армирования, установленные в различных нормах

Нормы проектирования	Значение обозначений	Минимальный процент армирования
		Формульное выражение
1	2	3
DIN 1045-1 и DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2-2004 СНиП 5.03.01–	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$, для $f_{ck} \leq 50$ МПа; $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm} / 10)$ для $f_{ck} > 50$ МПа	$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0,0013 \cdot b \cdot d \end{array} \right.$
ACI 318-08	$f'_c = f_{ck} + 8$ МПа $f_y = f_{yk}$	$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \sqrt{f'_c} \\ f_y \end{array} \right. \cdot b \cdot d$ $\frac{200}{f_y} \cdot b \cdot d$
AS 3600-01	$f_{ct} = 0,6 \sqrt{f'_c}$ $f'_c = f_{ck} + 8$ МПа $f_{yk} = f_{yk}$	$A_{s,min} = 0,22 \left(\frac{D}{d} \right)^2 \frac{f_{ct}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d$
CSA A23.3-04	$f'_c = f_{ck} + 8$ МПа $f_y = f_{yk}$	$A_{s,min} \geq \frac{0,2 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot h$

Продолжение таблицы 2

1	2	3
AS 3600-09	$f_{c,t} = 0,6\sqrt{f_c}$ $f_c = f_{ck} + 8МПа$ $f_{sv} = f_{sk}$	$A_{s,min} = \alpha_k \left(\frac{D}{d}\right)^2 \frac{f_{c,t}}{f_{sv}} bd$, где $\alpha_k = 20$, для прямоугольного сечения Для угольного и таврового сечения с напряжением в стенке: $\alpha_k = 0,20 + \left(\frac{b_f}{b_w} - 1\right) \left(0,4 \frac{D}{D} - 0,18\right) \geq 0,20 \left(\frac{b_f}{b_w}\right)^{1,4}$ Для угольного и таврового сечения с напряжением в полке: $\alpha_k = 0,20 + \left(\frac{b_f}{b_w} - 1\right) \left(0,25 \frac{D}{D} - 0,08\right) \geq 0,20 \left(\frac{b_f}{b_w}\right)^{2,3}$
BS 8110-97	$f_v = f_{sk}$	-
СР-65-99 СР-04	$f_v = f_{sk}$	-
IS 456-2000	$f_c = f_{ck} + 8МПа$ $f_v = f_{sk}$	$A_{s,min} \geq \frac{0,85}{f_y} bd$
NZS 3101-06	$f_c = f_{ck} + 8МПа$ $f_v = f_{sk}$	$A_{s,min} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} b \cdot d$, $A_{c,min} \geq 1,4 \frac{b \cdot d}{f_c}$

Экспериментальные исследования

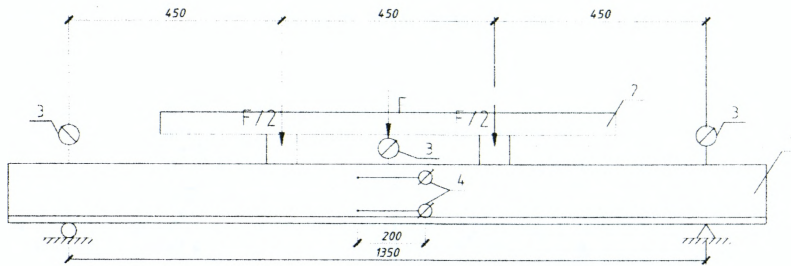
Как показали экспериментальные данные, в изгибаемых железобетонных элементах с несъемной опалубкой из ЦСП особый интерес вызывает их работа на стадии, предшествующей появлению трещин. Установлено, что в зависимости от количества арматуры в сечении элемента может происходить различная картина трещинообразования и разрушения данного элемента. При недостаточном проценте армирования нагрузка будет восприниматься практически только элементом ЦСП, и в тот момент, когда в элементе ЦСП появится первая трещина, происходит мгновенное хрупкое разрушение бетонного элемента. В случае, когда минимальный процент армирования учтен, до момента появления трещины в ЦСП могут образовываться «волосяные трещины» в теле бетона, и после появления трещины в ЦСП, трещины в бетонном элементе могут иметь различную ширину раскрытия, что и связано с процентом армирования данного сечения.

В связи с этим вопросом в испытательном цехе УО «Брестский государственный технический университет» были проведены испытания с целью определения минимального процента армирования для элементов с несъемной опалубкой из ЦСП.

В связи с этим выполнены испытания балочных элементов с техническими характеристиками предоставленными в таблице 3. Балочные опытные образцы имели прямоугольную форму поперечного сечения $b \times h = 120 \times 190$ мм, пролет балок составил 1350 мм. Конструкция экспериментальных балок представлена на рисунке 4.

Таблица 3 – Номенклатура опытных образцов

Серия	№ образца	Принятое армирование	Геометрические характеристики образцов $b \times h$, мм	Класс бетона	Процент армирования $\rho_1 = A_{st}/b_d$ %
			4	5	6
I	БП-I-I	2Ø8 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	0,56
	БП-I-II	2Ø12 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,2
II	Б-II-I	2Ø14 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,35
	Б-II-II	2Ø16 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	1,76
	Б-II-III	2Ø18 S500	120x190	C ¹⁶ _{/20}	2,22



I – опытная балка; 2 – траверса; 3 – прогибомер; 4 – индикаторы часового типа
Рисунок 2 – Схема испытательной установки

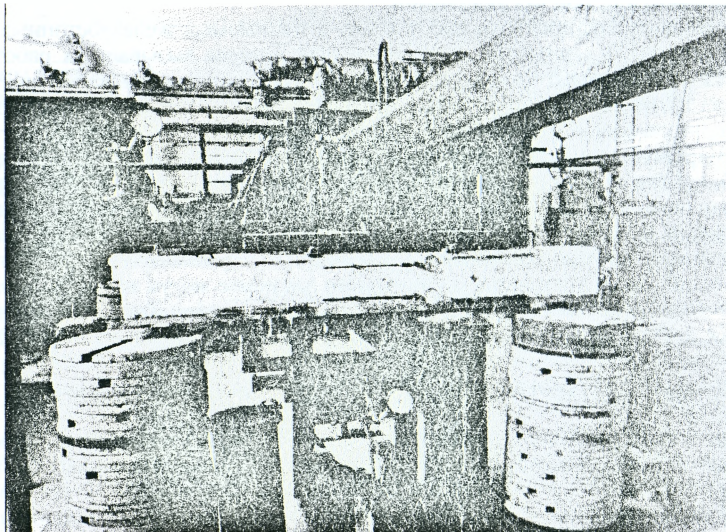


Рисунок 3 – Схема испытательной установки

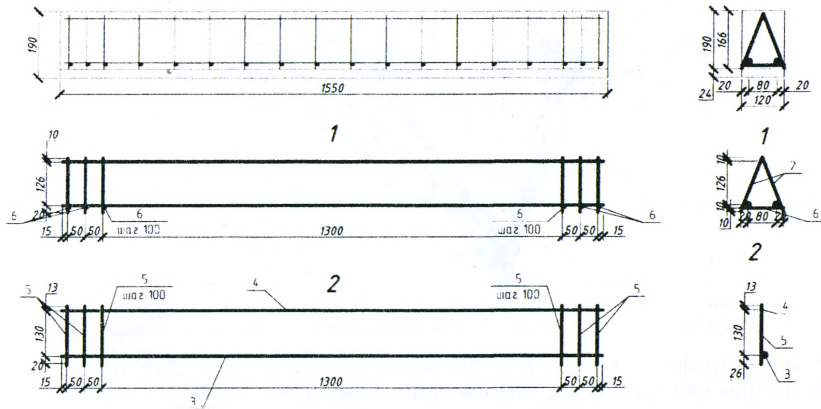


Рисунок 4 – Каркасы для армирования балок

Позиция	Обозначение	Наименование	Количество	Масса, ед.кг
1	2	3	4	5
Детали				
1		Каркас пространственный КР-1	1	12.912
2		Каркас плоский	2	6.456
3	S 500	Ø 20 СТВ 1704 l = 1530	1	4.81
4	S 500	Ø 6 СТВ 1704 l = 1530	1	0.43
5	S 500	Ø 6 СТВ 1704 l = 169	16	0.048
6	S 500	Ø 6 СТВ 1704 l = 100	16	0.028

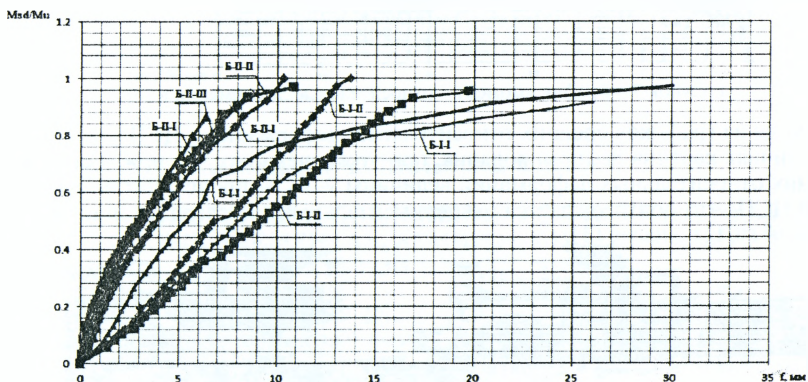


Рисунок 5 – График «момент-прогиб»

Анализ графика средних относительных деформаций в бетоне растянутой зоны и в листе ЦСП, также находящихся в растянутой зоне, показывает влияние процента и вида армирования на напряженно-деформированное состояние балки. Очевидно, что до появления первых трещин в бетоне растянутой зоны, при уровнях нагрузки около $0,25 \cdot M^{VST}_{ст}$, материалы деформировались линейно. Средние относительные деформации, как в бетоне растянутой зоны, так и в ЦСП, имели практически линейный характер распределения.

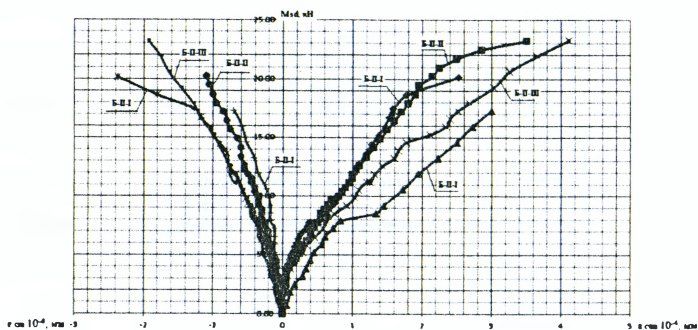


Рисунок 6 – График «момент – относительные деформации в бетоне»

Из анализа графика рисунок 8 установлено, что после появления трещины в бетоне средние относительные деформации в нем на участке между трещинами сдерживались деформативностью ЦСП, что отражается изменением угла наклона диаграммы после приложения усилия свыше 20 кН·м.

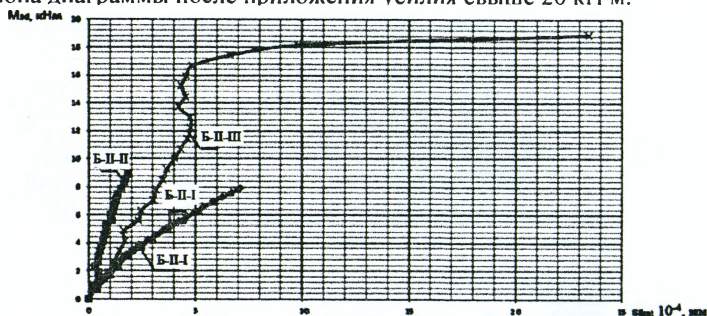
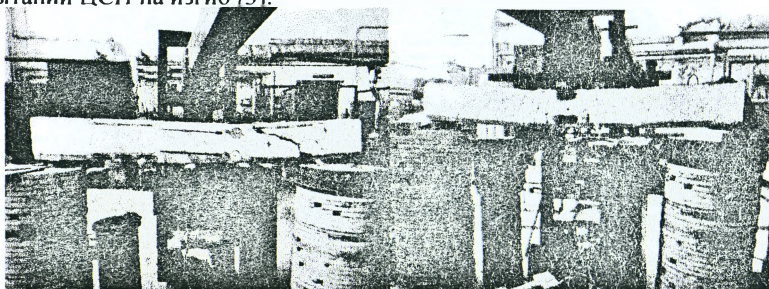


Рисунок 7 – График «момент – относительные деформации в ЦСП»

Исходя из графиков средних относительных деформаций в ЦСП установлена аналогичная картина деформирования, при этом очевидно, что при достижении средних относительных деформаций величины 9–13 % происходит разрушение листа ЦСП, что подтверждается экспериментальными исследованиями при испытании ЦСП на изгиб [3].



а – балка Б-П-I и Б-П-III, б – балка Б-П-I и Б-П-II
Рисунок 8 – Вид балок после разрушения

Заключение. Проведенные экспериментальные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Определение минимального процента армирования имеет важное значение при расчете композитных элементов с применением несъемной опалубки из ЦСП. Элементы с применением несъемной опалубки из ЦСП имеют более высокие прочностные показатели, в частности это касается трещиностойкости железобетонных элементов.

2. Применением стандартной методики норм [4] по определению минимального процента армирования данных композитных железобетонных элементов является некорректной.

3. Применение композитных перекрытий с использованием несъемной опалубки из ЦСП с учетом минимального процента армирования может позволить рационально применять данные перекрытия, экономя материалы и ресурсы.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шалобыта, Н.Н. Плоское многопустотное безбалочное железобетонное перекрытие / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28–29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол. Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 116–125.
2. Шалобыта, Н.Н. Эффективное решение плоского безбалочного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28–29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол. Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 89–90.
3. Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.
4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 503.01-02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.

УДК 624.012.35

Шалобыта Н.Н., Полонский М.Ч., Шалобыта Т.П.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ИЗГИБАЕМЫХ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ, АРМИРОВАННЫХ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ КЛАССА S500

Введение

В соответствии с требованиями норм [1] при проектировании железобетонных конструкций допускается использовать различные расчетные методы, выбор которых в основном определяется не только квалификацией проектировщика, классом ответственности сооружений, видом несущих конструкций, физико-механическими свойствами материалов, сколько затратами на получение готового продукта при заданном индексе надежности. Усилия в статически неопределимых системах могут определяться с использованием линейно-упругого метода расчета до тех пор, пока материал конструкции работает упруго. При расчете по упруго-пластической схеме эпюра изгибающих моментов в по-

добных конструкциях отлична от линейно-упругой. Это объясняется в первую очередь нелинейной работой материала и появлением трещин при увеличении нагрузки, в месте максимального изгибающего момента. Разница между фактическими усилиями, полученными при расчете по упругопластической и линейно-упругой моделям на участке при заданной нагрузке, называется перераспределением моментов. Значение перераспределения момента может отсутствовать, быть частичным или полным. Абсолютное или полное перераспределение имеет место в случае, когда количество пластических шарниров или участков с незначительным моментом больше степени статической неопределимости. В таком случае разрушающая нагрузка в пластическом шарнире будет определяться значением предельного угла пластического поворота [2, 3].

Основная часть

В настоящее время практически во всех нормах по расчету и проектированию железобетонных конструкций [1-3] допускается учитывать перераспределения усилий [4, 5] в стадии предельного равновесия. Известно, что в статически неопределимых железобетонных конструкциях под действием внешней нагрузки в наиболее нагруженных сечениях возникает участок больших местных деформаций, на котором в растянутой арматуре напряжения достигает предела текучести, что в свою очередь приводит к развитию в арматуре значительных пластических деформаций (деформаций текучести). Это обстоятельство приводит к выключению из работы конструкции данных сечений и увеличению напряженности в других сечениях, т.е. по сути, к перераспределению усилий [5]. При этом процесс перераспределения усилий имеет определенные закономерности и ограничения, которые позволяют запроектированным конструкциям удовлетворять установленным расчетами требованиям первой и второй групп предельных состояний [5-7].

Несмотря на выполненные в мировой практике исследования железобетонных элементов и конструкций, в настоящее время вопрос перераспределения усилий остается актуальным. В связи с внесением в новые нормы проектирования железобетонных конструкций [8, 9] стальной арматуры класса S500 [10] очевидным становится необходимость уточнения установленных базовых условий и ограничений, накладываемых на железобетонные конструкции при их проектировании с учетом нелинейной работы. В отличие арматурных сталей с ярко выраженной площадкой текучести (S240, S400), арматурная сталь S50, являясь термомеханически упрочненной, обладает более высокими прочностными, но более низкими деформационными характеристиками, что требует отдельного внимания при проектировании конструкций, рассчитываемых с учетом развития неупругих деформаций.

Для оценки НДС неразрезных балочных элементов, армированных стальной арматурой класса S500, с учетом проявления эффекта перераспределения усилий, были разработаны экспериментальные балочные образцы, в которых варьировались прочностные характеристики бетона при постоянном проценте армирования (таблица 1, рисунок 1).

Таблица 1 – Номенклатура опытных образцов

Опытный образец	Используемая арматура	Размеры сечения $b \times h$ (мм)	Процент армирования $\rho_1 = A_s / b \cdot d, \%$		f_{cm} , МПа
			в пролете	на опоре	
Б-1	Ø 12 S500 Ø 20 S500	120x300	1,5	1,5	17,8
Б-2					26,9
Б-3					35,3
Б-4					24,1

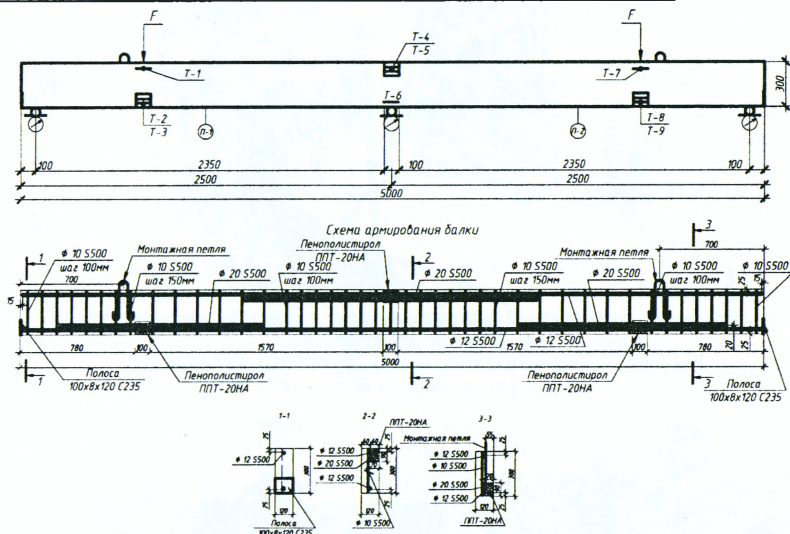
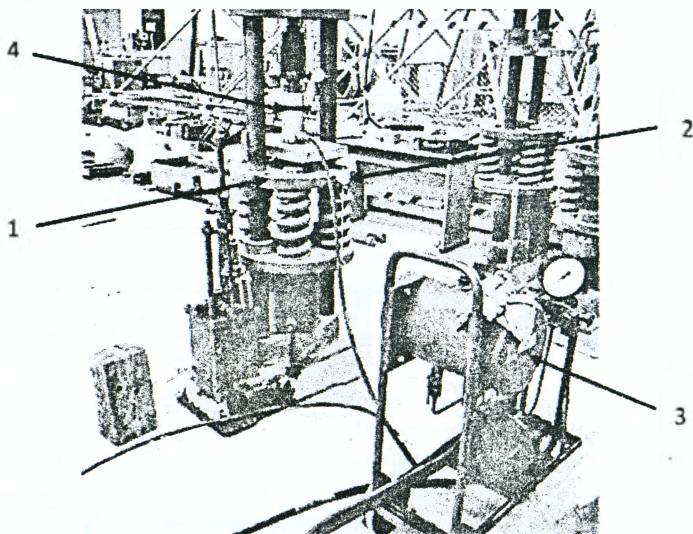


Рисунок 1 – Схемы расположения измерительных приборов и армирования балки

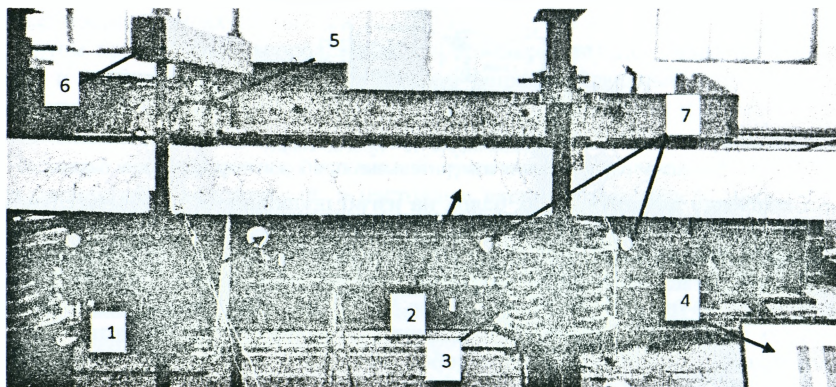
Исследование двухпролетных балок на изгиб проводилось в испытательном центре Брестского государственного технического университета. Было испытано 4 опытных образца – балки. Размеры сечения балок 120x300 (h), общая длина составляет 5 м. Загружение осуществлялось одной сосредоточенной силой в каждом пролете (рисунок 1) ступенями по 5 кН. На балку в заданных местах на песчаную подсыпку устанавливались гидравлические домкраты, которые последовательно соединялись между собой и насосной станцией НСР-400. На размеченных опытных образцах устанавливались измерительные приборы (индикаторы, прогибомеры). Тензорезисторы подключались к измерительному комплексу «ТИССА-В-485/65».

