

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**  
**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ**  
**«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**  
**СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ**

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

**Perspective Directions of Innovative Development of Construction  
Industry and Engineering Training**

Сборник научных статей  
XXI Международного научно-методического семинара

**Часть I**

25-26 октября 2018 года

Брест 2018

УДК 69.05:378.2(08)

ББК 38

П27

Рецензенты: доктор технических наук, директор филиала РУП Институт БелНИИС – научно-исследовательский центр **Деркач Валерий Николаевич**,

профессор, доктор технических наук, профессор кафедры менеджмента учреждения образования «Брестский государственный технический университет» **Павлючук Юрий Николаевич**

**Редколлегия:** **Тур Виктор Владимирович** – заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов учреждения образования «Брестский государственный технический университет», д.т.н., профессор;

**Шалобьга Николай Николаевич** – проректор по научной работе учреждения образования «Брестский государственный технический университет», к.т.н., доцент;

**Семенюк Сергей Михайлович** – декан строительного факультета учреждения образования «Брестский государственный технический университет», к.т.н., доцент;

**Кисель Елена Ивановна** – заведующий кафедрой экономики и организации строительства учреждения образования «Брестский государственный технический университет», к.т.н., доцент;

**Матвеевко Никифор Викторович** – ассистент кафедры строительных конструкций, м.т.н.;

**Яловая Юлия Сергеевна** – старший преподаватель кафедры экономики и организации строительства, м.т.н.;

**Кароза Анна Игоревна** – старший преподаватель кафедры архитектуры;

**Клебанюк Дмитрий Николаевич** – старший преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций, м.т.н.;

**Романюк Ирина Николаевна** – специалист редакционно-издательского отдела

**П27 Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров:** сборник научных статей XXI Международного научно-методического семинара; Брест 25-26 октября 2018 года / БрГТУ; редкол.: Н.Н. Шалобьга [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2018. –Ч. 1 – 388 с.

ISBN 978-985-493-437-2 (ч. I)

ISBN 978-985-493-435-8

Представлены статьи ведущих ученых Республики Беларусь, Российской Федерации, Республики Польша, Ирана 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)

ББК 38

ISBN 978-985-493-437-2 (ч. I)

ISBN 978-985-493-435-8

Издательство БрГТУ, 2018

## **К 85-ЛЕТИЮ ПРОФЕССОРА, ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК, ЗАСЛУЖЕННОГО ДЕЯТЕЛЯ НАУКИ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ Т.М. ПЕЦОЛЬДА**

**Казачек В.Г., Лазовский Д.Н., Рак Н.А., Тур В.В.**

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 3x12 м для покрытий промышленных зданий, железобетонных сводов полупроходных каналов теплотрасс, конструкций покрытий (ферм и плит) из легких бетонов для промышленных зданий, многопустотных плит стендового безопалубочного формования. 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 железобетона Госстроя СССР (НИИЖБ), Проектным институтом № 1 (ПИ-1), Центральным научно-исследовательским институтом промыш-

ленных зданий (ЦНИИпромзданий), г. Москва; Научно-исследовательским институтом строительных конструкций (НИИСК, г. Киев).

В 1967 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. Хаяутин, 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 роликовыми 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 энергоем-

кость конструкций до 15 %, в 2 раза уменьшить стоимость перевозки. 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 проектном 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. Клевцов), 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 защищены 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 по 2017 гг. был 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, являлся многолетним членом Президиума научно-технического совета этого министерства, возглавлял Национальный комитет Республики Беларусь Международной федерации по бетону (*fib*), являлся 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 формования. 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. Потерцуком.

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). Является членом экспертной комиссии Министерства строительства и архитектуры Республики Беларусь по осуществлению организационно-методической работы для внедрения в установленном порядке в практику проектирования и строительства ТКП EN (Еврокодов).