Отличительной особенностью выполненных экспериментальных исследований явилась особая методика по определению действительных усилий, возникающих в процессе образования пластических шарниров в статически неопределимой системе. Для экспериментальных образцов был разработан стенд с силоизмерительными опорами, позволяющими фиксировать значение реакций опор на каждой ступени загрузки конструкции. Данные опоры были выполнены в виде пружинных динамометров (рисунки 2, 3), специально изготовленных и оттарированных под установленную нагрузку для экспериментальных образцов.



1 – пружинный динамометр; 2 – индикатор часового типа; 3 – насосная станция;
4 – домкрат для тарировки

Рисунок 2 – Общий вид и тарировка пружинных динамометров для измерения опорных реакций в балке



1 – прогибомер; 2 – опытный образец; 3 – пружинный динамометр (опора);
4 – измерительный комплекс «ТИССА»; 5 – нагрузочный домкрат; 6 – траверса;
7 – индикаторы часового типа на опорах.

Рисунок 3 – Общий вид испытательного стенда

Анализ диаграмм «момент – относительная высота сжатой зоны бетона» (рисунки 4, 5) показал, что для балок серии Б-1, имеющих более низкие прочностные характеристики бетона на сжатие, зависимость «М - ξ » имеет более пологий вид (значения относительных деформаций находятся в пределах 0,25-0,45), чем для балок серий Б-2 и Б-4 (величина относительных деформаций принимает значение в пределах 0,12-0,26). Для балок серии Б-3, имеющих самые высокие

прочностные характеристики бетона на сжатие, величина относительных деформаций составляет от 0,08-0,215. Это указывает на то, что со снижением прочностных характеристик бетона на сжатие, изменяются его деформационные характеристики и, как следствие, увеличивается величина предельных относительных деформаций, что в конечном итоге влияет и на деформативность растянутой зоны (величину средних деформаций на участке между трещинами).

Аналогичную картину можно наблюдать, анализируя диаграммы зависимостей «момент – средние относительные деформации» в бетоне сжатой зоны (рисунок 6), полученные по результатам обработки показаний тензорезисторов. Рассматривая полученную диаграмму для балок Б-2, можно увидеть, что в первом пролете, отбросив начальные этапы загрузки, сжатая зона бетона работает упруго и носит линейный характер. Во втором же пролете при моменте $M_{cr}=(0.81..1)M_u$, перед самым разрушением эпюра немного искривляется. Значения деформаций стремятся уйти в пластическую зону, но разрушение происходит раньше. Подобно ведут себя под нагрузкой так же балки Б-3 и Б-4.

Оценка диаграмм «момент – средние относительные деформации» в растянутой арматуре (рисунок 7) показала, что в момент разрушения для балок Б-1 и Б-2 деформации в растянутой арматуре ниже значений, соответствующих деформациям физического предела текучести. Также из анализа соответствующих диаграмм для бетона очевидно, что деформации в сжатом бетоне для данных образцов не достигли предельных значений. Таким образом, можно утверждать, что перераспределения усилий в данных образцах не произошло.

В то же время, анализируя диаграммы, полученные для опытных образцов Б-3 и Б-4 (рисунок 7), можно предположить, что при моменте $M_{cr}=(0.65..93)M_u$ относительные деформации в растянутой арматуре переходят в зону пластических деформаций, тем самым давая возможность образования пластического шарнира, что подтверждается и численным расчетом.

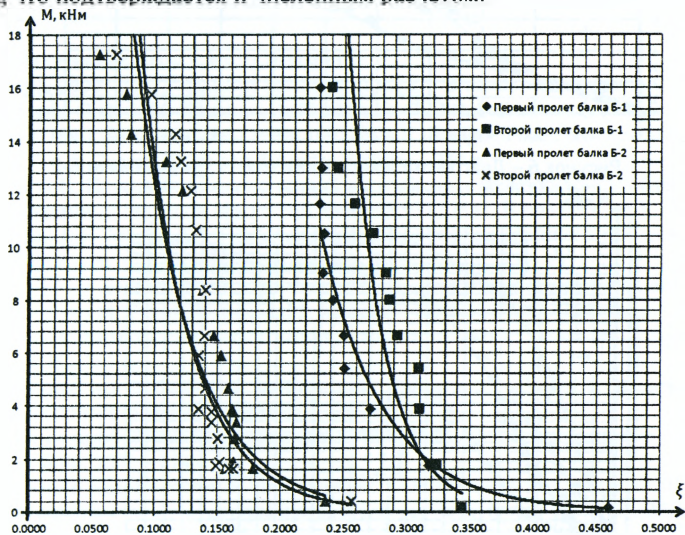


Рисунок 4 – Диаграмма зависимости «М-ξ» для образцов Б-1, Б-2

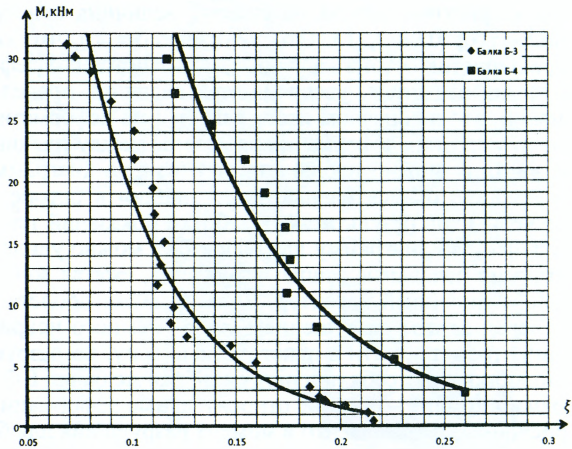


Рисунок 5 – Диаграмма зависимости «М- φ » для образцов Б-3, Б-4

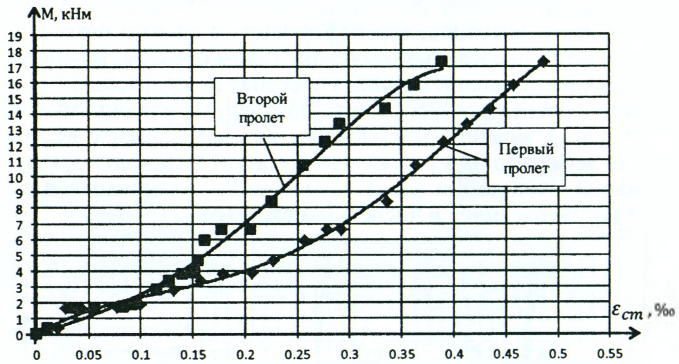


Рисунок 6 – Диаграмма зависимости «М – $\epsilon_{ст}$ » для балки Б-2

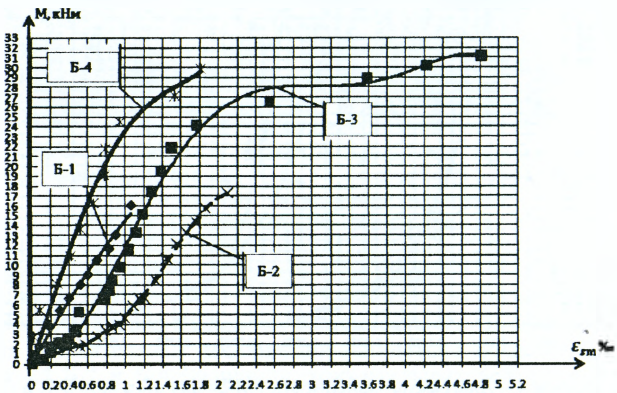


Рисунок 7 – Диаграммы зависимости «М – $\epsilon_{ст}$ » в растянутой арматуре

Заключение

Выполненный анализ проведенных экспериментальных исследований позволил установить функциональные зависимости изменения НДС железобетонных двухпролетных балок, армированных арматурой класса S500. Установлено, что с уменьшением прочностных характеристик бетона на сжатие изменяются его деформационные характеристики

(модуль деформаций) и, как следствие, увеличивается величина предельных относительных деформаций, что в конечном итоге влияет и на деформативность растянутой зоны (величину средних деформаций на участке между трещинами). Таким образом, можно сделать вывод, что мера перераспределения усилий будет большей для бетона низкой прочности, имеющего пониженные модули деформативности и относительно большие предельные относительные деформации.

В результате экспериментальных исследований получить полное перераспределение усилий в сечении запроектированных балок не удалось. Разрушение произошло в приопорных зонах в результате среза бетона и разрушения сварного шва поперечной и продольной арматуры. Данное обстоятельство противоречит выполнению теоретического расчета по определению несущей способности наклонного сечения и может быть объяснено только лишь недопущением при проектировании применения контактной сварки для арматуры класса S500. Кроме того, необходимо также отметить негативное влияние на несущую способность наличия только лишь одного плоского каркаса в сечении изгибаемого элемента, что не позволяет создать достаточные условия для предотвращения поперечных деформаций бетона и обеспечить необходимое сцепление арматуры с бетоном.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Eurocode: EN 1990 : 2001. – Basis of Structural Design. – Brussels – 2011. – 67 p.
2. CEB-FIP Model Code 1990- Chapter 1-3, Final Draft. CEB Bull.d' Inf. – 1991. – No. 203.
3. (Final Draft, April, 2002) Eurocode 2: EN 1992-1:2001. Design of concrete structures. g – Brussels – 2002. – Part 1: General Rules and Rules for Buildin. – 230 p.
4. Шалобьга, Н.Н. Перераспределение усилий в изгибаемых железобетонных балочных элементах, армированных стальной арматурой класса S500 / Н.Н. Шалобьга, М.Ч. Полонский, Т.П. Шалобьга, А.В. Масилевич // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(79): Строительство и архитектура. – С. 131–135.
5. Тихий, М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий / М. Тихий, Й. Ракошник; перевод с чешского Б.М. Сергеенко. – 1976.
6. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций – М.: Стройиздат, 1975 – 191 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций: Еврокод 2. – Часть 2: Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета.
8. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 – с изменениями 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 274 с.
9. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч.1-1: Общие правила и правила для зданий.
10. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций: СТБ 1704-2012. – Мн.: Госстандарт РБ, 2013 – 16 с.

АНАЛИЗ ХАРАКТЕРНЫХ ДЕФЕКТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ, ВОЗНИКАЮЩИХ НА СТАДИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Объем монолитного строительства в Республике Беларусь постоянно возрастает, однако качество исполнения конструкций на многих объектах остается невысоким. Причины этого специалистам хорошо известны и освещались во многих статьях [1, 2]. К ним (кроме низкой технической оснащенности, недостаточной квалификации персонала подрядчиков и т.п.) следует отнести отсутствие на уровне ТНПА четких правил взаимодействия и ответственности всех участников инвестиционного процесса.

Существуют и более частные проблемы, регулярно возникающие практически на всех этапах возведения зданий, включая низкое качество опалубочных и арматурных работ, вопросы организации зимнего бетонирования, геодезического контроля геометрической точности в процессе строительства и т.д. Например, нередки случаи, когда результаты выполнения геодезических съемок возведенных конструкций, выполненные тремя различными организациями, настолько отличаются друг от друга, что это ставит под вопрос их организационную и техническую готовность выполнять данный вид работ.

В данной статье на примере обследования строительных конструкций одного из "проблемных" жилых домов в г. Минске выполнен анализ характерных дефектов, возникающих при строительстве монолитных железобетонных зданий.

Здание 10-этажное с техническим этажом и подвалом запроектировано в 2012 г. Каркас монолитный железобетонный, запроектирован из бетона класса $C^{20}_{/25}$. Шаг колонн переменный в пределах 3,0+3,9 м. Колонны сечением 400×400 мм. Толщина плит перекрытий – 200 мм.

Согласно техническому заданию заказчика выполнено обследование вертикальных несущих конструкций (колонн, стен, диафрагм жесткости) с целью определения фактического защитного слоя бетона и оценки его соответствия проектному решению.

На основании анализа 28 вскрытий колонн был сделан вывод о значительном разбросе величины защитного слоя бетона колонн (от 5 до 130 мм). Отклонения от проектных значений значительно превышают допуски, установленные ТКП 45-5.03-131-2009 [3], в основном на верхних этажах и в колоннах деформационного шва.

Следует отметить, что в журнале авторского надзора при осмотрах установленных арматурных каркасов колонн на разных отметках были выявлены отклонения от проекта с указанием обязательного исправления данного дефекта, что, очевидно, выполнялось не всегда.

Характерные дефекты стен и диафрагм связаны, в основном, с низким качеством бетонирования (раковины, зоны плохо пробетонированного бетона и т.д.). Выявлены также усадочные трещины, связанные с недостаточной величиной защитного слоя бетона.

Согласно проектным данным требуемая величина защитного слоя бетона в колоннах составляет 50 мм до центра тяжести рабочей продольной арматуры и 25 мм в стенах и диафрагмах жесткости.

Разработаны рекомендации по восстановлению требуемого защитного слоя бетона. Так же следует отметить, что по высоте колонн, стен и диафрагм жесткости имеются "отремонтированные" зоны в местах дефектов бетонирования, с восстановлением сечения клеевым и цементно-песочным раствором, которые выполнены некачественно.

При обследовании также были установлены плохо пробетонированные и некачественно отремонтированные участки колонн в сопряжении с плитами перекрытия и плитой покрытия.

Анализ полученных данных позволил заключить следующее:

1. Дефекты узлов сопряжения колонн с плитами перекрытий вызваны нарушением технологии укладки, уплотнения и выдерживания твердеющей бетонной смеси при отрицательных температурах (ТКП 45-5.03-21-2006) [4], а также отступлением от проектного решения при выполнении узла сопряжения. Кроме того, до бетонирования и в процессе бетонирования в опалубке образовывалась наледь. В журнале авторского надзора неоднократно констатировался этот факт, и давались указания по очистке опалубки от снега и наледи.

2. Установленные дефекты данных узлов классифицированы следующим образом:

А. Плохо пробетонированные стыки колонн с плитой с оголением арматуры в верхней и нижней зонах, из-за наличия наледи внизу опалубки.

Б. Некачественно забетонированные стыки в связи с небрежной установкой дополнительной опалубки в верхней зоне колонн.

В. Плохо пробетонированные и некачественно провибрированные углы колонн (сколы) в узлах сопряжения с перекрытием с оголением и без оголения рабочей арматуры колонны.

Г. Заделанные (обмазанные) клеевым составом оголовки колонн в дефектных узлах сопряжения с плитой.

Д. Узлы с наличием наплывов бетона в уровне оголовка колонны из-за небрежно установленной опалубки.

Е. Узлы с трещинами в оголовке колонны в сопряжении с плитой.

В дефектных стыках (позиция А) определяли прочность бетона ударно-импульсивным методом электронным тестером "ОНИКС-2,3". Анализируя результаты определения прочности оголовка колонн, можно сделать вывод о том, что прочность в дефектных стыках ниже проектной и разброс прочности бетона колеблется в пределах 12–22 МПа. В стыках с добетонированием (позиция Б) – прочность бетона применяется в пределах 3–23 МПа.

Согласно проектным данным прочность бетона колонны в зоне стыка с перекрытием должна соответствовать классу бетона $C^{20}/_{25}$. Требуется обязательное выполнение рекомендаций по ремонту тела колонн и восстановлению их несущей способности в дефектных стыках.

Учитывая, что в процессе освидетельствования покрытия авторским надзором были выявлены разнообразные дефекты, было выполнено обследование данного покрытия в части соответствия качества бетонных работ и характеристик бетона проекту и нормативным требованиям.

В процессе обследования оценивали соответствие конструкций данного покрытия проекту и действующим ТНПА, касающихся общих правил возведения монолитных железобетонных конструкций (ТКП 45-5.03-131-2009) [3], а также качества работ (СТБ 1958-2009) [5], соответствия законченных бетонных и железобетонных конструкций установленным требованиям.

Номенклатуру контролируемых показателей качества и допустимые отклонения, средства контроля принимали по указаниям перечисленных норм. Кроме того, в процессе обследования выполняли выборочный контроль схем армирования конструкций в отдельных местах.

По результатам измерений 2-метровой рейкой, общие искривления поверхности плиты находятся в основном в пределах 10–20 мм, что позволило бы отнести качество поверхности к классу В или Г, если бы не наличие дефектов на потолочной поверхности плиты. Имеющиеся дефекты структуры бетона подробнее описаны ниже.

Анализ исполнительных документов и контрольные замеры показали, что требования табл. 11 ТКП 45-5.03-131-2009 [3] к законченным железобетонным конструкциям в части допустимых отклонений от номинальных значений длины и пролета элементов (± 20 мм), поперечных размеров сечений элементов (+10; -3 мм) в основном удовлетворяются.

Схемы и интенсивность армирования плиты перекрытия соответствуют проекту. Отклонения расстояний между отдельными стержнями от проектных значений, по результатам контрольных измерений, как правило, не превышают установленных допусков (табл.2, ТКП 45-5.03-131-2009) [3].

Обнаружены дефекты монолитной конструкции покрытия, которые классифицированы следующим образом:

1. Дефекты поверхностной структуры бетона без оголения арматуры.
2. Высоты на потолочной поверхности плиты.
3. Плохо пробетонированные и некачественно отремонтированные участки колонн в сопряжении с плитой перекрытия.
4. Зоны размороженного бетона потолочной поверхности на глубину 10–20 мм, заделанные впоследствии клеевым составом, который на момент обследования начал отслаиваться).
5. Наличие отклонения от горизонтали (искривления) нижней поверхности плиты в результате "провисания" опалубки в пределах 5–20 мм, что превышает допустимые 10 мм, а также "клавишность" нижней поверхности плиты в местах стыков листов опалубки.
6. Некачественно выполненные отверстия для пропуска коммуникаций и места перекрытия с оголением арматуры.

Очевидно, что при соответствии поставленного на стройку товарного бетона установленным требованиям, что подтверждается высокой прочностью бетона на многих участках (см. ниже), данные дефекты, очевидно, вызваны нарушением технологии укладки, уплотнения и выдерживания твердеющей смеси при отрицательных температурах (ТКП 45-5.03-21-2006) [4].

В частности, очевидно, что при обильных осадках до и в процессе бетонирования, в опалубке и на поверхности арматуры образовалась наледь. При недостаточном уплотнении и электропрогреве это привело к непробетонированию отдельных участков потолочной поверхности плиты и ее сопряжения с колоннами, в первую очередь в зоне рабочей арматуры.

На примере анализа результатов выполненного обследования можно сделать вывод о том, что для восстановления эксплуатационной пригодности дефектных конструкций требуется значительный объем ремонтных работ.

В завершение, в качестве предложений по совершенствованию конструктивных решений зданий из монолитного железобетона считаем, что следует разработать подробные руководства, рекомендации и т.п. по конструированию раз-

личных элементов и узлов монолитных каркасов, учитывающие мировой опыт монолитного домостроения и позволяющие выбирать оптимальные конструктивные решения в конкретной проектной ситуации. В частности, у проектировщиков возникают проблемы с расчетом и конструированием узлов сопряжения окаймляющих элементов по контуру перекрытия, в том числе с крайними колоннами и т.д.

Существует настоятельная необходимость в разработке и практическом внедрении программных комплексов, в полной мере реализующих положения действующих норм проектирования [6], а также в разработке практических рекомендаций в развитие стандарта СТБ EN 13791 по правилам оценки прочности бетона в существующих конструкциях [7].

По видимому, следует вернуться к более широкому использованию индустриального изготовления арматурных изделий на предприятиях стройиндустрии, расширению использования сварки при образовании пространственных каркасов в построечных условиях, хотя бы для замыкания хомутов контактной точечной сваркой и т.п. Думается, что предлагаемые мероприятия позволят повысить качество и надежность конструкций.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Казачек, В.Г. Здания и сооружения: не допустить аварии при строительстве и эксплуатации // Инженер-консультант в строительстве, 2002. – № 19.
2. Казачек, В.Г. Некоторые проблемы проектирования и возведения колонн монолитных железобетонных зданий / В.Г. Казачек, А.Е. Шилов, // Главный инженер в строительстве, 2014. – № 8(20). – С. 10–15.
3. Монолитные бетонные и железобетонные конструкции. Правила возведения: ТКП 45-5.03-131-2009 (02250). – Мн.: МАиС, 2013.
4. Бетонные работы при отрицательных температурах воздуха. Правила производства: ТКП 45-5.03-21-2006. – Мн.: МАиС, 2006.
5. Строительство. Возведение монолитных бетонных и железобетонных конструкций. Номенклатура контролируемых показателей качества. Контроль качества работ: СТБ 1958-2009.
6. Бетонные железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 / МАиС РБ.– Минск: РУП «Минсктиппроект», 2003. – 144 с.
7. Оценка прочности на сжатие бетона в конструкциях и сборных элементах конструкций: СТБ EN 13791-2012.