Под его руководством в 2017-2018 гг. осуществлена разработка Национального Дополнения к ТКП EN 1992-1-1, в котором приведены дополнительные сведения в виде схем усилий, уравнений равновесия и уравнений совместности, относительных параметров напряженного состояния, алгоритмов решения прямой и обратной задач расчета, а также вспомогательных таблиц, значительно облегчающих проектировщику выполнение расчетов сопротивления железобетонных и предварительно напряженных элементов при проверках предельных состояний методом частных коэффициентов. Но главное заключается в том, что в разработанном Национальном дополнении представлены также методы расчета, альтернативные, приведенным в ТКП EN 1992-1-1, но обеспечивающие уровень надежности конструкций не ниже требуемого в EN1990

В 2018 г под его руководством начата разработка нового национального нормативного документа по проектированию железобетонных конструкций.

Таким образом, осуществляемое при непосредственном участии Т.М. Пецольда внедрение Еврокодов в Республике Беларусь 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 строи-

тельстве 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 по 2018 гг. Т.М. Пецольд работал 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), а с 2018 года полностью перешел на работу в ГП «Институт НИПТИС им. С.С. Атаева» на должность главного научного сотрудника, 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 постоянно привлекается руководством РУП «Главгосстройэкспертиза» Госстандарта Республики Беларусь 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.

Награжден золотой и двумя серебряными медалями ВДНХ СССР, дипломом качества и золотой медалью Европейской научно-промышленной палаты, нагрудным знаком в честь 40-летия Полоцкого государственного университета, нагрудным знаком МЧС Республики Беларусь, нагрудным знаком «За заслуги в строительстве» Союза строителей Республики Беларусь, нагрудным знаком «Отличник образования Республики Беларусь».

Т.М. Пецольд является почетным профессором Брестского государственного технического университета, профессором Международной академии архитектуры.

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.

**К 75-ЛЕТИЮ ПРОФЕССОРА, ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК,  
ПОЧЕТНОГО СТРОИТЕЛЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ С. Д. СЕМЕНЮКА**

**Москалькова Ю. Г.**



Слава Денисович Семенюк – доктор технических наук по специальностям: 05.23.01. – Строительные конструкции, здания и сооружения; 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения, профессор, ганаровы будаўнік Республики Беларусь. Является автором многочисленных публикаций (более 400) в том числе монографий и учебных пособий. Создал научную школу – «Совершенствование строительных конструкций и методов расчета зданий и сооружений», которой успешно руководит.

Родился 13 мая 1943 г. в г. Полонка (окраина г. Луцк) Волынской области на Украине. Начальное образование получил в Азербайджане в г. г. Баку, Ганжа, Мингечаур. 9-10 класс окончил в Здолбуновской СШ №2 Ровенской области. 1959-1965 г. г. студент Украинского ордена Дружбы Народов института инженеров водного хозяйства. Специальность по диплому – Строительство ГЭС и речных сооружений с правом выполнения

общестроительных работ. 1966-1967 г. г. служба в рядах СА (Львов, Севастополь, Волгоград, Ленинкан). На Мамаевом кургане открывал мемориал: Родина-мать зовёт.

С 1968 г. Работал в УИИВХ и НИИСК Госстроя СССР. Под руководством проф. д.т.н. Торяника М. С. подготовил и защитил кандидатскую диссертацию «Исследование косожимаемых керамзитобетонных элементов», испытал при этом 72 колонны и обработав по предложенной методике около 200 колонн (данные Полт ИСИ и института Эдуарда Тороха). На основе выполненной работы данные рекомендации по определению условной критической силы при косом внецентренном сжатии. При граничных условиях выражения критической силы трансформируется как для внецентренного сжатия, что и было заложено в нормативные документы бывшего СССР, а также в Польше и Германии.

С 1982 г. назначен научным руководителем отраслевой научно-исследовательской лаборатории эффективных железобетонных конструкций промышленного и водохозяйственного строительства при НИИСК Госстроя СССР (г. Киев). С этого же года под научным руководством д.т.н., профессора С. Н. Клепикова работает над проблемой обеспечения прочности и целостности зданий и сооружений, возводимых на неравномерно деформируемом основании. За 1982-1987 г. г. были приведены экспериментальные исследования работы железобетонных пространственных фундаментов на моделях включая исследования работы фундаментов методом фотоупругости, исследования фрагмента железобетонного фундамента и натурные исследования железобетонного рамно-пространственного фундамента на подрабатываемых территориях для жилых домов серии 1.21.

С ноября 1987 г. Семенюк С. Д. работает в Могилевском машиностроительном институте (теперь Белорусско-Российский университет) сначала доцентом кафедры ПГС, затем зав. Кафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения» Патронаж в виде научного



консультанта по работе над докторской диссертацией Семенюка С. Д. осуществлял начиная с 90<sup>х</sup> годов прошлого века д.т.н., профессор Босаков С. В. Диссертацию на соискание ученой степени доктора технических наук защитил в 2003 году.

Отличается серьезным, обстоятельным и вдумчивым отношением к постановке, решению и осмыслению результатов научных исследований. Именно им были вскрыты причины обрушения покрытия спортивного зала СШ №1 в райцентре Краснополье Могилевской области и даны рекомендации ко восстановлению эксплуатационных качеств несущих строительных конструкций. При его участии и авторскому надзору запроектирован испытательный полигон РУП «БелАЗ» (дорога с пороговыми неровностями и тормозной участок) под карьерные самосвалы грузоподъемностью в 500 тонн. Для Старобинского месторождения калийных солей запроектировано и введено в действие устье ствола шахты №2 диаметром 17,5 м на глубину 35,0 м от дневной поверхности земли.

Является членом ТКС по бетонным и железобетонным конструкциям, а также по механике грунтов, основаниям и фундаментам. Входит в состав совета по защите диссертаций Д 02.09.01 при УО «Брестский государственный технический университет» и Д 2.05.05 при Белорусском национальном техническом университете. В настоящее время готовит Национальное приложения к Еврокоду по легким бетонам.

## **К 70-ЛЕТИЮ ПРОФЕССОРА, ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК П.С.ПОЙТЫ. ОБРАЗЕЦ УПРАВЛЕНЦА В СИСТЕМЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ**

**Стрелец М.В.**

23 сентября 2018 года исполняется 70 лет со дня рождения брестчанина Петра Степановича Пойты. Этого уроженца деревни Харсы Брестского района Брестской области знают далеко за пределами города над Бугом. Он всегда задавал планку и как управленец в системе высшего образования, и как учёный, и как педагог, и как общественный деятель. Это по достоинству оценено компетентными государственными органами, институтами гражданского общества. Пётр Степанович встречает свой юбилей с наличием множества регалий, званий, наград. Он – доктор технических наук, профессор, Почётный гражданин города Бреста, Заслуженный работник образования Республики Беларусь. Имело место и награждение медалью «За трудовое отличие», целой россыпью грамот [1].

Вся трудовая биография П.С. Пойты связана с Учреждением образования «Брестский государственный технический университет» (УО «БрГТУ»). Юбиляр прошёл здесь путь от студента до ректора. Не секрет, что в любом учреждении, в любой организации коллектив настороженно воспринимает назначение на должность руководителя «варяга», человека со стороны. Автор этих строк хорошо помнит отсутствие всякой настороженности коллег по работе, когда Пётр Степанович возглавил альма-матер. За плечами нового ректора были тридцать лет трудовой деятельности. Она стартовала, когда вуз был известен по аббревиатуре «БИСИ», что означало «Брестский инженерно-строительный институт». С тех пор будут два переименования. Сначала речь шла о Брестском политехническом институте, затем об Учреждении образования «Брестский государственный технический университет». Каждое из переименований было связано с увеличением числа специальностей, которые не стыковались со строительным профилем. Естественно, повышалась ответственность руководства вуза. П.С. Пойта впервые это ощутил, будучи в 1995–2002 гг. первым проректором альма-матер. Он же сыграл ключевую роль в первой аккредитации вуза в качестве университета в 2000 году. Осенью 2002 года начнётся ректорский марафон Петра Степановича, в рамках которого будут очередные аккредитации. Их результат известен: убедительное подтверждение статуса технического университета.

Представляется вполне уместным логическое ударение на слове «убедительное», ибо за всё этим стоит титаническая и в то же время новаторская работа ректора П.С. Пойты. Главный результат данной работы: достижение разительного рывка в положении университета на образовательном рынке.