УДК 624.078.4:001.8

Шумейко К.О., Семко А.В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ БОЛТОВЫХ И ВИНТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ В ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ СРЕЗЕ, ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТА

Постановка проблемы в общем виде

В стальных строительных конструкциях существует два основных типа профилей – горячекатаные и холодноформированные. С активным развитием строительной индустрии Украины все больше получают распространение легкие стальные тонкостенные профили (ЛСТП), следует отметить широкое использование холодноформированных профилей в строительстве для сельского хозяйства, в виде силосов и бункеров для хранения и обработки зерна, индивидуального коттеджного строительства, реконструкции жилых и общественных зданий. Конструкции с ЛСТП привлекают к себе внимание тем, что они быстро монтируются, не требуя сложных и дорогостоящих фундаментов, небольшие затраты на подъемно-транспортные механизмы, умеренные транспортные рас-

ходы, возможна комплексная заводская поставка конструкций. В мировой практике данные конструкции известны с начала XX-го века, а на территории Украины, Белоруссии и России свое стремительное развитие начали 10 лет назад и заняли свой сегмент строительного бизнеса. Учитывая широкую сферу применения данных профилей и элементов, возникает вопрос об их методах соединения. Соединение является важной частью в любых конструкциях, не только с точки зрения их роботы. В несущих и ограждающих конструкциях с помощью различных способов крепления осуществляется соединение профилей между собой. Важным вопросом, который возникает перед конструктором-проектировщиком, является выбор оптимального типа крепежных элементов в соединениях легких тонкостенных конструкций и их расчет. Возникает вопрос нормирования проектирования данных конструкций. Перенимая опыт зарубежных нормативных документов в Украине, как и в Белоруссии, приняты Еврокоды для расчета и проектирования конструкций из ЛСТП.

Целью данной работы является приведение результатов экспериментально-теоретического исследования болтовых и винтовых соединений ЛСТП, используя результаты эксперимента, представить результаты оценки частичного коэффициента безопасности по материалу γ_{M2} .

Изложение основного материала

Цель проведения экспериментальных исследований в рамках данной работы – получение данных о несущей способности, деформативности, особенности работы и отказа соединений элементов ЛСТП на болтах и самосверлящих самонарезающих винтах. В исследованиях использовались образцы со следующими характеристиками: толщины образцов для испытания приняты равными 0,75; 1,0, 1,5, 2,0 мм, как основные толщины, применяемые для формирования элементов из ЛСТП; размеры образцов принимались согласно ECCS TC7 TWG 7.10 [2]; ширина пластин принята равной 50 мм, длиной 300 мм. В качестве исследуемых крепежных элементов были приняты болты M10 класс прочности 5.8 и болты M10 класс прочности 8.8, шайбы диаметром 20 и 30 мм, и самосверлящие самонарезающие винты $d = 5,5$ мм, данные виды крепежных элементов получили наиболее широкое применение в легких стальных тонкостенных конструкциях. Ширина пластин подобрана таким образом, чтобы разрушение проходило по смятию базового материала или по срезу крепежного элемента тем самым избегая разрушения по сечению нетто и отколу хвостовой части листа соединяемых элементов, предпосылки расчета приведены в нормативе [3].

Программа эксперимента включает испытания двух серий образцов, приведенных в таблице 1.

Таблица 1 – Серии образцов

Болтовые соединения	Винтовые соединения
1 серия (B1, B1ш, S1) (B – болты, S – самонарезающих самосверлящих винтов, 1 - серия испытаний, ш - широкие шайбы)	
Одноболтовые соединения элементов различных толщин с использованием шайб $d_{ш} = 20$ мм и $d_{ш} = 30$ мм, без использования шайб. Болты класс прочности 5.8 M10	Одновинтовые соединения элементов различных толщин с использованием: самонарезающих самосверлящих винтов $d = 5,5$ мм
2 серия (B2, S2) (B – болты, S – самонарезающих самосверлящих винтов, 2 - серия испытаний)	
Одноболтовые соединения элементов различных толщин с использованием шайб $d_{ш} = 20$ мм и $d_{ш} = 30$ мм, без использования шайб. Болты класс прочности 8.8 M10	Двухвинтовые соединения элементов различных толщин с использованием: самонарезающих самосверлящих винтов $d = 5,5$ мм (горизонтально и вертикальное расположение винтов в соответствии с приложенной нагрузкой)

Последовательно рассмотрим работу соединения при срезе крепежа и смятии материала. На начальной стадии приложения нагрузки к соединению наблюдается участок упругой работы для винтовых соединений, а для болтовых соединений наблюдается зона выбора зазоров, образована разницей диаметров болта и отверстия, выполненного в базовом материале, после которой идет участок упругой работы соединения. Далее происходит стремительный переход в стадию упруго-пластических деформаций. После этой стадии при разрушении по материалу соединяемых элементов следует площадка текучести, переходящая в стадию самоупрочнения, смятия листа, достижения предела прочности соединения и окончательным отказом соединения. В случае разрушения по крепежным элементам четко выраженной площадки текучести практически не наблюдается, упругая стадия переходит в стадию самоупрочнения с последующим достижением предела прочности крепежа, это происходит в том случае, когда материал соединяемых элементов значительно прочнее, чем материал крепежного элемента, т.е. исчерпания предела прочности крепежа наступает раньше смятия соединяемых элементов. Отказ соединения по смятию сопровождается при этом значительными пластическими деформациями. Отказ по срезу крепежных элементов носит хрупкий характер.

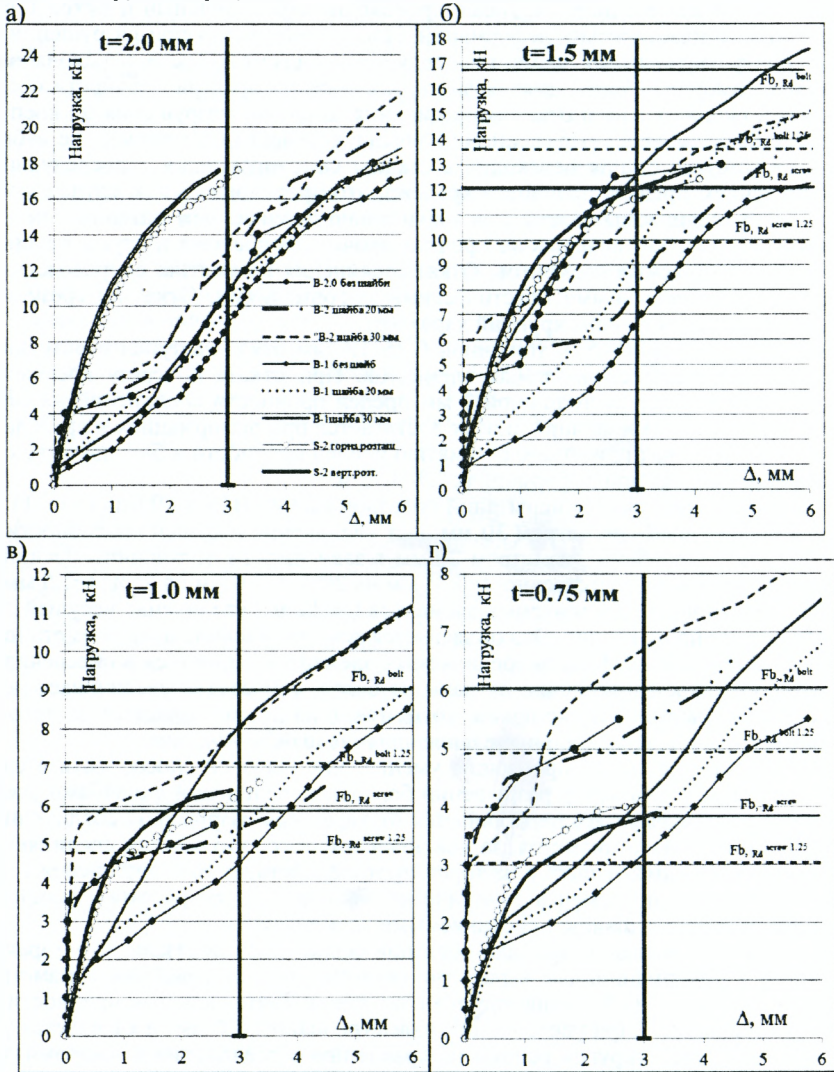
В образцах серии «S1» толщиной 0,75–1,5 мм отказ наступал в результате смятия материала соединяемых элементов. При отказе по срезу крепежных элементов в образцах толщиной 2 мм предел прочности соединений на самосверлящих самонарезающих винтах достигается при деформациях в пределах 2 мм, в то время как при отказе по смятию предел прочности в большинстве случаев наблюдается при деформациях 1,7–3,75 мм.

Сравнивая результаты испытаний образцов серии «B1» и «B1ш» (рис. 1) использование шайб диаметром 30 мм дает увеличение несущей способности по сравнению с шайбами диаметром 20 мм в зависимости от толщины соединяемых элементов соответственно: $t=0,75$ мм на 20%; $t=1,0$ мм на 25%; $t=1,5$ мм на 19%. При толщине соединяемых элементов $t = 2,0$ мм увеличение несущей способности не происходило. Это объясняется тем, что увеличенный диаметр шайбы не дает свободной части соединяемых элементов сминаться и обеспечивает дополнительное закрепление от наклона болта, тем самым увеличивает несущую способность, в то же время, когда толщина листа возрастает до того же порядка, что и шайба, дополнительное влияние шайбы исчезает.

В образцах без шайб произошло уменьшение несущей способности в среднем на 22–25%. Характер разрушений болтовых соединений с шайбами увеличенного диаметра почти не отличается от характера разрушения соединений с шайбами обычного диаметра, за исключением того, что кромки соединяемых элементов обжимают шайбу, которая противодействует наклону крепежа. Наклон крепежного элемента практически незаметен в результате увеличения площади контакта шайбы с соединяемыми элементами.

Результаты исследований для образцов серии «B2» показали, что характер работы и деформационные характеристики соединений с шайбами диаметром 20 мм и соединений без шайб при использовании болтов классом прочности 8.8 почти одинаковы. При увеличенном диаметра шайбы (30 мм) наблюдается увеличение участка упругой работы по сравнению с соединений с шайбами диаметром 20 мм. Однако в образцах толщиной 2,0 мм деформативность соединения почти одинакова для всех трех вариантов соединения. Проводя сравнение деформационного поведения болтовых соединений с болтами класс прочности

5.8 и болтами класса прочности 8.8 с предварительным натягом, можно сказать, что предварительный натяг болтов дает значительное повышение несущей способности и уменьшения деформативности для образцов толщиной 0,75 мм и 1 мм, значительно увеличивается стадия упругой работы соединения, этот эффект нивелируется при увеличении толщины элементов.



а) элементов, толщиной 2,0 мм; б) элементов, толщиной 1,5 мм;
в) элементов, толщиной 1,0 мм; г) элементов, толщиной 0,75 мм
Рисунок 1 – Сравнение результатов испытания соединений 1-й и 2-й серий

Результаты испытания серии «S2» при разных толщинах элементов показали несущую способность почти одинакова. Отличие заключается в деформативности соединений из-за последовательности включения в работу винтов при параллельном расположении винтов по направлению к приложенной нагрузке, деформативность данных образцов ниже при действии одинаковой нагрузки по сравнению с перпендикулярным расположением винтов.

В результате проведенного эксперимента для 1-й и 2-й серий образцов с толщинами 0,75 мм, 1,0 мм и 1,5 мм основной формой отказа является смятие, а для всех серий в образцах 2,0 мм преимущественно происходил срез крепежного элемента.

Руководствуясь рекомендациями по планированию и обработке результатов эксперимента по нормативным документам [2, 3], результаты усредненных показателей эксперимента по сериям испытанных образцов на рисунке 1 сравниваются с теоретически рассчитанной несущей способностью при смятии $F_{b,Rd}$ по EN 1993-1-3:2006 [3], как основная форма отказа в соединениях из ЛСТП. Соответственно на рисунке 1 нанесена теоретическая несущая способность при смятии болтового соединения $F_{b,Rd}^{bolt}$ и $F_{b,Rd}^{screw}$ винтового соединения, в расчете принято значение коэффициента надежности по материалу $\gamma_{M2} = 1,0$, и теоретическое значение при значении коэффициента надежности по материалу $\gamma_{M2} = 1,25 - F_{b,Rd}^{bolt 1,25}$, $F_{b,Rd}^{screw 1,25}$ как рекомендовано в нормативе [3]. Как видно на графиках «нагрузка/деформации» (рис. 1 б, в, г), для болтовых соединений коэффициент надежности 1,25 не обеспечивает необходимый уровень несущей способности при предельной деформации 3 мм, которая допускается для соединений в нормативе [2].

Для оценки необходимого уровня коэффициента безопасности по материалу γ_{M2} проведен расчёт по разработанному алгоритму Frans Bijlaard [1] для EN 1990 [4]. Его методика использует метод предельных состояний, что позволило учитывать специфику работы различных конструкций и фактическую изменчивость нагрузок и механических свойств строительных материалов, а также некоторые другие обстоятельства, характеризующие работу различных конструкций. Внедрение метода предельных состояний позволило достичь выравнивания надежности отдельных элементов конструкции, составляющих одно целое. Метод основан на статистическом изучении нагрузок, механических свойств, условий работы конструкций и материалов.

Частичный коэффициент безопасности рассчитывается по следующей формуле:

$$\gamma_{M2} = \frac{r_k}{r_d}, \quad (1)$$

r_d – расчетное значение сопротивления; r_k – нормативное значение сопротивления; r_m – сопротивление, определенное на основе средних значений массива базисных величин; \bar{X}_m – базисных величин; r_t – теоретическое значение сопротивления, определяется на основе функций $g_n(\bar{X})$ и $g_m(\bar{X})$.

Расчетная модель для теоретической величины сопротивления r_t рассматриваемого элемента конструкции представлена функцией сопротивления:

$$r_t = g_n(\bar{X}) = g_n(\alpha, t, d, f_u) \quad (2)$$

Функция сопротивления должна охватывать все базовые переменные \bar{X} , влияющие на сопротивление соответствующего предельного состояния. Фактические измеренные параметры подставляются в функцию сопротивления для определения теоретических значений $r_{ti} = F_{b,Rb}$, которые затем сравнивают с экспериментальными значениями r_{ei} . Алгоритм расчета коэффициента надежности представлен в приложении D [4].

Для обоснования значения коэффициента надежности работы соединения по материалу на винтах и болтах были использованы результаты собственных исследований проведенных в ПолтНТУ, и результаты зарубежных исследователей [5–7]. Результаты испытаний и статистической обработки полученных результатов свидетельствуют о том, что необходимо повысить значение коэффициента надежности γ_{M2} для соединений на болтах (таблицу 2) до значения 1,35. Также обработка результатов показала, что для винтов достаточно значение коэффициента надежности $\gamma_{M2} = 1,25$ (таблица 3).

Таблица 2 – Расчетные показатели γ_{M2} для болтов

	Диаметр болта, мм	Толщина материалов, мм		f_u Н/мм	γ_{M2}
Шумейко, Семко [8, 9]	10	0.75	0.75	393	1.31
	10	1	1	395	1.36
	10	1.5	1.5	446	1.36
Chong, [5]	11.78	0.94	0.94	406	1.35
Chong, [5]	11.11	1.3	1.3	346	1.34
Zhang, [6]	14.3	0.76	0.76	398	1.38
Ср.знач.					1.35

Таблица 3 – Расчетные показатели γ_{M2} для винтов

	Толщина материалов, мм		f_u Н/мм	γ_{M2}
Шумейко Семко [8, 9]	0.75	0.75	393	1.24
	1	1	395	1.15
	1.5	1.5	446	1.15
Катранов [7]	0.55	0.55	369	1.26
	0.7	0.7	354	1.22
	1.0	1.0	357	1.23
	1.2	1.2	348	1.26
	1.5	1.5	345	1.12
Ср.знач.	1.2			

Выводы

В Еврокоде остаются открытыми пункты для внесения изменений в национальное приложение к EN 1993-1-3 [3], один из них – это нормирование коэффициента надежности по материалу γ_{M2} , следует отметить, что за базовый уровень значение принято 1.25. Результаты испытаний и статистической обработки полученных результатов свидетельствуют о том, что необходимо повысить значение коэффициента надежности γ_{M2} для соединений на болтах при расчете по критической форме отказа, смятие основного металла, как основная для соединений в холодноформированных конструкциях до значения $\gamma_{M2}=1.35$.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Bijlaard F. Eurocode 3: Design of steel structures – Present status and further developments / Frans Bijlaard // Steel Construction. – 2008. – № 1, Issue 1. – P. 16–23.
2. ECCS TC7 TWG 7.10 The testing of connections with mechanical fasteners in steel sheeting and sections, European recommendations for steel construction. ECCS publication no.124. Portugal, 2009. – 66 p.
3. EN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-3, General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, 2006, – 127 p.
4. EN 1990:2002. Basis of Structural Design, 2002, – 117 p.
5. Chong K.P. Light-Gage Steel Bolted Connections without Washers / K.P. Chong, R. B. Matlock, // Journal of the Structural Division, ASCE. – 1974, Vol 101, No. ST7, – P. 623-638.
6. Zhang J. Structural behavior of washerless bolted connections in shear / Thesis, McGill University, Canada 2002, – 290 p.
7. Катранов, И.Г. Несущая способность винтовых и заклепочных соединений стальных тонкостенных конструкций: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Катранов И.Г. – М., 2011. – 202 с.
8. Шумейко, К.О. Экспериментальные исследования работы болтовых соединений у легких стальных тонкостенных конструкциях / К.О. Шумейко, О.В. Семко // Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». – № 17 – Одесса: ОГАСА, ООО «Внешрекламсервис», 2013. – С. 218–223.
9. Шумейко, Е.А. Экспериментальные исследования работы и типов отказов соединений в тонкостенных конструкциях / Е.А. Шумейко, А.В. Семко, Т.Н. Нестеренко, С.П. Лебединский // Строительство: проблемы и перспективы: сборник статей по материалам международной научно-практической конференции 29–30 марта 2013 г. – Махачкала: ДПИHX, 2013. – С. 262–265.

THE INFLUENCE OF FREEZING AND THAWING CYCLES ON THE DEFORMATIONAL CHARACTERISTICS OF RC BEAMS

Concrete resistance to cyclic freezing and thawing is typically controlled on the samples in an unloading state. Very few experimental tests have been only conducted on the concrete samples subjected to combined static load and frost effects. In the paper the authors describe an innovative testing procedure for RC model beams made of RAC under constant bending moment and cyclic freezing and thawing. The aim of such studies was to clarify the effects of interaction of climatic and mechanical load on the deformability and cracking state of RC beams made of recycling aggregate concrete. The beams located in the climatic chamber have achieved over doubled deflection values in comparison with analogical beams loaded in room temperature. The results of current, as well as further planned research will let us develop the guidelines for using recyclable materials in concrete structural elements. Both adopted technical solutions and research procedure, as entirely innovative designs, were enclosed in submission to the patent register.

1. Introduction

In relation to the development of the construction and a lot of the building waste (for example from demolitions or rebuilding existing structures) a need of their recycling appears what is also required by the EU [2]. Applying of recycled aggregate concrete (RAC) is one of solutions to this problem. The previous investigations [1,3,7,9,10] showed differences in the behavior of structural elements made of RAC compared to members totally made of natural aggregate. The beams made of RAC cracked earlier and showed greater deflections at comparable loads, as well as greater shrinkage strain and creep characteristics. Moreover the compressive and tensile strength of RAC, the durability of such concrete is a very important aspect, influenced by freezing/thawing effect [11]. The examination of the RAC carried out up to now was conducted on the unloaded samples. Very few experimental tests have been only conducted on the concrete samples subjected to combined static load and frost effects.

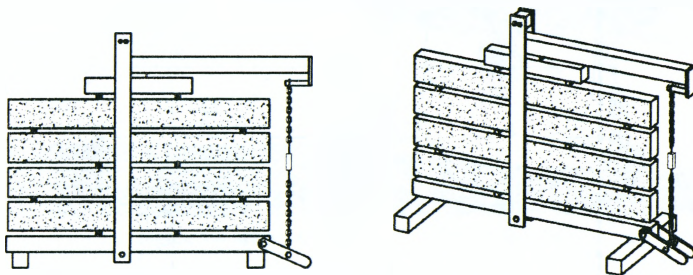


Figure 1 – Method of testing of concrete prisms under freeze-thaw cycles and sustained load [4]

In the fig. 1 are presented methods of testing of concrete prisms which were exposed to freeze/thaw cycles [4]. Essence of this research was determine the influence of combination different kind of loads: climatic, static and physical-chemical effects.

The deep review of current scientific publications on deformability (deflections, strains and crack widths) in RC beams made of recycling aggregate concrete (RAC)

shows that there is the lack of tests results for members under combined sustained static load and on freezing and thawing cycles.

The aim of experiments conducted by the research team of Bialystok University of Technology was to clarify the effects of interaction of climatic and mechanical load on the deformability and cracking state of RC beams made of recycling aggregate concrete [6].

2. Conducted research

The experimental investigation on RC model beams has been conducted with the use of following types of model RC beams:

- SR - RC beams entirely made of recycled aggregate concrete.
- SN - reference RC beams entirely made of natural aggregate concrete.

For the research on the influence of freezing/thawing cycles on the RC beams deflections an innovative stand shown in the Fig. 2 has been designed. The three-point loading scheme was assumed. The tested free standing model beams were turned back during the long term tests so that the tensioned zone was located in the upper part of model beam.

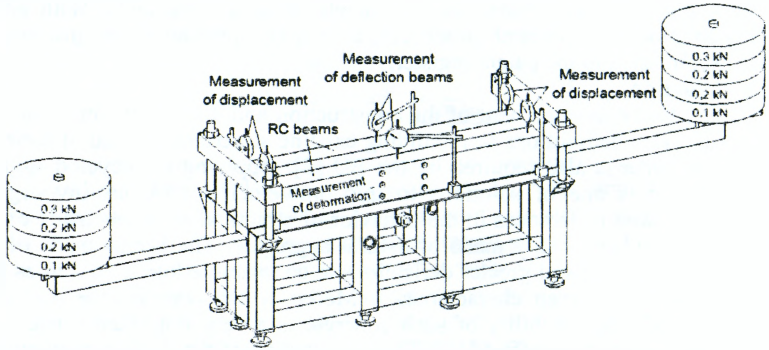


Figure 2 – The scheme of research stand with two tested model beams under static load and freezing and thawing cycles [5]

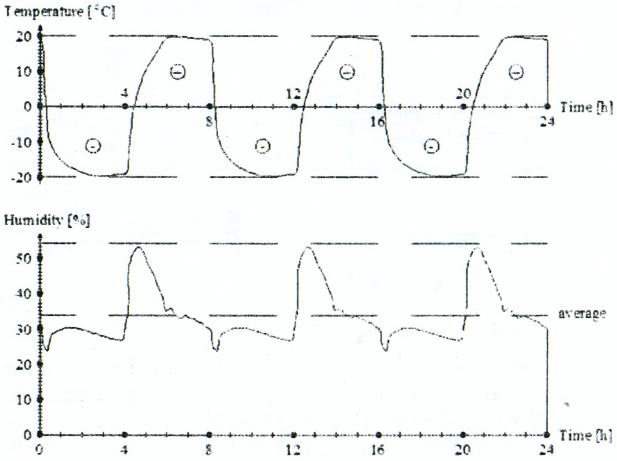


Figure 3 – Cyclic changes in temperature and humidity

The stands were located in the climatic room (with the working place of 2.0 x 3.0 m), allowing the temperature changes from -20 °C to +20°C in a 4-hour period (Fig. 3). Three stands were placed inside the climatic room, while the fourth - the reference one - was located outside the climatic chamber in room temperature. Two model beams were placed on every stand. The tested RC beams were subjected to the concentrated loading force of 3.50 kN passed on by the 7:1 lever ratio extension arms with the load of 0.50 kN placed on their ends (fig. 4).



Figure 4 – The research stands with the model RC beams in the climatic room during the tests

The conducted research has been planned for 200 full cycles of freezing and thawing, with the continuous measurement of beams deflections (in the mid span and on the supports) using waterproof dial indicators. There were also measured concrete strains by the use of Demec extensometer in the mid span of the tested beams (see fig. 5). The program of a continuous research enclosed an initial measurement of concrete compressive strength, flexural strength and value of elasticity module, repeated for every 50 cycles.

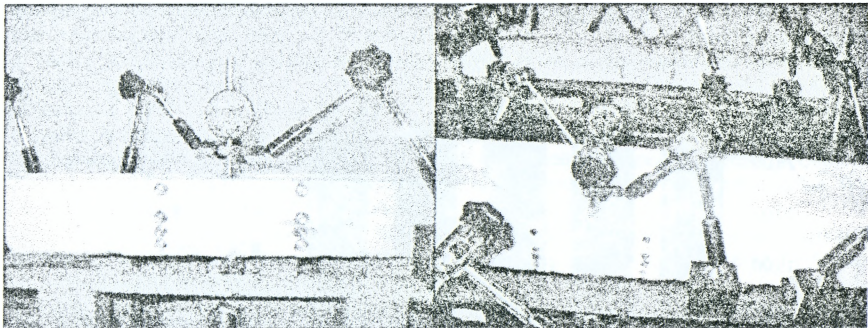


Figure 5 – Measurement of deflections and cracks

3. Chosen test results

In this paper the results of registered twenty-four-hour deflection changes of the RC model beams subjected to the static load equal to 560 kN combined with freezing/thawing cycles (in the case of beams located in the climatic room). The diagrams of beam deflections versus number of freezing/thawing cycles values are presented in Fig. 6 for beams made of RAC (series RW) and reference beams entirely made of natural aggregate concrete (Series SN).

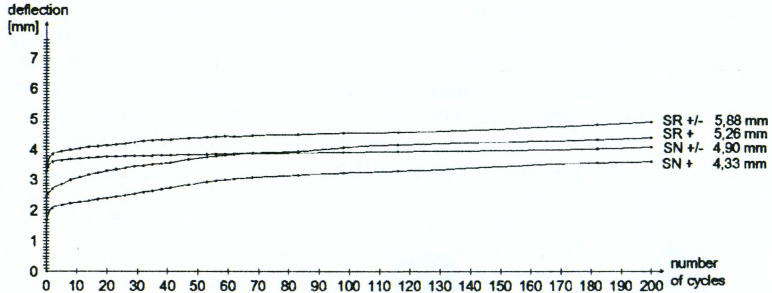


Figure 6 – Diagrams of the beams deflections versus number of cycles for the beam types: SR +/- and SN +/- (tested in climatic room) and reference beams SR + and SN+ (tested outside of climatic chamber in constant room temperature) - load equal 560 kN

Table 1 – Mean compressive strength of concrete [MPa] used in the tested beams after 95 days of curing in different temperature condition

Time of curing - Series of samples	28 days (room temperature)	95 days (constant room temperature)	95 days 200 cycles of freezing/thawing
normal concrete - Series SN	30,68	38,33 ↑ 25%	33,19 ↓ 13%
RAC - Series SR	31,20	43,13 ↑ 38%	35,64 ↓ 17%

After 95-days- curing of concrete samples in freezing/thawing conditions (after 200 cycles), the results of concrete compressive strength are presented in the Table 1.

It can be clearly seen the increase of concrete compressive strength obtained for samples kept 95 days in constant room temperature compared to the age of 28 days, whereas the samples located in the climatic room with freezing/thawing cycles revealed visible decrease in concrete compressive strength in comparison with reference samples.

The results of the elasticity module of concrete tests (repeated every 50 cycles) are given in the Figure 7.

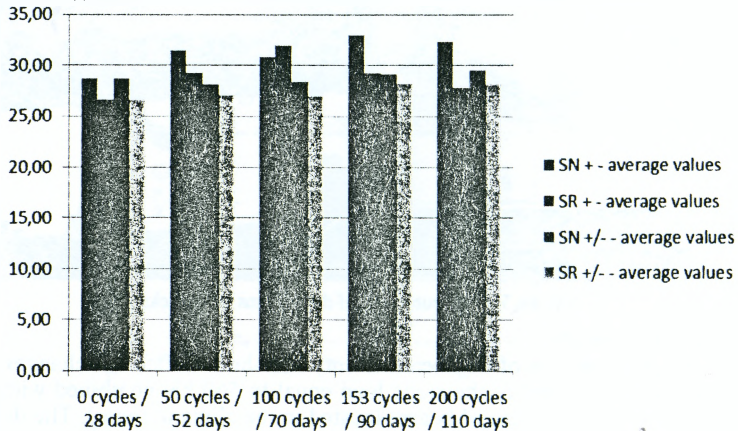


Figure 7 – Changes of module of elasticity of concrete [MPa] depending to number of freezing/thawing cycles

4. Conclusions

Achieved results so far are confirming the significant influence of interaction of static load and freezing/thawing cycles on RC beams deflections. The RC beams made of recycling aggregate concrete located in the climatic room with changing temperature have achieved much greater deflection values compared to analogical reference beams loaded outside climatic chamber in constant room temperature. This effect can be explained on the basis of decrease of beam stiffness due to destruction of concrete.

Current results as well as planned examinations will serve for creating guidelines for the use of recycled aggregate concrete (RAC) in structural elements taking into account the durability criterion depending on effects of RAC resistance against freezing and thawing cycles.

Both accepted technical solutions and procedures of examinations, as completely innovative, enclosed in submission to the patent register.

Acknowledgments

The studies were co-financed by the Rector Project S/WBiIS/2/12

REFERENCES

1. Ajdukiewicz, A. Properties of structural concretes with the recycling aggregates / A. Ajdukiewicz, A. Kliszczewicz // 58th National Scientific Conference. – Rzeszów - Krynica, 2012. – P. 173–180.
2. Council Directive 91/156/EEC (1991), amending Directive 75/442/EEC on waste.
3. Grygo, R. Modeling of RC precast composite beams made of recycled aggregate concrete strengthened by HSC inserts / R. Grygo, A. Lapko, T. Chyży // Central Europe Towards Sustainable Building 2013: Sustainable building and refurbishment for next generations. – Praha, Czech Technical University, 2013. – P. 337–340.
4. Laoubi, K. (2006), Creep and durability of sand-coated glass FRP bars in concrete elements under freeze / Laoubi K., El-Salakawy E., Benmokrane B. thaw cycling and sustained loads. *Cement and Concrete Composites*, 2006. – P. 28:869–878.
5. Lapko, A. Modelling of freezing and thawing effects on the deflections of RC beams made of recycling aggregate concrete / A. Lapko, A. Baj // Modern materials, installations and construction technologies. – Państwowa Szkoła Wyższa im. Papieża Jana Pawła II, Biała Podlaska. – P. 28–35.
6. Lapko, A. Response of recycling aggregate concrete of RC beams under static load and freezing and thawing cycles / A. Lapko, A. Baj, R. Wasilczyk // 9th Central European Congress on Concrete Engineering: CCC 2013: Concrete Structures in Urban Areas. – Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2013. – P. 324–327.
7. Lapko, A. Structural behaviour of RC flexural members made of recycling aggregate concrete: materiały V Międzynarodowej Konferencji „Aktualne problemy Architektury i Strojitelstva” / A. Lapko, R. Grygo. – Sankt Petersburg, 2013. – Vol. 1. – P. 295–301.
8. Mu, R. Interaction between loading, freeze-thaw cycles, and chloride salt attack of concrete with and without steel fibre reinforcement. *Cement and Concrete Research* / R. Mu, C. Miao, X. Luo, W. Sun. – P. 1061–1066.
9. Rahal, K. Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate. *Building and Environment*. – N 42 (1). – 2007. – P. 407–415.
10. Xiao, J. On statistical characteristics of the compressive strength of recycled aggregate concrete. *Structural Concrete* / J. Xiao, J. Li, Ch. Zhang. – N 12. – 2007. – P. 149–153.
11. Yao, Y. Durability of concrete under combined mechanical load and environmental actions: a review / Y. Yao, Z. Wang, L. Wang // *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*. – Vol. 1, Nos. 1–2. – 2012. – P. 2–15.

EXPERIMENTAL STUDIES ON RC BEAMS MADE OF RAC WITH HSC INCLUSIONS IMPROVING THEIR STRUCTURAL BEHAVIOUR

The paper presents the effect of strengthening of precast RC flexural members made of recycled aggregate concrete (RAC) using a inclusions made of High Strength Concrete (HSC). This concept is based on precast concrete inclusions made of HSC located in the most stressed compression zone of the bending elements. The research was carried out on simply supported beams made of normal strength concrete with precast HSC inserts located in the most stressed zone of the innovative beams in comparison to the reference homogeneous RC beams. The experimental studies concerned on deformability flexural capacity under short and long term loading. The results of investigation as well as numerical and theoretical simulations, which have been performed for the tested beams, reveal some positive effects, such as more that 20% higher flexural capacity and stiffness of the beams with HSC inclusions compared to the reference homogeneous beams. The results allow to conclude that in the future, some part of precast concrete production can be used in the building process.

1. Introduction

For several years developed countries put more emphasis on energy conservation, renewable energy sources and waste recycling. The construction and use of buildings in the EU account for about half of all our extracted materials and energy consumption and about a third of our water consumption [1], [2], [3]. The sector also generates about one third of all waste⁴ and is associated with environmental pressures that arise at different stages of a building's life-cycle including the manufacturing of construction products, building construction, use, renovation and the management of building waste.

A combination of policies would help create a full recycling economy, such as product design integrating a life-cycle approach, better cooperation along all market actors along the value chain, better collection processes, appropriate regulatory framework, incentives for waste prevention and recycling, as well as public investments in modern facilities for waste treatment and high quality recycling. Better construction and use of buildings in the EU would influence 42% of our final energy consumption, about 35% of our greenhouse gas emissions and more than 50% of all extracted materials; it could also help us save up to 30% water [2].

Life-time costs of buildings should increasingly be considered rather than just the initial costs, including construction and demolition waste. Better infrastructure planning is a prerequisite in achieving resource efficiency of buildings and also mobility. Poland, along with its accession to the European Union, has been obliged to comply with the environmental protection requirements. European Union Directives predict a systematic increase of 8-10% of annual amount of processed waste. By 2020, waste is managed as a resource. Waste generated per capita is in absolute decline. Recycling and re-use of waste are economically attractive options for public and private sectors due to widespread separate collection and the development of functional markets for secondary raw materials. More materials, including materials having a significant impact on the environment and critical raw materials, are recycled.

Consumption of resources and related environmental impacts throughout a building's lifecycle can be reduced by [1]:

- Promoting better design that weighs resource use against the needs and functionality of the building and considers scenarios for deconstruction;

- Better project planning which ensures a greater use of resource and energy efficient products;
- Promoting more resource efficient manufacturing of construction products by, for example, using recycled materials, reusing existing materials and using waste as a fuel;
- Promoting more resource efficient construction and renovation by, for example, reducing construction waste and recycling/re-using materials and products so that less is sent to landfill.

The recycling or reuse of materials or even whole products is increasingly important as a means to improve the efficient use of materials and to avoid negative impacts associated with virgin material. However, the overall balance depends to a large extent on the existence of an efficient recycling system at local, regional or national level which presents an attractive and cost-efficient alternative to landfill. The attractiveness of recycling alternatives is governed by the length of transport distances to recycling sites, achieving the necessary level of purity of the recycled materials and recycling and production processes. Within the framework, special attention will be given to increasing the use of recycled materials and the reduction of construction and demolition waste (CDW). CDW makes up a third of total waste generated in the EU. A large majority of CDW is recyclable but with the exception of a few Member States recycling up to 90%, the average recovery for EU is just below 50%.

Concrete is the most used material in buildings and its recycling reduces natural resource depletion and landfilling of waste. Concrete can often be recycled at demolition or construction sites close to urban areas where it will be reused thereby reducing transport demand with savings in cost and related emissions. The research concerning concrete made with the use of secondary aggregates has been conducted for years in many countries. In 1977, Japan developed the first world's standard for concrete made of recycled aggregates. In 1985, the first international conference on problems with production of this concrete was organized in Rotterdam. The problems with the use of secondary aggregates were noticed in the available literature and scientific studies [5, 6, 7, 8, 9].

It should however be noted that the use of recycled aggregate concrete carries some dangers. One of these problems is the high porosity of such aggregate which is the result of the presence of old cement mortar in its composition. This old cement mortar, which surrounds natural aggregate, can cause its increased absorption and shrinkage of concrete. Another problem is the use of concrete demolition with different properties. Those aggregates are obtained from demolition materials with various primary strength ranging from 5 to 40MPa. The reduction of compressive strength of the concrete from recycling as compared to the concrete from natural aggregate was estimated at the average of $8 \div 30\%$, the reduction in tensile strength - $10 \div 20\%$, and the modulus of elasticity - $10 \div 40\%$. The increased shrinkage of concrete in the range of $50 \div 55\%$ is also visible [10, 11]. In order to eliminate the risks that carries the use of RAC is proposed to use the local inclusion made of high strength concrete (HSC).

2. A concept of local use of HSC for the needs of strengthening of RC precast concrete members made of RAC

The concept is based on the use a precast concrete strengthening inserts made of High Performance Concrete (HPC) and located in the most stressed compression zone of the member made of recycling aggregate concrete (RAC). The fig.1 presents the concept of constructing a load-bearing RC beams and plates formed by the connection of normal strength concrete, e.g. RAC, (in the tension zone) with a layer made of High Strength Concrete (HSC) and located in the most stressed fragment of

compression or/and shear zone. Preliminary tests showed that such concept has much more favorable characteristics compared to traditional solutions entirely made of normal strength recycling aggregate concrete.

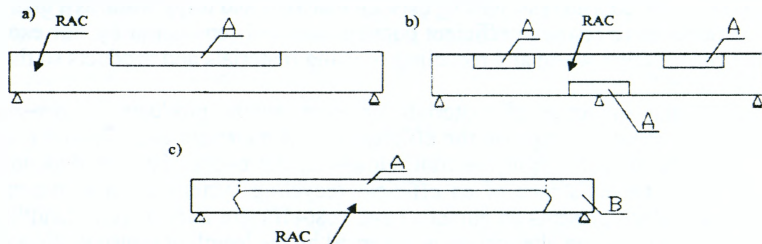


Figure 1 – The concept of strengthening of RC beams using insert made of HPC and located in compressed zone (A) or shear zone (B)

The concept of an innovative RC beam structure made of recycling aggregate concrete is based on an application of thin layered precast concrete strengthening inserts made of high strength concrete with $f_{ck} \approx 100$ MPa on the basis of good quality natural aggregate. During the construction the precast HSC insert is located in the central part of compressive zone of a structural member (like simply supported beam or slab) and it is jointed with an arrangement of steel reinforcement (top flexural bars and vertical stirrups). Then the complex system is located in the form and casted with recycling aggregate concrete (RAC). After hardening process of concrete the HSC strengthening insert is durable connected with surrounding recycled aggregate concrete and assured against slip at the connected horizontal surfaces. The constructional scheme of innovated flexural structure is shown in fig. 2.

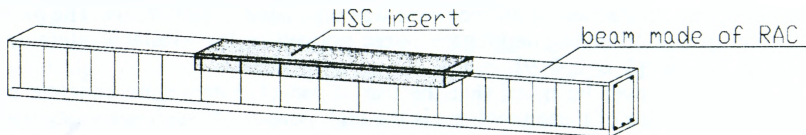


Figure 2 – Technological scheme of an innovative RC beam with the insert made of HSC

3. Experimental investigation of RC beams with HSC inclusions

Research Group at the Department of Building Structures Technical University in Bialystok ran in the years 2010–2013 in the frame of Grant with the financial support provided for the National Centre of Research and Development (NCBR) research on the behavior of a hybrid reinforced concrete beams that were shaped with RAC concrete (base layer) composed with a layer of HPC in the compression zone [12,13,14]. These studies have shown that so shaped composite structures made from two different concretes have a flexural capacity (bending load) and serviceability characteristics (deflection, crack) much more favorable compared to the homogeneous structure, entirely made of ordinary concrete (NORM).

Four series of full scale beams were prepared taking into account the results of the above dimensional analysis. Flexural steel bars arrangement (reinforcement ratios) were differed depending of the series of the beam. Stirrups spacing (\varnothing 6 mm) was constant at the shear span of the beams and equal to 120 mm. The cross-section dimensions of full scale beams were equal to 120×200 mm. The HSC inserts with the thickness 50 mm and 1400 mm in length were located in the centre of compression zone of innovative beams (see fig.3).

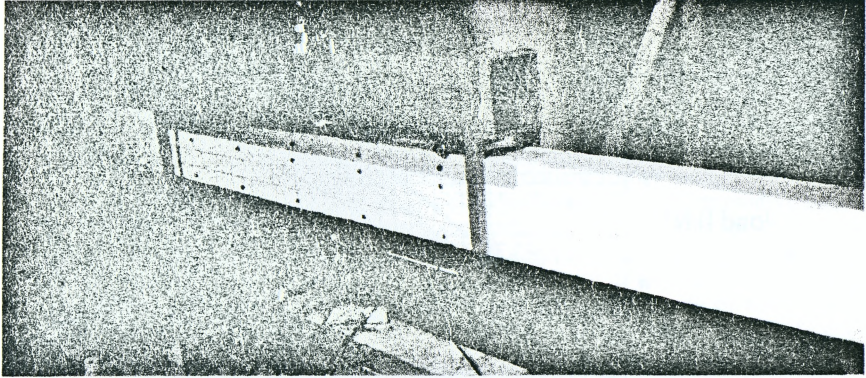


Figure 3 – View of full-scale beam with HSC insert before testing

In each series the following types of beams were prepared:

- Prototype beams Series S-RH (made of recycled aggregate concrete with the HSC insert).
- Reference beams Series S-N (natural aggregate concrete)
- Reference beams Series S-R (with coarse recycled aggregate concrete)
- Reference beams Series S-H (fully made of HSC).