Если принять количественный параметр студенческого корпуса УО «БрГТУ» на осень 2002 года за 100 процентов, то через десять с небольшим лет будет преодолён рубеж в 200 (!) процентов. До конца весны 2018 года, когда Пётр Степанович покидал пост ректора, было открыто около десятка новых специальностей. Впечатляет динамика на предмет представительства иностранных граждан в студенческом корпусе. Осенью 2002 года таковых было пару десятков из нескольких государств. Когда юбиляр передавал эстафету своему преемнику, счёт уже шёл на сотни при резком расширении географии, в официальном отчёте называлось 14 государств.

Стала обретать реальные очертания образовательная модель, в рамках которой наличествуют две ступени. Это означало, что в вузе появились свои магистранты. Было оперативно налажено их обучение по техническим и экономическим специальностям. Качество подготовки магистров оказалось настолько высокое, что соответствующий сегмент рыночных услуг стал предметом пристального интереса как в нашем Отечестве, так и в ближнем и дальнем зарубежье. В группах магистрантов нередко можно услышать турецкую, корейскую, китайскую речь.

Очень важно, что многие магистерские диссертации переросли в кандидатские. Для соискателей учёных степеней по строительным специальностям большим удобством является наличие специализированного совета по защите кандидатских и докторских диссертаций при БрГТУ. Юбиляр приложил колоссальные усилия для его создания. Он возглавлял этот совет, будучи ректором и не оставил пост председателя после ухода с должности ректора.

На всех кафедрах своевременно готовились учебно-методические комплексы, разрабатывались учебные программы, была поставлена на системную основу работа по повышению квалификации кадров. Пётр Степанович перед заключением контрактов жёстко ставил вопрос о том, на какой стадии находится подготовка диссертаций у неостепенённых преподавателей.

Вуз технический и здесь всегда существует потребность в разнообразном техническом оборудовании для обеспечения учебного процесса, в применении современных технологий в данном деле. Ректор П.С. Пойта в этой связи много преуспел. Достаточно упомянуть выдающийся интеллектуальный продукт ОДО «Брест-КАД». Именно так можно охарактеризовать собственные технологии этой структуры, внедрённые в учебный процесс для будущих архитекторов в БрГТУ [2].

Петру Степановичу удалось поднять на новую высоту связь обучения с реальной практикой. В этой связи интересно обратиться к его интервью газете «Вечерний Брест», когда ректорский марафон разменял уже второй десяток. Юбиляр заявлял: «Мы сегодня всех студентов-строителей от 1-го до 3-го курса направляем на срок от 3 до 6 месяцев на практику по их будущим специальностям. Это уже дает отличные результаты: ребята уверенно чувствуют себя в профессии, понимают, что будут делать подчиненные им в будущем кадры»[3]. Вместе с тем был момент, по которому ректор бил тревогу. В том же интервью читаем: «Проблемы начинаются с 4-го курса, когда мне бы хотелось, чтобы они реально «понюхали» управленческого «пороха», но – увы – инертность мышления современных чиновников и руководителей не дает до конца реализоваться нашим стремлениям. Они все еще считают, что будущему инженеру либо руководителю во время практики «лучше ничего не трогать»»[3].

В заслугу П.С. Пойте можно поставить усиление инновационного характера научно-исследовательской деятельности профессорско-преподавательского состава. Резко возросло количество разработок тамошних учёных, внедрённых в различных отраслях народнохозяйственного комплекса. Вступило в качественно новый этап их международное сотрудничество, в рамках которого вёлся совместный поиск ответов на вызовы глобальной научно-технической революции.

В архитектуру настоящего доклада, конечно же, вписывается и показ самого П.С. Пойты как учёного и организатора строительной науки. По всем статьям справлялся с обязанностями научного руководителя заданий Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь по разработке технического кодекса установившейся практики «Грунтовые основания, уплотнённые тяжелыми трамбовками. Правила проектирования и устройства». Многие научные изыскания сопряжены с плотным сотрудничеством со строительными организациями, размещёнными в двух областных городах Республики Беларусь, двух областных городах Российской Федерации, нескольких районных центрах родной для Петра Степановича Брестской области. В активе учёного сотни научно-методических разработок. Выход каждой из его двух монографий сразу же вызывал восхищение коллег по цеху. Секрет прост: каждый раз решалась крупная научная проблема. Коллеги по цеху позитивно оценивают также изобретения и патенты уроженца деревни Харсы, число которых разменяло уже девятый десяток.