The main data for concrete and reinforcement of tested full-scale beams are presented in Table 1. The load was subjected by two concentrated forces applied in the one-third of beam span's length. Reinforced concrete model beams were subjected to short time bending tests on the test stands. The specimens were gradually loaded every 2kN till to failure. During the process of loading the cracks were examined and deflections in the mid span of beam were measured. Also values of the cracking moment and the layout and width of crack openings were recorded. The diagrams of deflections recorded for reinforced concrete beams are shown in Fig. 5, 6.

Table 1 – The specifications and main characteristics of tested full-scale beams

Series specification		The mean strength of concrete f_{cm} [MPa]	Flexural reinforcement	Reinforcement ratio [%]
Series 1	S1-N	34.8	2Ø10+1Ø8	1.00
	S1-R	32.5		
Series 2	S2-N	36.1	2Ø14+1Ø12	2.00
	S2-R	36.7		
	S2-RH	34.7/112.0		
	S2-H	111.6		
Series 3	S3-N	30.3	3Ø16	2.90
	S3-R	33.8		
	S3-RH	33.4/112.0		
	S3-H	111.6		
Series 4	S4-RH	34.7	2Ø20+1Ø16	3.97
	S4-H	111.6		

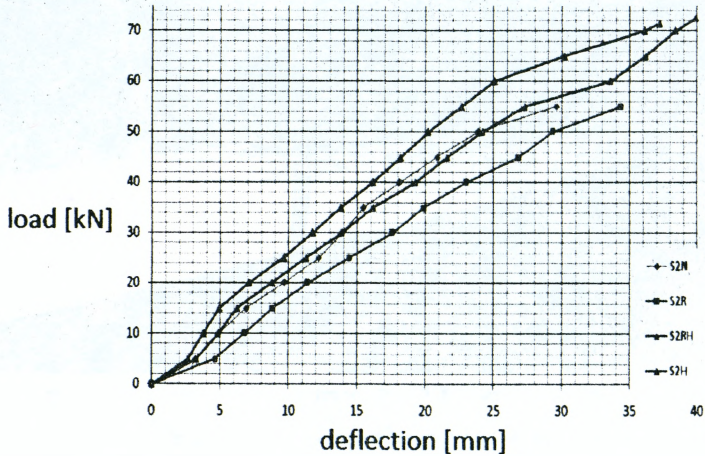


Figure 5 – Diagrams of mean deflection values versus loading forces for full-scale beams of Series S2

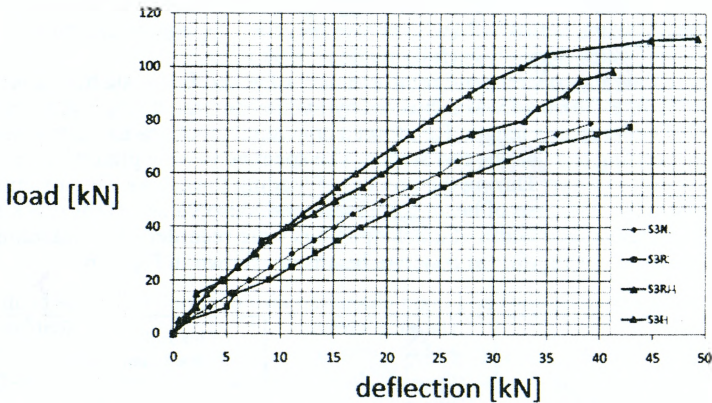


Figure 6 – Diagrams of mean deflection values versus loading forces for full-scale beams of Series S3

The experimental tests conducted on full-scale innovative beams clearly showed that application of HSC inserts significantly increase flexural stiffness of such beams. For example, the average beam deflections of Series S2-RH (with reinforcement ratio 2.0%) at the load of 55 kN were lesser by about 20%, compared to the homogenous reference beams made of recycled aggregate concrete type of S2-R. The innovative beams Series S3-RH (reinforcement ratio 2.9%), at a load of 75 kN show mean deflections lesser by about 40%, compared to the reference beams totally made of RAC. Comparing results of deflections of reference full-scale beams, the recycled aggregate concrete beams Series S2-R showed mean deflection (at loading force 55 kN) about 15% larger compared to the beam S2-N made of natural aggregate concrete. The beam of Series S3-R (reinforcement ratio 2.9%) at a force of 75 kN showed nearly 11% greater deflection than S3-N beams.

The quantitative comparison of concrete compressive strain values registered for the tested beams of Series S3 are presented graphic on the Fig.7.

The results of measured compressive concrete strains presented in Fig.7 clearly show the effectiveness of the use of strengthening insert made of HSC, reducing deflections and compressive strains and increasing overall innovative beam stiffness, compared to reference beams type R and N. The short time tests were conducted till the failure. In the Table 2 the mean values of the critical forces for tested beams of Series S2 and S3 are presented. The results clearly showed that the innovative beams S-RH with HSC inserts failed in flexure at significantly higher critical load, compared to a reference beams S-N (made of natural aggregate concrete) and S-R (made of RAC). For example, the beams S3-RH revealed increase of flexural capacity about 35% higher compared to the reference beams type S3-R fully made of RAC. Mean values of critical loads were almost equal or even little greater than for the reference beams from Series S-H totally made of HSC.

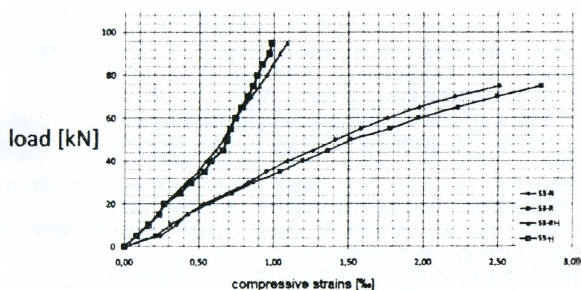


Figure 7 – Comparison of concrete compressive strains [%] registered for tested full-scale beams of Series S3

Table 2 – Average values of critical forces for the full-scale beams of Series of S-2 and S-3

Beam Series	Average values of critical load N_R [kN]			
	Type N	Type R	Type RH	Type H
Series S-2	57.2	55.1	63.2	70.1
Series S-3	82.25	77.7	104.6	98.4

4. Conclusions

The experimental and numerical FEM analyses conducted on reinforced concrete composite beams made of recycled aggregate concrete with an insert made of HSC revealed various positive effects of strengthening compared to homogenous beams totally made of recycled aggregate concrete.

In analyzed cases the flexural capacities for innovative beams with HSC inserts compared to the homogenous reference beams was larger from 20% to 36%. This effect was greater for the beams with larger flexural reinforcement ratio.

Bending tests also conformed significantly reduced compressive strains compared with the strains and deflections measured in control beams made of recycled aggregate concrete. This positive static effects can be explained as the effect of redistribution of stresses and strains in hybrid beam.

The analyses showed also the possibility of applications of such concept of strengthening the structural concrete members in rehabilitation and reconstruction works.

REFERENCES

1. Communication from the commission to the European parliament, the council, the European economic and social committee and the committee of the regions: roadmap to a Resource Efficient Europe: COM (2011)571.
2. Communication from the commission to the European parliament, the council, the European economic and social committee and the committee of the regions: on resource efficiency opportunities in the building sector: COM (2014) 445.
3. Communication from the commission to the European parliament, the council, the European economic and social committee and the committee of the regions: addressing the challenge of water scarcity and droughts in the European Union: COM (2007) 414.
4. Communication from the commission to the European parliament, the council, the European economic and social committee and the committee of the regions.: Roadmap to a Resource Efficient Europe - Main contents: COM (2007) 860.
5. Ajdukiewicz, A. Comparative tests of beams and columns made of recycled aggregate concrete and natural aggregate concrete / A. Ajdukiewicz, A. Kliszczewicz // Journal of Advanced Concrete Technology. – N 5(2). – 2007. – P. 259–273.
6. Ho, N. Efficient Utilization of Recycled Concrete Aggregate in Structural Concrete / N. Ho, Y. Lee, W. Lim, T. Zayed, K. Chew, G. Low, S. Ting, // Journal of Materials in Civil Engineering. – 2013. – P. 318–327.
7. Limbachiva, M.C. Performance of recycled aggregate concrete, RILEM International Symposium on Environment / M.C. Limbachiva, A. Koulouris, J.J. Roberts, A.N. Fried // Conscious Materials and Systems for Sustainable Development. – 2004. – P. 127–136.
8. Maruyama, I. Flexural properties of reinforced recycled concrete beams / I. Maruyama, M. Sogo. T. Sogabe // Proceedings of Conference on the use of recycled materials in building and structures. – Barcelona, 2004.
9. Malešev, M. Recycled Concrete as Aggregate for Structural Concrete Production. Sustainability / M. Malešev, V. Radonjanin, S. Marinković. – 2010. – P. 1204–1225.
10. Lapko, A. Recycled aggregate concrete as a valuable material for reinforced concrete structures / A. Lapko, R. Grygo // Ecology and technology. – 2011.
11. High – Strength Concrete for Prestressed Concrete / M. Yamada, H. Matsuura // International Conference on High Strength Concrete. Engineering Foundation Conference. – Hawaii, U.S.: Kona, 1997.
12. Grygo, R. Modeling of local strengthening of RC beams made of recycled aggregate concrete using HPC / R. Grygo, T. Chyży, A. Lapko // International Conference on Engineering UBI2011, 28–30 Nov. 2011. University of Beira Interior – Portugal: Covilhã.
13. Lapko, A. Studies of RC beams made of recycling aggregate concrete strengthening with of the HSC-HPC inclusion / A. Lapko, R. Grygo // Edit. by ELSEVIER. Procedia Engineering. – N 57(013). – 2013. – P. 678–686.
14. Lapko, A. Flexural capacity and deformability of RC beams with the use of recycled aggregate concrete: sbornik Naučnyh Trudov Instituta Stroitel'stva i Arhitektury MGSU / A. Lapko, R. Grygo. – Moskva 3. – 2011. – P. 53–57.

UDC 624.016:692.5:004.358

A.V. Semko, O.P. Voskobiinyk, I.S. Ostapov

TO THE ISSUE OF STRESS-STRAIN STATE MODELING OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE SLIM FLOOR SYSTEMS

Article relevance. Building is one of the key economic sectors, so it's technical and economic indicators, which based on significant scope work value, capital investments, are very important. At the same time forefront is acted the problem of reducing labor, material and energy intensity of construction.

Composite construction has proven popular because it combines structural efficiency with speed of construction to offer an economic solution for a wide range of building types [2].

At the same time it is necessary to refuse the traditional concrete and metal structures and technologies for their manufacturing and construction, which have remained unchanged for several decades.

To improve the efficiency and wider distribution of steel-concrete composite structures is necessary to develop the theory and methods of calculation, in particular taking into account physical and geometrical nonlinearities. Thus, the study of the SCCS bending elements is a practical and scientific interest.

Also, European document Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures [4] and the main document in our country ДБН В.2.6-160:2010 «Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення» [5] did not remove all issues, which are related to the features of design, construction, calculation and technical condition evaluation [6].

So purpose is modeling and determination the stress-strain state and bearing capacity of prefabricated-monolithic SCC beams with finite-element method, as an example the development of the Finnish company Peikko.

Nowadays, much attention is paid to determination of the stress-strained state of structures by modeling it on a computer with real operation materials using different methods of structural mechanics and comparison of theoretical results with experimental tests.

Basic data. A composite floor system has low self-weight, which has a direct impact on the vertical structure and foundation size [3].

The paper describes the design of composite beam Deltabeam company Peikko.

Benefits of structure [1]:

- Even ceilings: allows flexible layouts through the whole life cycle of the building and easy HVAC installations below or inside the floor;
- Composite Action: no additional work at site, achieved by the infill concrete;
- High Fire Resistance: no additional work at site, achieved by the infill concrete;
- Major Savings In Multi-Storey Buildings: due to shallow structure, the total height of the building can be reduced or extra floor can be built: savings in facade material costs and maintenance (air-condition, heating).



Figure 1 – Parts of Deltabeam

- Easy And Fast Installation: light and easy hoisting, simple to assemble. Hollow core - Deltabeam construction reduces total assembly time compared to traditional methods;

- Free Floor Below: no obstacles to work on floor below, minimum amount of propping if any;

- Flexible Product Range: flexible beam types and details, composite columns, erection work and auxiliary tools for erection groups;

- Common Materials: basic structural steel, reinforcement and concrete used;

- Modern Production Technology: robots weld and paint, modern plasma cutting.

For the calculation will be given the following conditions. Beam span will change from 4.8 to 7.2 m in 1.2 m, between the beams will be taken standard multihollow plates 4.8 - 7.2 m in 1.2 m.

Load will be taken like for residential houses apartments, hostels and hotels, hospitals chambers.

For example there was designed overlap of beams with a nominal length of 6 m and multihollow plates with size 1 m x 6m (fig. 2).

Table 1 – Table of load collecting

Load name	Characteristic value of load [kPa]	Safety ratio for load, γ_{wf}	Designed load value [kPa]
1. Beam net weight	0,78*	1,05	0,82*
2. Floor slab	2,84	1,1	3,12
3. Concrete filling	4,84	1,1	5,32
4. Levelcrete 30 MM	1,28	1,2	1,54
5. Equipment, people, animals, stockpiled materials	1,5	1,2	1,8

* – value is given in [kN/m]

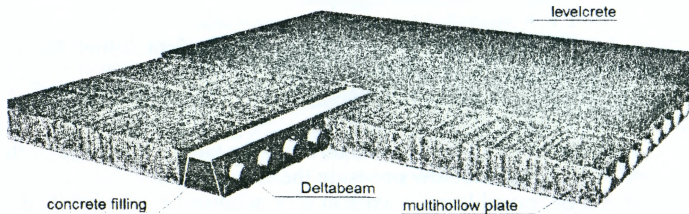


Figure 2 – Overlap of multihollow plates using Deltabeam

Then the load acting on the beam was determined at various spans of beams and multihollow plates.

Table 2 – The acting load on the beam [kNm], which depended on plates span and beams span

Span of beam, m	Span of slab, m		
	4.8	6	7.2
4.8	99.6	122.0	144.4
6	155.6	190.6	225.6
7.2	224.0	274.4	324.8

Based on the calculated metal expenses to the appropriate beam were offered recommended beam mark for different spans of beams and plates.

Nowadays, finite element method serves as a versatile tool for structure analyzing and, diversity among CAD / CAM / CAE-software, finite element analysis packages played most responsible role. Analysis of structures using the finite element method is actually a global standard for strength and other calculations. The basis of this is the universality of the finite element method, which allows analyzing different types of structures with different material properties by single method.

To investigate the stress strain state of this structure type beam mark 22-400-6-12-4 was chosen like optimal structure for beam span 6 m and 6 m slab's span.

Analysis of the stress-strain state was maiden for several cases:

1. Under installation load (installation plates on one side along the entire beam), which shown on figure 3. This analysis was carried out to understand the structure deformation during multihollow plates installation on one side of the beam span without concrete filled condition. There were investigated beam ledge stress-strain state of the metal part and the beam deformation at all, because in this case (before monolithic) beam is worse withstand torsion in such plates allocation because of its box-like thin-walled design.

2. Under design load (with concrete filling), which shown on figure 4. Modeling and solving this problem was carried out only for the quarter of structure because of its symmetry about the two planes (Fig. 9 a). This reduce the time to create the model and to calculate it, as for this calculation amount need less computing resource consumption.

According to the software analysis were generated tables to estimate stress-strain state of different beam marks and conclusions.

After completing the analysis, we obtain the following results.

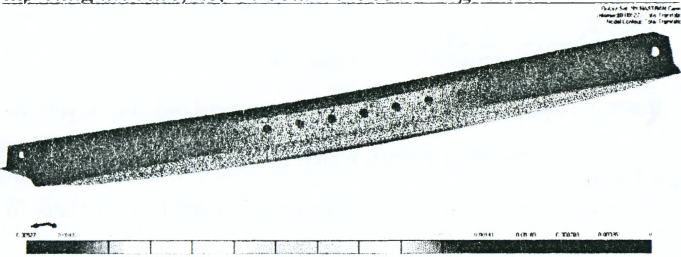


Figure 3 – Deformed finite element model with total translation contour

Examining the results, the following tables were obtained, which provide a quantitative assessment of the stress-strain state. Counting were recorded at the bottom plate at place were of lateral plate is jointed near support and at span center.

After completing the calculation under design load, we get the following results. There were obtained deformed schemes in different directions, the normal stress in the cross section in metal and concrete parts. We also obtain the value of tension at characteristic points of section, diagram of normal stresses in steel top and bottom plates, in concrete filling inside and outside the metal beams.

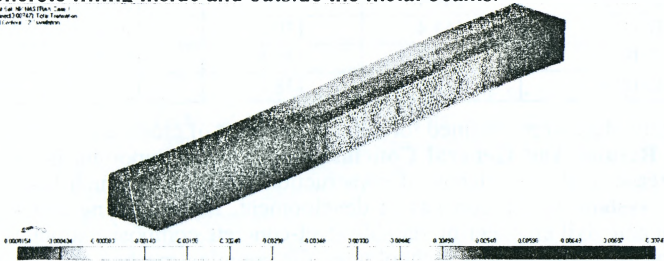


Figure 4 – Deformed finite element model with total translation contour

To get information about stress-strain state in cross-section of structure, there were investigated the possible diagrams of normal stresses in metal (fig. 5 a) and concrete parts (fig. 5 b). Result data were obtained from the characteristic points, which marked σ_i .

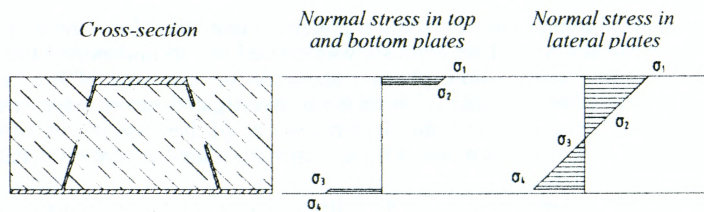


Figure 5 a

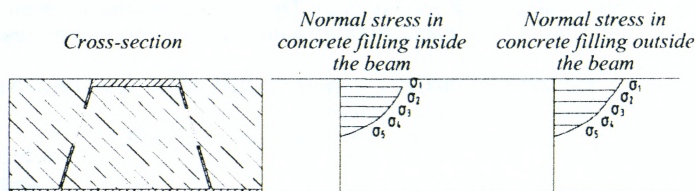


Figure 5 b

Figure 5 – Diagrams of Z normal stress: (a) – in metal part, (b) – in concrete part

Therefore, for corresponding points, which indicated on Fig. 5, readings there were withdrawn for analysis.

Below there are the results for the metal part at top and bottom plates in the section center.

Table 3 – Normal stress in the metal part at the section center [MPa]

Beam mark	Stress value, [MPa]			
	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
D-12-4	181.1	161.1	-171.4	-181.6
D-12-6	176.6	154.9	-167.1	-177.1
D-12-8	173.1	151.7	-163.8	-173.6
D-14-4	171.5	150.5	-165.2	-174.7
D-14-6	168.9	148.2	-162.7	-171.9
D-14-8	167.7	147	-160.5	-169.7
D-16-4	163.4	139.4	-162.8	-171.9
D-16-6	162.3	138.5	-160.8	-169.8
D-16-8	161.7	138.1	-158.9	-167.9

Similarly, data were obtained for the concrete part of cross-section.

Basic Results And General Conclusions. To solve important issue of a significant increase in the efficiency of construction established which basis on a single technical system, which consists of development, is researching and application to industrial and civil engineering reliable steel-concrete composite structures and a new generation of high-efficient technologies for complex-mechanical labors related to production and elevation of structures.

1. Constructive solutions which promote to use more effective material properties:

- increasing the strength properties of concrete in the compressed area due to volumetric stress state, centrifugation, fiber reinforcing;

- metal reduction of compressed steel elements of steel-concrete composite structures;
- metal reduction of steel-concrete structures through high-strength steels using, including prestressed elements;
- metal reduction through using non-metallic elements;
- optimization of joints and elements in steel-concrete composite structure.

Steel-concrete composite structures have a number of benefits of an overall plan, which relating to buildings and structures in general.

2. Stress-strain state features of structure for simulation results

Under installation load deformation of beam ledge has been researched, then there were formed the following conclusions:

- Distribution of stress in the beam ledge at the span center is somewhat different from the distribution near the support;
- Normal stress through the ledge thickness at utmost fibers is different; the ratio of normal stress in the top fiber to the bottom is approximately 0.94;
- The most stressed area appeared near the bottom fiber of ledge near support;

During structure researching with concrete filling there were maiden following conclusions.

- Strength of materials in elastic stage, as evidenced by the magnitude of stresses obtained by theoretic calculation and calculation using FEM. That tension is not reach the design resistance for metal about 19% and for concrete - 5%;

- Materials are effective jointed, as evidenced by the distribution of normal stresses in the concrete-filled (Fig. 19). Compressed concrete has higher compressed area, if it compared with theoretical calculations, because the theoretical calculation does not account the joint and compression;

- The structure is quite tough and has a very low hogging ratio (for example):

$$\frac{f}{l} = \frac{15,2.mv}{6000.mv} = \frac{1}{395}$$

3. With a large load variation of patterns, you can refuse to expensive experiments, referring to the results, which obtained with software packages.

REFERENCES

1. Composite Design of Steel Framed Buildings. SCI P359 / W.I. Simms, A.F. Hughes. – 2011. – (http://www.steelconstruction.info/File:SCI_P359.pdf)
2. Composite Slabs and Beams using Steel Decking: Best Practice for Design and Construction (Revised Edition). MCRMA Technical Paper No.13; SCI P300 Revised Edition / J.W. Rackham, G.H. Couchman, S.J. Hicks. – 2009. – (http://www.steelconstruction.info/File:SCI_P300.pdf)
3. Deltabeam. Composite beam. Technical manual. Version: Peikko Group 8/2014. – 2014. – (<http://materials.crasman.fi/materials/extloader/?fid=3962&org=2&chk=1b9c49ab>)
4. EN 1994-1-1 (2004) (English): Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. / Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.
5. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення [Текст]: чинний з 2011-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
6. Семко, О.В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій: монографія / О.В. Семко, О.П. Воскобійник. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 514 с.

DESIGNING OF FRAME STRUCTURES OF WELDED DOUBLE-T WITH VARIABLE CROSS SECTION AND FLEXIBLE WALL

In field of metal engineering research usually aimed at finding new designs of buildings and structures, with a focus on reducing consumption of materials. Most rational constructive form of the supporting framework in terms of the distribution of internal forces is a portal frame with rigid connection of columns and beams. Steel portal frames are one of the most common design solutions skeletons of single-storey industrial buildings. These frames can be carried out through grid elements and weldments with solid wall.

Despite extensive use of existing technical solutions of grid structures are not currently enough technologic, as their production does not match the current level of technological development of the industry.

Any grid structure is composed of a large number of assembly marks. Each element at the factory passes a long chain technological process: editing, markup, mechanical or gas cutting, drilling or punching holes, milling, etc. In the manufacture of structures, selected parts are the plant way up to 1000 m and more. Mechanization and automation, implemented at the plant for metal, greatly facilitating labor of the worker, practically do not change the process and little increase productivity. As a result, the overall time required for production structures practically not reduced.

It should be noted that most technologic are the manufacture of planar structures made of sheet or strip. Efforts in this case may be lower than 1.5 ... 2 times.

Practice of designing steel frames shown that the use of elements with variable cross section provides a more cost-effective solutions in comparison with the elements of constant cross section.

The principle of designing frame elements with variable cross section based on the rational distribution of material according to the diagrams of bending moments and unloading effects caused by displacement of axis.

The easiest way to facilitate the elements of frame of welded beams with variable cross section and increase their efficiency - the use of a thin wall of conventional flexibility $\lambda w = 6 \dots 10$. Using double-T with variable cross section with flexible walls can be obtained best way of redistribution steel for strength and resistance between the walls and shelves [1].

Feature of work of double-T frame with flexible wall caused by the behavior of thin wall under load. Traditionally, the bearing capacity of double-T considered exhausted when stresses in the wall are reaching of their critical values – occurs local buckling. But the analysis of supercritical behavior of flexible plates showed that cross section while moving to a new steady state equilibrium, so the bearing capacity of the element as a whole is not exhausted. The use of reserve of carrying capacity, which is the account of supercritical stage of work thin plate can significantly reduce the weight and cost of structures. The issue of work flexible supported plate after buckling considered by scientists from the works of Papkovych, Sokolov, Fepll. Th. Karman, Bubnov etc. Theoretical studies of thin-walled beams and building frames divided into two directions.

The method of first direction is the construction of conventional static permissible limit state model. The most famous became the method proposed by american researchers Basler and Thurlimann [2]. In further studies, models of sections of beams subjected to clarify and supplement. In particular model of Basler-Tyurliman complemented by Rockey, Skaloud, Broude, Moiseev, Predtechenskiy, Pogodaev, Korczak, Kalenov.

Research methods of the second direction are reduced to solving the equations of equilibrium and compatibility of of deformations Karman-Marghera for flexible elastic plate considering initial imperfections with appropriate boundary conditions taken from the hinge resting until anchorage. Notable works in this direction have received practical application in studies of Djubek, Aare, Lepik, Evstratov etc.

Methodologically to calculate the thin-wall hinged beam construction in [3] on the basis of existing experimental and theoretical framework was proposed to exclude from the work cross section of the wall compressed part and into account the of carrying capacity of element to introduce the concept of the reduced section. Beam on length is divided into conditional sections – for supporting zones predominant are effect of shea forces, in the middle the determining factor is the effect of the bending moment. Part of the beam is running on the implications of normal and shear stresses. Checking the strength of bending thin-walled double-T beam with vertical ribs, and without them, recommend by the following formula (1):

$$M_{npeo} = kW R \leq M_p \quad (1)$$

In this formula M_{npeo} – limiting bending moment that may be considered by section; k – reduction factor taking into account the exclusion of the compressed wall in her work on the bend in the supercritical phase; W – resistance moment of cross-section; R – resistance of steel; M_p – maximum calculated bending moment within the compartment. The coefficient k is semiempirical, its value depends on the flexibility of the walls and the ratio of the area of the shelf to the wall and are given in [3].

With the overwhelming effect of transverse forces for beams with vertical rigid ribs inserted formula of verification strength (2):

$$Q_{npeo} = \tau_{kp} h t + 2 c t \sigma_t \frac{1}{1 + \alpha^2} \leq Q_p \quad (2)$$

The first part considers the critical shear stress in the cross section, the second – the formation of diagonal folds within the support beam compartment.

For beams with flexible wall without ribs cross section to check the strength of the effect of transverse forces should use the formula (3):

$$Q_{npeo} = \tau_{npeo} h t \leq Q_p \quad (3)$$

Where τ_{npeo} – limiting value of shear stress, which is (4):

$$\tau_{npeo} = \left(\frac{820 \cdot 10^4}{\lambda^2} + 360 \right) \sqrt{\frac{R}{2100}} \quad (4)$$

In the case compatible action of bending moment and transverse force in the tutorial describes the formula (5):

$$M_{npeo} = kW \sigma \leq M_p \quad (5)$$

In (5) - normal stress in the compressed zone of the beam:

$$\sigma = R \left(1,66 - \frac{0,12}{\beta} - \frac{\tau}{\tau_{npeo}} \right) \quad (6)$$

Further development of the theory of calculation of beam structures with flexible wall entered into [4]. It also takes into account the work of supercritical wall, and in the calculation of of carrying capacity of the wall of cross section turns up $0,85 t_w \sqrt{E / R_y}$ in the compressed zone and twice more in height stretched. The maximum bending moment is recommended to determine the following (7):

$$M_u = R_y t h^2 \left[\frac{A_f}{t h} + \frac{0,85}{\lambda_w} \left(1 - \frac{1}{\lambda_w} \right) \right] \quad (7)$$

Limiting value of the transverse force (8):

$$Q_u = R_{\tau} t_w h_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_{\tau}} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_{\tau}} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right] \quad (8)$$

In the compatible action of bending and shear force factors performance check of cross section necessary to carry out by the following formula (9):

$$\left(\frac{M}{M_u} \right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u} \right)^4 \leq 1 \quad (9)$$

Equation (9) is the result of approximation of a curve of carrying capacity section (Fig. 3) and received it on the basis of research [5] for engineering calculations, so a certain reserve, which can be observed on figures.

By theorem of Papkovych [6] strength of section can be estimated by the formula $|M/M_u| + |Q/Q_u| \leq 1$; german standard DIN 18 800 [7] for thin plates under the action of normal and shear stresses in the cross section recommends using the formula $(\sigma/\sigma_u)^{1,25} + (\tau/\tau_u)^{1,25} \leq 1$; SNiP II-23-81* and Eurocode 3 [8] to limit local stability of wall injected squared components, ie $(\sigma/\sigma_u)^2 + (\tau/\tau_u)^2 \leq 1$. Broude in his works [5, 9] recommended for the case of the double-T cross section on the implications of normal and shear stresses applied condition of strength by (10):

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_u} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_u} \right)^2 + \alpha \left(\frac{\sigma}{\sigma_u} \right)^2 \left(\frac{\tau}{\tau_u} \right)^2 \leq 1 \quad (10)$$

Coefficient α for sections of conventional flexible wall $\lambda_w \leq 3,5$ is $= 0,65$, for $\lambda_w \geq 5,5$ $\alpha = 0,92$.

Fig. 1 shows the strength curves for different methods of determining carrying ability for flexible plates.

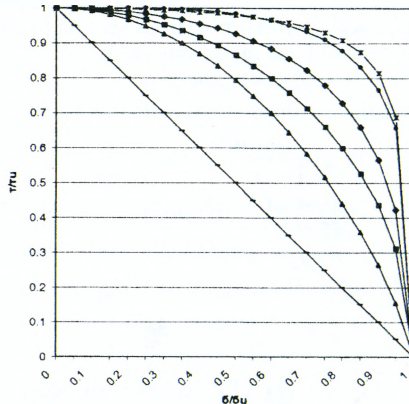


Figure 1 – Curves of carrying capacity of cross-sections at compatible action of normal and tangential stresses on different methodological approaches:

- — Papkovych theorem;
- — DIN 18 800;
- — SNiP II-23-81* for walls of double-T beams and Eurocode 3;
- ◆ — Broude for normal double-T beams;
- — guide to SNiP II-23-81* for beams with flexible wall;
- × — Broude for thin-wall double-T beams

As seen from fig. 1, thin-walled structures use the full section bearing capacity and approach in their work to rod structures in which bending perceived by shelves and shear by wall.

All of the above research related to the study of beams. With regard to the calculation of frame structures with variable double-T section and flexible wall does not exist transparent public information or recommendations on the design of this type of construction. The only way to detailed analysis of the stress-strain state frames with welded beams with variable section and flexible wall for the designer – is to create a finite element model of the structure. But it is a laborious and lengthy process that requires highly skilled engineers, so the end does not always justify the means.

Calculation of thin-walled frame structures puts before engineer some complicated tasks. First, it is difficult to predict the nonlinear behavior of structures after local buckling of wall section. In addition, the exclusion from work compressed part of the wall causes to redistribution of internal stresses and the development of elastic-plastic deformation in shelves of section. In strict mathematical solution is very complicated and can not be used by ordinary designers.

The only rational way of formalizing the methodology of calculation of the Double T frame structures with flexible wall is conducting experimental testing and development of semi-empirical formulas for calculating them.

In order to the planned research at the Kiev National University of Construction and Architecture designed the experimental set. Construction is made as strangulated cantilever rack loaded concentrated load at the free end in which there is both longitudinal force, shear force and bending moment in backing. The experimental setup is shown in Fig. 2.

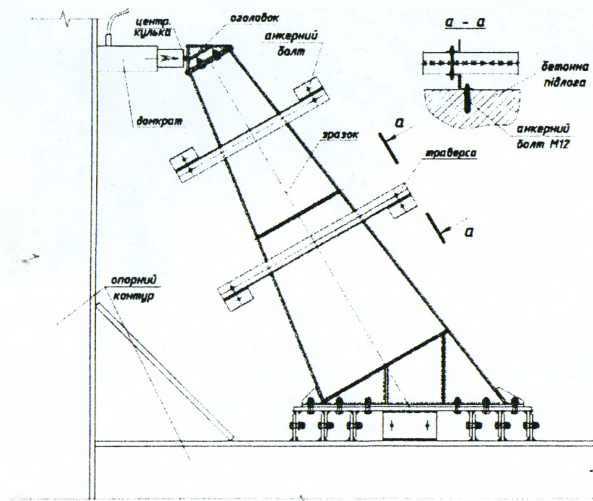


Figure 2 – Experimental set

Construction is placed in the horizontal plane. Conventional flexibility of wall in cross section with a maximum height is 10.7. Load transfer was performed in 11 stages with increasing efforts in jacks at each stage of 10 kN with fixing metering at each stage.

To predict the results of experimental tests and the previous analysis of the structures developed numerical model of the sample. The research is realized in the environment of software system Lira 9.6. Modeling was performed by planar shell finite elements. Calculation of is made in linear and nonlinear setting. According to the results of numerical experiments obtained values of stresses in the design section, the form of buckling of wall and overall system displacements (Fig. 3).

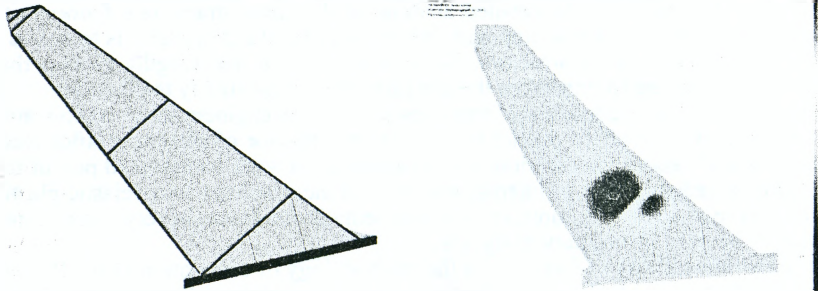


Figure 3 – Numerical model and deformed scheme of set among software complex "Lira"

The result of the experiment was set options of structure deformation, determined buckling character of wall and depletion the bearing capacity of cross sections (Fig. 4).

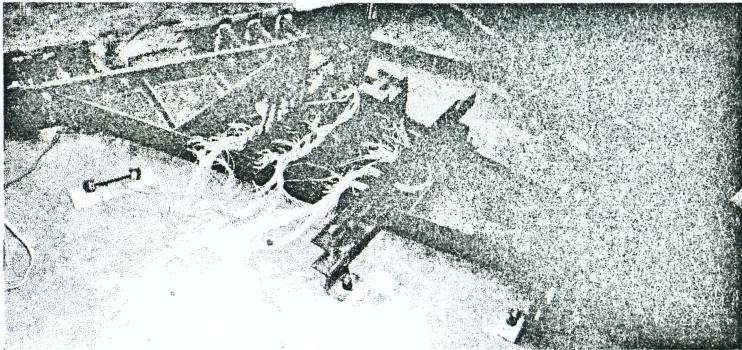
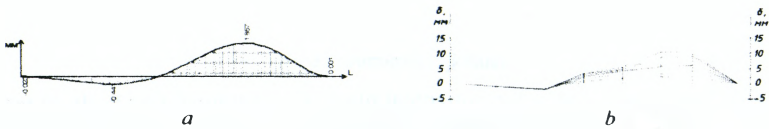


Figure 4 -- General view of the experimental set

The nature of the buckling of wall entirely matches the the results of numerical studies - form deformation of corresponds to the 1st form of buckling on the results of the numerical experiment in programming complex Lira 9.6. The maximum deformation of of wall of the plane were observed in the compressed zone section.



researches a) and experimental tests b)
Figure 5 – Nature of wall deformation by the results of numerical

The limiting condition characterized by experimental model achievement stresses of yield strength in compressed shelf-section. Analysis of the stress state cross section at various stages of loading showed higher levels of normal stresses in the compressed part of wall versus stretched even when subject only pure bending. This feature of the stress distribution was observed in all sections. The reason for this effect is that stretched rack with relatively high levels of stress prevents buckling it affixed to the wall, through the lateral deformation observed near the compressed shelves and of wall led to exclusion from work (Fig. 6). In Fig. 6 indicated: 1) diagonal tension field of wall; 2) deformation of shelf in supercritical phase of wall work; 3) isolines of deformation of the flexible wall out the plane; 4) curves of deformation for compressed diagonal of wall; 5) design section 1; 6) design section 2; 7) design section 3; 8) diagrams of bending moments in shelves.

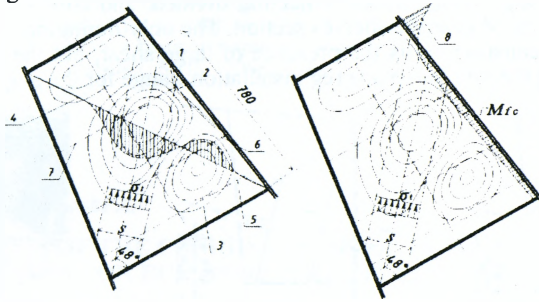


Figure 6 – Stress-strain state of the support section of the experimental model

It was established that in supercritical phase of work in a flexible wall there are additional stress in shelves of section from the effects of local bending moments. Bending moments in compressed shelves caused by deformation of wall and "sagging" shelves that works like a beam on elastic foundation with variable coefficients of elastic reaction (depending on the nature of the of wall deformation). Thus, the maximum normal stresses in the compressed zone of the frame with a flexible wall can be defined as follows:

$$\sigma_{\Sigma} = \frac{N}{A_{red}} + \frac{M}{W_{red}} + \frac{M_{fc} k_c}{I_{fc}} y_0 \leq R_y \gamma_c, \text{ in which} \quad (11)$$

N , M – compressive force and bending moment from the action of external loads; A_{red} , W_{red} – area and moment resistance of the reduced double-T section with a flexible wall; M_{fc} – additional bending moment that occurs in the belt after buckling of wall; I_{fc} – moment of inertia of the T-section formed of compressed shelf and part of wall height h_{wred} ;

y_0 – distance from the center of gravity of T-section of compressed shelf zone to the brink; k_c – coefficient taking into account redistribution of the additional bending moment, which dependent on the flexibility of wall:

$$k_c = 1 \quad \text{for sections with } \bar{\lambda}_w > 9;$$

$$k_c = \bar{\lambda}_w / \bar{\lambda}_{wu} \quad \text{for sections with } \bar{\lambda}_w \leq 9.$$

Analysis of the results showed the unsuitability of existing methods for calculating frame elements with a flexible wall. The difference between theoretical and experimental results with existing methods is 30%, while the formula 11 the difference is less than 3%.

In addition, to check the bearing capacity of frame members with variable double-T section and flexible wall designed strength condition (12), taking into account the simultaneous action of three internal forces – longitudinal, shear forces and bending moment:

$$\left| \frac{N}{N_u} \right| + \left(\frac{M_x}{M_{u\varphi}} \right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_u} \right)^4 \leq \gamma_c; \quad (12)$$

N, M_x, Q – the forces in the section; $N_u, M_{u\varphi}, Q_u$ – corresponding limit values of efforts.

In formula (12) coefficient of work conditions γ_c considering the difficult stress-strain state of structures with flexible wall is recommended to limit the value of 0,95.

To improve the efficiency of design solutions welded double-T with flexible wall in nodes of frames was designed flanged node [10]. The new construction of precipitous and ridge flange nodes projecting divided, and consists of two separate plates (Fig. 7), located near the shelves section. The only limitation in the application of the proposed construction is the presence of large shear, but the lack is easily to eliminate placing the junction plane (eg installation flange for the angle bisector).

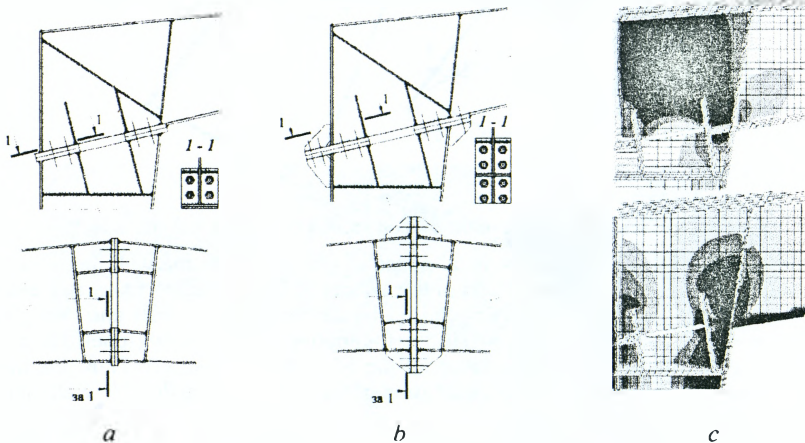


Figure 7 – the design of flange node for frames smaller spans and loads (a); with the removal of the bolts off section to span buildings (b); diagram of normal and shear stresses at the node (c)

Conclusion. Increased of flexibility in the wall of double-T frame structure is logical and evolutionary way to improve solid section. But the work of these systems is complex – the nonlinear deformation of flexible plate that loses stability at the early stages of loading, as well as the simultaneous action of the compressive force, bending moments and shear forces in the cross section require a review of existing methods for calculating thin-walled double-T. Based on its own numerical and experimental studies developed methodology for load-bearing ability of frame structures with a flexible wall.

REFERENCE

1. Склярів, І.О. Рациональна висота перерізу двотаврових рамних конструкцій змінної жорсткості з гнучкою стінкою: збірник научних трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины» / І.О. Склярів, С.І. Білик – Одеса: ООО «Внешрекламсервис», 2010. – ОГАСА №14 – Ч. 1. – С. 230–235.
2. Basler, K. Strength of plate girders in bending / K. Basler, B.Thurlimann // Proc. of American Society of Civil Engineers. – Vol. 87. – №. ST 6 – 1961. – P. 153–181.

3. Руководство по проектированию стальных тонкостенных балок (к СНиП II-В.3-72) – М.: ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ им. Мельникова, 1977. – 28 с.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
5. Броуде Б.М. О закритическом поведении гибких стенок стальных стержней / Б.М. Броуде // Строительная механика и расчет сооружений. – М.: Стройиздат, 1976. – № 4 – С. 7–12.
6. Папкович, П.Ф. Строительная механика корабля / П.Ф. Папкович – Л.: Государственное союзное издательство судостроительной промышленности, 1941. – Т. 28. – 15 с.
7. Structural steelwork; analysis of safety against buckling of shells: DIN 18800-4 // Deutsches Institut Fur Normung E.V. (German National Standard) / 01-Nov-1990 – 23 pages.
8. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.3: General rules – Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting // European Committee for Standardization (CEN), 22 August 2001 – 128 pages.
9. Броуде, Б.М. К расчету балок с гибкими неподкрепленными стенками / Б.М. Броуде, Б.И. Моисеев // Строительная механика и расчет сооружений – М.: Стройиздат. – 1978. – № 1 – С. 60–61.
10. Жорсткий фланцевий вузол рами зі зварних двотаврів з гнучкою стінкою: патент на корисну модель № 56206 України, МПК (2006) Е 04 С 3/04. – №201006230; заяв. 25.05.10; опубл. 10.01.11. – Бюл. № 1.

UDC 624.042.41

Żurański J.A., Sobolewski A.

AN ANALYSIS OF THE COMBINATIONS OF CLIMATIC ACTIONS ON BUILDING STRUCTURES

1. INTRODUCTION

Coincidence of actions plays an important role in structural calculations so the combinations of actions have been introduced into codes. They are expressed using combination factors. The values of these factors, named as factors, have usually been determined based on theoretical considerations. However, as climatic actions depend on the climatic conditions in different geographical locations, it is necessary to analyse the historical meteorological data. Among them wind and snow are most frequent to be used, also ambient air temperature. The paper deals with a probabilistic analysis of combinations of pairs of actions: wind and snow as well as wind and air temperature. The objective of the presented analyses is the verification of the combination factors for variable climatic actions given in the codes, e.g. [1] and to identify the values determined on the base of local meteorological data. Calculations are based on the data measured at Polish meteorological stations of the Institute for Meteorology and Water Management - a State Research Institute. Method of analysis as well as results based on data from two stations are presented here as examples. Annual maxima of these actions (and also minima of the air temperature) have been analysed as main data assuming that the climatic year lasts from October 1 to September 30. Gumbel probability distribution [2] has been used as a border probability distribution for all actions. The interdependence of snow load and wind velocity pressure as well as between wind and air temperature actions can be received for different return periods. Combination factors for characteristic values of those actions with return period of 50 years have been proposed.

2. METHOD OF THE ANALYSIS

An analysis of the coincidence of the snow load on the ground and wind velocity pressure is presented as an example of the method used in the paper also for combinations of wind and air temperature actions.

If one assumes that the probability density functions of the snow loads on the ground $f_1(S)$ and wind speed $f_2(V)$ are known then the simultaneous probability of the wind speed $V_1 < V \leq V_2$ and snow load $S_1 < S \leq S_2$ is [3] [4]

$$P[V_1 < V \leq V_2; S_1 < S \leq S_2] = \int_{S_1}^{S_2} \int_{V_1}^{V_2} f_1(S) \cdot f_2(V) \cdot dS \cdot dV. \quad (1)$$

The aim of the analysis is to find such values of wind speed and snow load which would be simultaneously exceeded with the accepted probability in appropriate reference period. Usually it is assumed, that so called characteristic value of one variable of climatic action may be exceeded once in 50 years on average. In any one year as a reference period the probability of exceeding of this value is 0.02. Other assumptions about return periods are also possible.

The probability of the simultaneously exceeding of values S_T and V_T in the return period T is

$$P(S > S_T, V > V_T) = \frac{1}{T}, \quad (2)$$

which may be written in terms of probability distribution functions $F_1(S)$ and $F_2(V)$

$$P(S > S_T, V > V_T) = P_1(S) \cdot P_2(V) = (1 - F_1(S_T)) \cdot (1 - F_2(V_T)). \quad (3)$$

The task is to find the values S_T and V_T simultaneously exceeded in the assumed return period that is to find the boundary probability distributions of the wind speed and the snow load on the ground. For this purpose the equation (3) should be solved taking into account equation (2).

$$(1 - F_1(S_T)) \cdot (1 - F_2(V_T)) = \left(\frac{1}{T}\right). \quad (4)$$

Putting to the equation (4) the Gumbel probability distribution of the snow load

$$F_1(S) = \exp(-\exp(-\alpha_s \cdot (S - U_s))) \quad (5)$$

and the Gumbel probability distribution of the wind speed

$$F_2(V) = \exp(-\exp(-\alpha_v \cdot (V - U_v))) \quad (6)$$

one have the following equation

$$1 - [\exp(-\exp(-\alpha_v \cdot (V - U_v)))] = \left(\frac{1}{T}\right) : [1 - \exp(-\exp(-\alpha_s \cdot (S - U_s)))] \quad (7)$$

The parameters of the Gumbel probability distribution of the annual maximal wind speeds are denoted as α_v and U_v while α_s and U_s are the parameters of the Gumbel distribution of annual maximal values of the snow loads on the ground.

After modification one obtains the formula for wind speed as a function of the return period T and probability parameters for wind speed and snow load

$$V = U_v - \frac{1}{\alpha_v} \ln \left\{ -\ln \left[1 - \left(\frac{1}{T}\right) : (1 - \exp(-\exp(-\alpha_s \cdot (S - U_s)))) \right] \right\}. \quad (8)$$

In order to compare wind action with snow load this equation should be transformed from wind speed into the velocity pressure using simple calculations. Taking $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ and putting the right side of equation (8) to the power of 2 and recalculating from pascals into kN/m^2 one obtains the dependence of the velocity pressure on the ground snow loads in the same units.

3. COMBINATIONS OF SNOW LOAD AND WIND VELOCITY PRESSURE

Five combinations of snow and wind actions have been considered. The maximum annual values are of key importance: the snow load on the ground and the 10-minute mean wind speed, at the anemometer height, regardless of the wind direction and the type of the terrain.

Combination 1: the maximum annual snow load and wind speed values, measured in the same climatic year but not at the same time. This is an extreme case, which constitutes the upper limit, as an envelope of all possible combinations.

Combination 2a: the maximum annual snow load and the 10-minute mean, maximum daily wind speed value measured on the same day as the snow load.

Combination 2b: the maximum annual snow load and the 10-minute mean, maximum daily wind speed value measured in a 15-day period, with the day on which the maximum annual snow load was measured in the middle of the period. It was assumed, quite arbitrarily but based on earlier analyses [5], that the snow cover whose weight is not much lower than the maximum annual measured value may remain for two weeks, one week before and one week after the maximum value was measured.

Combination 3: the 10-minute mean, annual maximum wind speed and the snow load measured on the same day. In this combination the snow load was often missing, as there was no snow cover; in the analysis the snow load was assumed to be $S = 0 \text{ kN/m}^2$.

Combination 4: the 10-minute mean, annual maximum wind speed and the snow load measured on the same day provided that there was a snow cover.

Combination 4 needs special approach. There were many cases of zero snow loads when the maximum wind speeds were recorded. Conditional probability should be used in this case. Taking into account this circumstance equation (5) may be replaced by the equation

$$F_1(s) = p_0 + (1 - p_0) \cdot F(s) \quad (9)$$

where $(1 - p_0)$ is the frequency of snowy days when maximal yearly wind speeds are recorded, $F(s)$ is the distribution of the maximal annual values of the snow load on the ground $S > 0$.

This approach may be more appropriate but there is another disadvantage: small number of data. Among 44 years of observations less than a half concern snow data when maximal annual wind speeds were recorded.

The absence of the correlation between analysed values was verified [4] and the parameters of the Gumbel probability distribution have been estimated using the maximum likelihood method. An example of the probability plot of the snow load on the ground is presented in Figure 1. Having the parameters of the Gumbel probability distribution it is possible to plot the wind velocity pressure against the snow load on the ground. An example is presented in Figure 2.

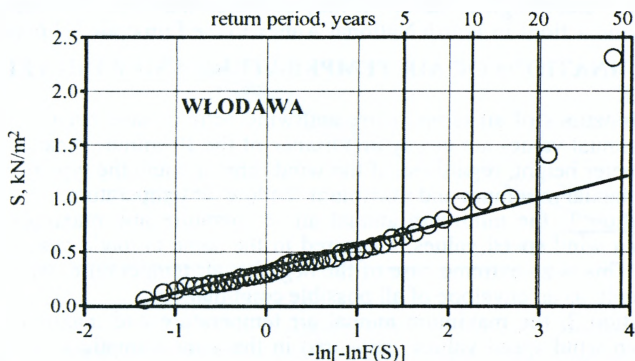


Figure 1 – Empirical distribution of the maximum annual (winter) values of the snow load on the ground on the Gumbel distribution probability plot.

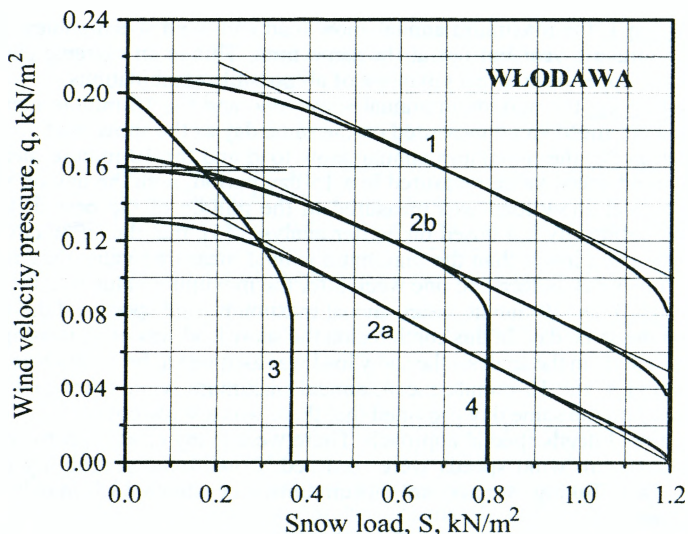


Figure 2 – Interdependence of the ground snow loads and 10. minute mean wind velocity pressure at the meteorological station Włodawa. Return period 50 years. The curves are shown according to approaches numbered above

It can be seen in Figure 2 that three curves may be simplified using straight lines according to Mathieu [6]. The curve 1, according to the first approach, may be considered as an envelope. The conclusive is rather the curve of combination number 2b. The wind velocity pressure may be taken as 0.049 kN/m^2 when snow load is in the full characteristic value. If the velocity pressure would be in the full characteristic value then snow load may be 0.25 kN/m^2 that is 21% of the full characteristic value equal to 1.20 kN/m^2 . However, improved method of analysis on the base of conditional probability gives some value of snow load but never higher than given by the curve 1. The curve 3 shows that the combination of maximal wind speeds and corresponding snow loads may be neglected. On the base of results of the analysis of data from twelve meteorological stations it may be stated that the combination factor for snow and wind actions in Polish National Annex to the Eurocode [1] may be 0.3.

4. COMBINATIONS OF AIR TEMPERATURE AND WIND VELOCITY PRESSURE

Six combinations of air temperature and wind actions have been considered. The maximum annual values are of key importance of the 10-minute mean wind speed, at the anemometer height, regardless of the wind direction and the type of the terrain as well as the annual minimum and maximum shadow air temperature.

Combination 1: the minimum annual air temperature and maximum annual 10-minute mean wind speed values, measured in the same climatic year but not at the same time. This is an extreme case of the negative air temperature, which constitutes the upper limit, as an envelope of all possible combinations.

Combination 2: the maximum annual air temperature and maximum annual 10-minute mean wind speed values, measured in the same climatic year but not at the same time. Similarly, this is an extreme case which constitutes the upper limit, here of the positive air temperature.

Combination 3: the minimum annual air temperature and maximum daily 10-minute mean wind speed value, measured on the same day.

Combination 4: the maximum annual air temperature and maximum daily 10-minute mean wind speed value, measured on the same day.

Combination 5a: the 10-minute mean annual maximum wind speed and the daily minimum air temperature measured on the same day.

Combination 5b: the 10-minute mean annual maximum wind speed and the daily maximum air temperature measured on the same day.

Data from three Polish meteorological stations were analysed up to day, namely from Suwałki, Warsaw and Zakopane. The absence of the correlation between analysed values was also verified and the parameters of the Gumbel probability distribution have been estimated, this time using the least squares method. Examples of the probability plots of the ambient air temperature and wind speed at Warszawa Okęcie meteorological station are presented in Figures 3, 4 and 5. Having the parameters of the Gumbel probability distribution it is possible to plot the wind velocity pressure against the ambient air temperature using the same equation (8) as for the combinations of snow load and wind velocity. Only the distribution parameters for snow loads should be replaced by the parameters of the distribution of extreme values of the ambient air temperature. An example is presented in Figure 6.

The curves 1 and 2 may be considered as an envelope never exceeded. The conclusive is rather the curve of combination number 5b. It shows that the full characteristic value of the velocity pressure occurs together with the air temperature slightly below zero of centigrade, that is about $-4\text{ }^{\circ}\text{C}$ in Warsaw (at other two locations it is similar).

When the extreme values of air temperature occur then wind velocity is rather small. In combination 3 and 4 the highest value of the wind velocity pressure is 0.08 kN/m^2 that is 25.3% of the characteristic value 0.316 kN/m^2 (Fig. 6). At Warsaw meteorological station the value 0.08 kN/m^2 of the wind velocity pressure corresponds to the negative air temperature about $-12\text{ }^{\circ}\text{C}$ and positive $30\text{ }^{\circ}\text{C}$. In both conditions, during winter and summer times, wind velocity pressure decreases to zero at the characteristic values of negative and positive air temperature (Fig. 6).

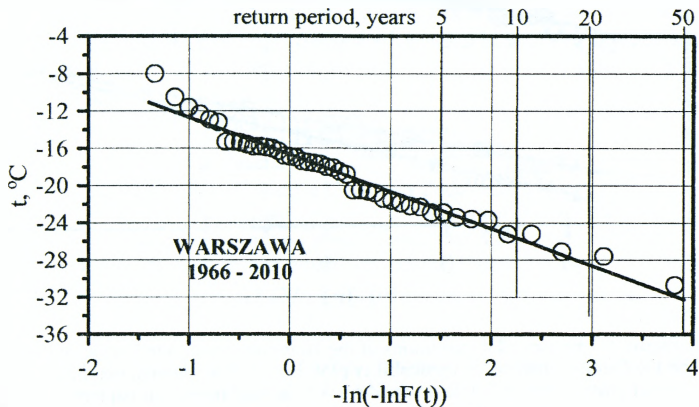


Figure 3 – Empirical distribution of the minimum annual values of the air temperature on the Gumbel distribution probability plot

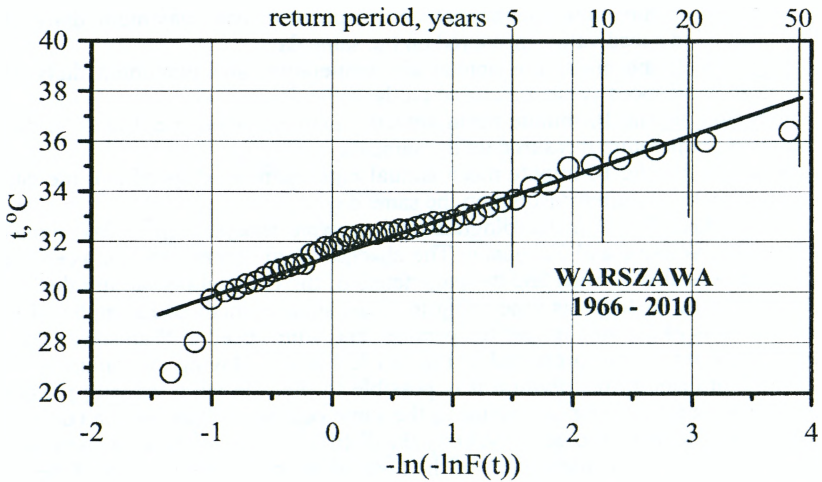


Figure 4 – Empirical distribution of the maximum annual values of the air temperature on the Gumbel distribution probability plot

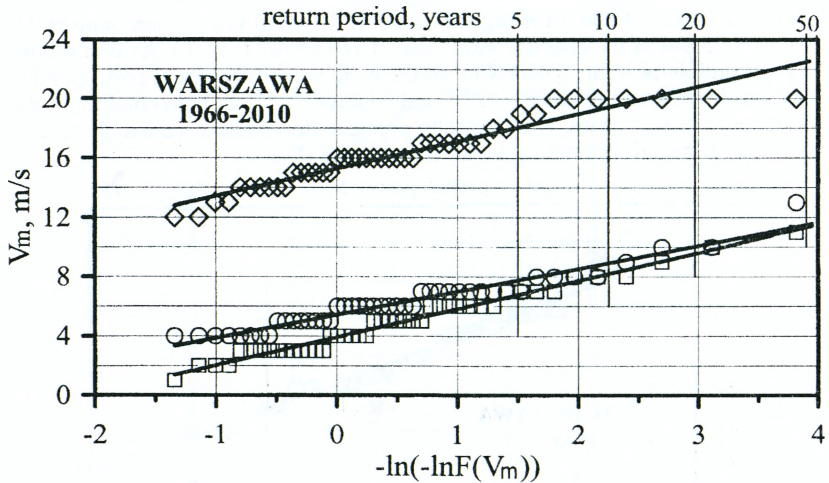


Figure 5 – Empirical distributions of the 10-minute mean wind velocity on the Gumbel distribution probability plot. Upper plot – annual maxima, lower plots – daily maxima on the days with annual minimum (squares) and annual maximum (circles) air temperature

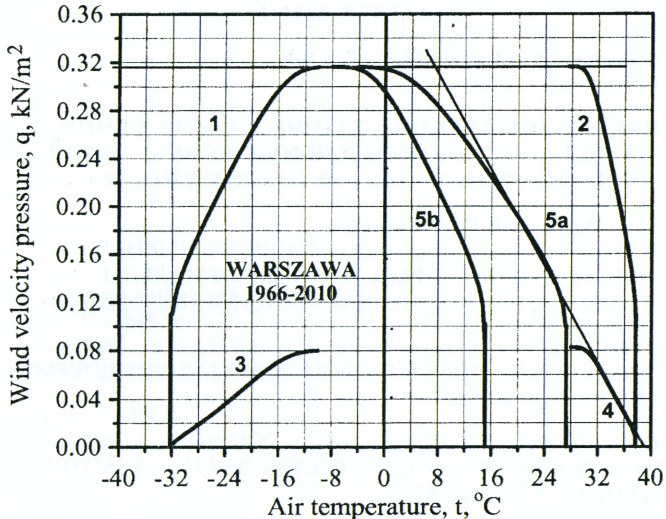


Figure 6 – Interdependence of the 10. minute mean wind velocity pressure and air temperature at the meteorological station Warszawa Okęcie. Return period 50 years. The curves are shown according to approaches numbered above

5. CONCLUSIONS

Presented analysis shows that it is possible to diminish the values of combination factor for snow, wind and ambient air temperature actions. As the results of the analysis done on the base of data from twelve Polish meteorological stations it was already proposed [4] to introduce the value $\psi_0 = 0.3$ into the Polish National Annex to the Eurocode [1]. It is lower than the values given in the Eurocode, where they are: for snow load $\psi_0 = 0.5$ and for wind actions $\psi_0 = 0.6$. It is also lower than in the Russian code [7]. Further analysis of the combinations of wind and air temperature actions is planned. It should also be mentioned that in both cases of combinations wind direction has not been taken into consideration, yet.

REFERENCES

1. EN 1990:2002 Eurocode. Basis of structural design
2. Gumbel, E.: Statistics of extremes.- Columbia University Press. – New York, 1958.
3. Sobolewski A., Żurański J.A.: Probabilistic Analysis of the Coincidence of Wind and Snow Actions.- 6th European and African Conference on Wind Engineering, Cambridge. – UK, 2013.
4. Żurański J.A., Sobolewski: Analiza kombinacji obciążenia śniegiem i wiatrem // Inżynieria i Budownictwo. – 2013, Nr. 11.
5. Żurański J.A., Sobolewski: Obciążenie śniegiem w Polsce. Instytut Techniki Budowlanej. – Warszawa, 2009.
6. Mathieu, H.: Manuel „Securité des structures” (2^{ème} édition). Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information. – Janvier 1980. – No 127,
7. SNiP 2.01.07-85* Nagruzki i vozdeistvia. Gosstroy Rossii, Moskva 2003.

СОДЕРЖАНИЕ

Казачек В.Г., Лазовский Д.Н., Рак Н.А., Тур В.В. К 80-ЛЕТИЮ Т.М. ПЕЦОЛЬДА	3
НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ИХ РАСЧЕТА	
Галинская Т.А., Муравлев В.В., Овсий Н.А. О ЕДИНОМ МЕТОДИЧЕСКОМ ПОДХОДЕ К РАСЧЕТУ СЕЧЕНИЙ СТАЛЕБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ИХ ОСИ, НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ	8
Гиль А.Н., Гринёв В.Д. К РАСЧЕТУ МНОГОПУСТОТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ НА МОНТАЖНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	16
Давыдюк А.И. ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ВЕРОЯТНОСТИ ОТКАЗА	20
Демчук И.Е. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ДИАГОНАЛЬНОМ СЖАТИИ	25
Деркач В.Н. ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ И ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ УЧЕТА СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ КАРКАСА С КАМЕННЫМ ЗАПОЛНЕНИЕМ	31
Дорофеев В.С., Мурашко А.В. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ КАРКАСОМ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ ПОСЛЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ	36
Драган В.И., Драган А.В. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ СТРУКТУРНЫЕ ПОКРЫТИЯ СИСТЕМЫ «БргТУ»	43
Драган В.И., Морилова Н.Л. ИССЛЕДОВАНИЯ КРИТЕРИЕВ ЖИВУЧЕСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БргТУ»	50
Драган В.И., Шурин А.Б., Драган А.В., Морилова Н.Л. ПРИМЕНЕНИЕ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БргТУ» В ПОКРЫТИЯХ АВТОВОКЗАЛА В Г. БРЕСТЕ	58
Жданов Д.А., Уласевич В.П. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОЛОГИХ БЕСКАРКАСНЫХ АРЧНЫХ ПОКРЫТИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ	68
Жук В.В. ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ДЕРЕВЯННОЙ ГНУТОЙ РАМЫ	75

Злобина Н.В., Коваленко А.А., Кремнева Е.Г. К ВОПРОСУ О НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОМ СОСТОЯНИИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗОНЕ КОНТАКТНОГО ШВА	78
Игнатьюк В.И., Калита Р.О. АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ПЛОСКИХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ НА БАЗЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	81
Киселев В.Н., Косенок В.В. УСТОЙЧИВОСТЬ ПЛАСТИН, ПОДКРЕПЛЕННЫХ РЕБРАМИ	88
Киселев В.Н., Целуйко И.Г., Иванов А.А. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ДВУТАВРОВЫХ СВАРНЫХ БАЛОК, ПОДКРЕПЛЕННЫХ НАКЛОННЫМИ РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ, НА ПЛОСКИЙ ИЗГИБ	91
Козел А.Н., Попков Ю.В. ПРОЧНОСТЬ, ДЕФОРМАТИВНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С МЕХАНИЧЕСКИМИ СТЫКОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ	95
Кравз А.Р. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ ВАНТ, АРМИРОВАННЫХ СТАЛЬНЫМ КАНАТОМ С СОЕДИНЕНИЕМ ОТДЕЛЬНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛОЗУБЧАТЫМИ ПЛАСТИНАМИ	100
Курлапов Д.В. УЧЕТ СТЕПЕНИ ОГНЕВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	106
Лазовский А.Д. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЛАТФОРМЕННОГО СТЫКА ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ	111
Лазовский Е.Д., Пецольд Т.М. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЗОНЫ СРЕЗА ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УСТАНОВКОЙ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ	115
Лешук Е.В. ОТЕЧЕСТВЕННЫЙ И ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВИНТОВ В СОЕДИНЕНИЯХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	121
Малиновский В.Н., Кривицкий П.В. ЭВОЛЮЦИЯ РАЗВИТИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СРЕЗЕ	125
Малиновский В.Н., Матвеев Н.В. ЭФФЕКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ДВУСКАТНЫХ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК	133

Мартынов Ю.С., Надольский В.В. НАДЕЖНОСТЬ И МАТЕРИАЛОЁМКость СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СВЕТЕ ТРЕБОВАНИЙ ЕВРОПЕЙСКИХ И НАЦИОНАЛЬНЫХ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ	138
Михайловский Д.В., Бабич Т.С. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА АРОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ	145
Михайловский Д.В., Матюшенко Д.Н. АНАЛИЗ МЕТОДИК РАСЧЕТА ГНУТОКЛЕЕННЫХ РАМ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ	150
Никитин В.И., Бацкель-Бжзовска Б. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАДИУСА СТЕНОВЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ КАПИЛЛЯРНОМ ПЕРЕНОСЕ ВЛАГИ	155
Павликов А.Н., Винников Ю.Л., Гарькавая О.В. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ БЕСКАПИТЕЛЬНО-БЕЗБАЛОЧНОЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ ДОСТУПНОГО ЖИЛЬЯ	169
Пичугин С.Ф., Семко В.А., Гранько Е.В., Прохоренко Д.А. АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ МЕР ПО УВЕЛИЧЕНИЮ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХПРОЛЕТНЫХ СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ НАСТИЛОВ	175
Рак Н.А. О КЛАССИФИКАЦИИ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ПО ЖЕСТКОСТИ И ПРОЧНОСТИ	182
Савельева Ю.Ю., Шурин А.Б., Мухин А.В. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ КРОВЕЛЬ ИЗ ПРОФИЛИРОВАННЫХ НАСТИЛОВ	189
Седляр Т.Н. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОСТ-НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ДОЛГОВЕЧНОСТИ	197
Семенюк С.Д., Москалькова Ю.Г., Мельяниова И.И. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ЗНАЧЕНИЙ НАГРУЗОК, СООТВЕТСТВУЮЩИХ ВЕРХНЕМУ И НИЖНЕМУ ПРЕДЕЛАМ МИКРОТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ КЕРАМЗИТОБЕТОНА	200
Семко А.В., Воскобойник Е.П., Лазарев Д.Н., Скиба А.В. К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ЛЕГКИХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, РАБОТАЮЩИХ НА КРУЧЕНИЕ С ИЗГИБОМ	205
Семко А.В., Воскобойник Е.П., Пархоменко И.О. К ВОПРОСУ МОДЕЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	213

Сидорович Е.М. КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НЕСТАЦИОНАРНЫХ ЗАДАЧ ДИНАМИКИ СООРУЖЕНИЙ	219
Степанова А.В. МЕТОДИКА ВЕРОЯТНОСТНОГО ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОМОБИЛЬНЫХ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ХЛОРИДСОДЕРЖАЩИХ ЖИДКИХ СРЕД	224
Стороженко Л.И., Ермоленко Д.А., Демченко О.В. РАБОТА ПОД НАГРУЗКОЙ СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УСИЛЕННЫМИ ЯДРАМИ	231
Стороженко Л.И., Мурза С.А., Нижник А.В., Дрижирук Ю.В. АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ ГИБКИХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ	236
Стороженко Л.И., Нижник О.В., Клестов О.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОГО СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ	240
Стороженко Л.И., Семко П.А. НОВЫЕ ТИПЫ РАЗЪЕМНЫХ СТЫКОВ СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	246
Тур А.В. ПРОВЕРКА ЖИВУЧЕСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ С ПЛОСКИМИ ПЛИТАМИ ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ	249
Тур В.И., Тур А.В. ЧИСЛЕННОЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ СЕТЧАТОГО КУПОЛА	261
Тур В.В., Надольский В.В. НЕСОВЕРШЕНСТВА КОНЦЕПЦИИ НАДЕЖНОСТИ, ПРИНЯТОЙ В ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМАХ (ЕВРОКОДАХ)	265
Тур В.В., Семенюк О.С. САМОНАПРЯЖЕННЫЕ БЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ, АРМИРОВАННЫЕ СТЕРЖНЯМИ ИЗ ПОЛИМЕРНОГО КОМПОЗИТА	274
Фурсов В.В., Бидаков А.Н. ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРОВ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ НА ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ	287
Хотько А.А., Садин Эбраим Ягуб ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЦЕПЛЕНИЯ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ	292
Шалобыта Н.Н., Деркач Е.А. ИССЛЕДОВАНИЕ МИНИМАЛЬНОГО ПРОЦЕНТА АРМИРОВАНИЯ ДЛЯ ЭЛЕМЕНТОВ С НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКЕЙ ИЗ ЦСП	298

Шалобыга Н.Н., Полонский М.Ч., Шалобыга Т.П. ИССЛЕДОВАНИЕ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ИЗГИБАЕМЫХ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ, АРМИРОВАННЫХ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ КЛАССА S500	305
Шилов А.Е., Делендик С.Н. АНАЛИЗ ХАРАКТЕРНЫХ ДЕФЕКТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ, ВОЗНИКАЮЩИХ НА СТАДИИ СТРОИТЕЛЬСТВА	312
Шумейко Е.А., Семко А.В. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ БОЛТОВЫХ И ВИНТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ В ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ РАСТЯЖЕНИИ, ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТА	315
Вай А., Лапко А. THE INFLUENCE OF FREEZING AND THAWING CYCLES ON THE DEFORMATIONAL CHARACTERISTICS OF RC BEAMS	321
Grygo R., Lapko A. EXPERIMENTAL STUDIES ON RC BEAMS MADE OF RAC WITH HSC INCLUSIONS IMPROVING THEIR STRUCTURAL BEHAVIOR	326
Semko A.V., Voskobiinyk O.P., Ostapov I.S. TO THE ISSUE OF STRESS-STRAIN STATE MODELING OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE SLIM FLOOR SYSTEMS	332
Sklyarov I.A. DESIGNING OF FRAME STRUCTURES OF WELDED DOUBLE-T WITH VARIABLE CROSS SECTION AND FLEXIBLE WALL	338
Zuranski J.A., Sobolewski A. AN ANALYSIS OF THE COMBINATIONS OF CLIMATIC ACTIONS ON BUILDING STRUCTURES	345

ОТКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТРЕСТ №8»

Организация выполняет функции генерального подрядчика и строит объекты любого назначения «под ключ», выполняя функции по обеспечению материальными ресурсами, механизмами, привлечению субподрядных организаций и координация их работ, ведению исполнительной документации и т.д.

На данном этапе предприятие осуществляет 75 видов деятельности, основными из которых являются:

- гражданское и промышленное строительство на территории и за пределами Республики Беларусь;
- выполнение проектных работ;
- доленое строительство квартир и офисных помещений;
- оказание инжиниринговых услуг;
- проектирование, производство, монтаж и реализация сборных индивидуальных и общественных жилых домов по австрийским технологиям в исполнении несъемной опалубки;
- выпуск промышленной продукции (сборных бетонных и железобетонных изделий, металлоконструкций, изделий деревообработки и др.);
- выполнение геодезических и топографических работ;
- осуществление оптовой и розничной торговли;
- другие виды деятельности.

В портфеле заказов предприятия значатся объекты промышленного, социального, жилищного назначения на территории Республики Беларусь, России, Туркменистана и Венесуэлы.

В состав ОАО «Строительный трест №8» входят 8 генподрядных строительных управлений, ряд субподрядных организаций, вспомогательные филиалы, завод железобетонных изделий, филиалы в Москве, Калининграде и Острове.

Численность предприятия составляет более 4500 высококвалифицированных специалистов.

Предприятие является членом НП СРО «МОС», с правом осуществления генподрядной деятельности на территории России.

Высокое качество работ на предприятии обеспечивается в соответствии с требованиями государственного стандарта СТБ ИСО 9001_2001.

Контакты:

Адрес – Республика Беларусь, город Брест, бульвар Шевченко 4

Сайт – <http://www.stroytrest8.by>

Skype: exp3trt



Разменяв пятый десяток своей истории, **КУП «Брестжилстрой»** остается предприятием динамичным, открытым техническому прогрессу, готовым достойно ответить на вызовы XXI века.

Ныне оно представляет собой генподрядную строительную фирму, обладающую всеми признаками компактного объединения. Крупнопанельное домостроение-специализация «Брестжилстроя». Однако в сфере жилищного строительства предприятие является многопрофильным и универсальным, выполняющим практически все виды строительного-монтажных и отделочных работ. Диапазон возможного простирается от проектирования и вертикальной планировки территорий до сдачи готовых объектов «под ключ». В составе предприятия образованы два ядра: производственное и строительное. Первое объединяет завод КПД мощностью до 120 тысяч квадратных метров общей площади жилья в год и ряд обслуживающих его подразделений. Во втором сосредоточены СМУ (строительно-монтажных управления), управление механизации, управление производственно-технической комплектации и несколько специализированных подразделений.

Координируют взаимодействие производственных и строительных коллективов интеллектуальный штаб предприятия - аппарат администрирования и управления. В его составе семь функциональных отделов, несколько служб и групп. Кроме того, на правах филиала действует Управление проектных работ (УПР), участвующее как в разработке перспективных изделий КППЛ, так и в архитектурно-инженерном сопровождении строящихся объектов.

Коллектив предприятия в наши дни составляет примерно 2000 сотрудников. Из них 328 человек - инженерно-технические работники, абсолютное большинство из которых имеют высшее образование. Отряд рабочих, занятых на предприятии, включает в себя представителей 93 специальностей.

Предприятие имеет успешный опыт экспорта строительных услуг за рубеж, преимущественно, в Российскую Федерацию. В частности, были возведены объекты в городе Уренгое, получившие высокую оценку заказчиков. Тем не менее сегодня, в связи с наличием большого фронта работ внутри страны, деловая активность КУП «Брестжилстрой» сконцентрирована на территории Республики Беларусь. При этом основные объемы СМР выполняются в Бресте и Брестской области. В городе над Бугом компания владеет примерно 50% рынка строительства нового жилья, по области - 20%. Положительная динамика последних лет позволяет рассчитывать, что уже в ближайшее время эти доли заметно возрастут.

Сертификат соответствия системы менеджмента качества проектирования и строительства зданий и сооружений I и II уровней ответственности, производства конструкций и железобетонных изделий требованиям СТБ ISO 9001. Этот документ, являющийся своеобразным экзаменом на умение работать по современному, был получен в 2009 году.

Адрес:

224028, Республика Беларусь, Брест, Гоздецкого 11

Телефоны: приёмная: (+375-162) 47-90-17, факс: (+375-162) 47-91-39



Общество с дополнительной ответственностью научно-производственное предприятие

ОДО НПП «Брест-КАД»

224030, Беларусь, Брест, ул.Советская 80 оф. 49;
Тел. +375(162) 237692,
факс 237280

КОНСТРУКТОР ЗДАНИЙ

Программа для автоматизации процесса проектирования зданий из штучных материалов, а так же монолитных зданий.

Самые невероятные сроки проектирования, со всеми расчетами и схемами становятся реальными с программным обеспечением предприятия «Брест-КАД»

«Конструктор зданий» – программный комплекс осуществляющий:

- проектирование фундаментов под стены и колонны на естественном и свайном основании. Выдает на выходе готовые чертежи раскладки фундаментных элементов под стены и столбы на естественном и свайном основании, чертежи устройства тела фундаментов и монолитных ростверков, с указанием схем армирования, чертежами арматурных изделий и спецификациями.
- проектирование балочного ростверка из монолитного железобетона.
- автоматический сбор нагрузки от собственного веса перекрытий, покрытий, стационарного оборудования и собственного веса стен и перегородок, и передаче их на расчетные участки;
- подбор по нагрузке и раскладку пустотных плит перекрытий и покрытий;
- подбор по нагрузке перемычек и прогонов над проемами, имеется возможность использовать в качестве перемычек и прогонов стальные равнополочные уголки. По результатам раскладки составляется спецификация сборных элементов и ведомость расхода стали как по этажам, так и для всего здания в целом;
- проектирование каменных и армокаменных конструкции здания. Пользователь имеет возможность изменить марку кирпича или раствора на этаже с последующим автоматическим перерасчетом. По окончании проектирования формируется ведомость расхода материалов как на этаж, так и на весь объект;
- проектирование монолитных каркасов жилых, гражданских и промышленных зданий с выпуском чертежей комплекса КЖ. На основе конструктивной модели здания создается конечно-элементная модель объекта и передается на расчет с помощью вычислительных комплексов “*Stark*” или “*Lira*”. Выполняется статический расчет и армирование в среде “*Stark*” или “*Lira*”. На основании полученных результатов выполняется конструирование элементов конструкции здания и формируется полный набор проектно-конструкторской документации по рассчитанным конструктивным элементам. Чертежи со всеми спецификациями создаются в DXF-формате для передачи в AutoCAD для последующего вывода на бумажный носитель.

ОТКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «ПОЛЕСЬЕЖИЛСТРОЙ»

Открытое акционерное общество «Полесьежилстрой» на рынке строительных и проектных работ более 35 лет.

Точкой отсчета начала деятельности ОАО «Полесьежилстрой» считается декабрь 1977 года, когда согласно приказу Главного управления по мелиорации земель и строительству совхозов на Полесье (Главполесьеводстрой) при Министерстве мелиорации и водного хозяйства бывшего СССР был образован трест "Брестсовхозстрой", в дальнейшем преобразованный в проектно-промышленно-строительное объединение «Полесьежилстрой», а в 1994 году предприятие акционировалось в открытое акционерное общество «Полесьежилстрой».

В настоящее время ОАО «Полесьежилстрой» – это крупное, стабильно развивающееся предприятие, в которое входят 8 структурных подразделений:

➤ **филиал ПМК-12** – выполняет внутренние сантехнические и электро-монтажные работы, наружные инженерные сети, производство бетона, услуги по распилу древесины.

➤ **филиал ПМК-17** – выполняет весь комплекс общестроительных работ: устройство каменных конструкций, монтаж сборных бетонных и железобетонных конструкций, устройство монолитных железобетонных конструкций, монтаж несущих и ограждающих металлических конструкций, кровельные работы, гидроизоляционные и теплоизоляционные работы, электромонтажные, штукатурные работы, заполнение оконных и дверных проемов, устройство дорожных покрытий пешеходных зон из тротуарных плит и многое-многое другое.

➤ **филиал ПМК-26** – выполняет штукатурные работы (внутренние и наружные), шпаклевка и окраска (фасадов и внутренних помещений), облицовочные работы (внутренние и наружные), стяжки пола с применением установок «ПНЕВМОБЕТОН», устройство полов (монолитных покрытий, покрытий из плиточных материалов, синтетических рулонных покрытий, деревянных и на их основе) утепление фасадов, установка дверей внутренних и наружных (ПВХ, дерево, алюминиевых и металлических), услуги автовышки, работы по устройству дорожных покрытий из тротуарных плит.

➤ **филиал ПМК-29** – оказывает услуги землеройной техники, услуги авто-кранов, услуги самосвальной техники и многое другое.

➤ **филиал ПМК-82** – выполняет земляные работы, бетонные и железобетонные монолитные конструкции, конструкции из кирпича и блоков, металлические конструкции, деревянные конструкции, устройство полов, кровли, конструкции в сельском хозяйстве, отделочные работы, теплоизоляционные работы, озеленение, защитные лесонасаждения, многолетние плодовые насаждения. Не так давно в филиале ПМК-82 открыто новое производство по изготовлению окон ПВХ.

➤ **УПТК ОАО «Полесьежилстрой»** – недавно созданный филиал, занимается изготовлением металлоконструкций всех видов. Филиал СУ-2 в г. Минске – это новое структурное подразделение, которое выполняет весь спектр общестроительных работ как в городе Минске и Минской области, так и в других областях нашей страны.

Также в составе ОАО «Полесьежилстрой» имеется собственное Управление проектных работ, численностью 51 человек.

На сегодняшний день «Полесьежилстрой» является одним из крупных застройщиков в городе Бресте и Брестской области, имеет многолетний опыт работы на рынке строительных услуг и известно своим высоким уровнем профессионализма и надежности. Компания активно реализует проекты по строительству жилой, коммерческой и торговой недвижимости.

В последние годы, сделав акцент на жилую недвижимость, «Полесьежилстрой» начало активно застраивать разные районы нашего города: жилые дома по ул. Васнецова, переулок 3-й Заводской, проспект Республики, в период с 2003 года по 2007 год был построен жилой квартал в районе улицы Дубровской, состоящий из 4-х домов, всего за четыре года «вырос» прекрасный микрорайон в Северном городке, в настоящее время мы приступаем к застройке второй очереди строительства Северного городка, а также начинаем строительство квартала застройки в самом центре города в районе улиц Папанина-Халтурина-Гоголя, предлагающего жителям максимум возможностей для комфортной жизни.

«Полесьежилстрой» строит не только в городе Бресте, но и в других районах Брестской области – это прекрасные санатории, современные жилые дома в д. Тельмы, Мотыкалы, Чернавчицы, агрогородки, молочно-товарные фермы и заводы.

Все объекты строятся по индивидуальным проектам, разработанным архитекторами собственного управления проектных работ, и отличаются современным дизайном, эффективной и удобной планировкой зданий и помещений.

Научное издание

**ПЕРСПЕКТИВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ
ИННОВАЦИОННОГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА
И ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ**

Сборник научных статей
XIX Международного научно-методического семинара
23-25 октября 2014 года

Часть I

Текст печатается в авторской редакции

Ответственный за выпуск: *Шалобыта Н.Н.*
Редактор: *Боровикова Е.А.*
Компьютерная вёрстка: *Боровикова Е.А.*
Корректор: *Никитчик Е.В.*

ISBN 978-985-493-309-2



Издательство БрГТУ.
Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г.
Подписано к печати 21.10.2014 г. Формат 60x84¹/₁₆.
Бумага «Сигурочка». Гарнитура Times New Roman.
Усл. печ. л. 21,04. Уч.-изд. л. 22,63. Заказ № 875.
Тираж 200 экз. Отпечатано на ризографе учреждения
образования «Брестский государственный
технический университет».
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.