Будучи четвёртым по счёту ректором БрГТУ, Пётр Степанович решительно превзошёл всех своих предшественников по части капитальных ремонтов. В разных местах появлялись строительные леса. Герой очерка вникал во все детали и как руководитель учреждения, и как инженер-строитель. У университета стал намного более приличный внешний вид, стало любо дорого зайти во многие аудитории. В ряде аудиторий были найдены такие решения по интерьеру, дизайну, которые позволяют достойно проводить мероприятия с широким международным участием.

Четвёртый ректор БрГТУ часто высказывался насчёт автономии отечественных вузов. Он, с одной стороны, принципиально поддерживал расширение автономии, а с другой стороны, призывал не наломать дров в этом ответственном деле, действовать предельно аккуратно, продуманно [4].

Юбиляр всю жизнь был равнодушным гражданином своего Отечества. Он четыре раза был представлен в областном Совете депутатов, многие годы возглавляет областную организацию Республиканского общественного объединения «Белая Русь». Как депутат всегда стремился выполнять указы избирателей, весьма заинтересованно участвовал в сессиях областного Совета. Как региональный лидер «Белой Руси» организовал множество патриотических мероприятий, активно пропагандирует белорусскую модель общественного развития. Будучи ректором, плодотворно взаимодействовал с самостоятельными студенческими объединениями на предмет политико-воспитательной работы, своевременно поддерживал соответствующие инициативы комитета БРСМ, профкома студентов, студенческого совета [5].

Я знаю Петра Степановича 31 год. Ровно столько времени работаю в БрГТУ. В этом человеке всегда подкупали честность, порядочность, высокая культура. Приходилось обращаться по разным делам, когда он был деканом факультета, первым проректором, ректором. Пётр Степанович непременно всё решал по справедливости. Я человек некурящий. Поэтому мне очень понравилось решение ректора П.С. Пойты запретить курение в университетских корпусах. Это было решение вопроса, находящегося на стыке морали, эстетики, культуры, здорового образа жизни. Пётр Степанович пошёл на данный шаг в числе первых руководителей белорусских вузов.

Уроженец деревни Харсы встречает юбилей, будучи счастливым мужем, отцом, бабушкой. Он очень рад, что дочери нашли себя в жизни. Мечтает об успешной самореализации своих трёх внуков[5].

#### Список источников

1. Пойта Пётр Степанович — city-brest.gov.by [Электронный ресурс].– 2018. – Режим доступа: <https://city-brest.gov.by/пойта-пётр-степанович/>. – Дата доступа: 29.04.2018.
2. Пойта Петр - Кто есть кто [Электронный ресурс].– 2018. – Режим доступа:
3. [https://vb.by/help/who\\_is\\_who/116.html](https://vb.by/help/who_is_who/116.html). – Дата доступа: 16.07.2018.
4. Расположение | БрГТУ | Брестский государственный технический ... [Электронный ресурс].– 2018. – Режим доступа:
5. [www.bstu.by/index.php?mact=News,cntnt01,default,1...3...3...](http://www.bstu.by/index.php?mact=News,cntnt01,default,1...3...3...) . – Дата доступа: 24.03.2018.
6. Пойта Пётр Степанович — geotech.by [Электронный ресурс].– 2018. – Режим доступа: [geotech.by/специалисты/пойта-пётр-степанович/](http://geotech.by/специалисты/пойта-пётр-степанович/). – Дата доступа: 08.01.2018.
7. Наша гордость | БрГТУ | Брестский государственный технический ... [Электронный ресурс].– 2018. – Режим доступа: [www.bstu.by/ru/fakultety/stroitelnyj/nasha-gordost](http://www.bstu.by/ru/fakultety/stroitelnyj/nasha-gordost): 19.07.2018.

## **К 60-ЛЕТИЮ ПРОФЕССОРА, ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК В.В.ТУРА. УНИКАЛЬНЫЙ ПРИМЕР ПЛОДОТВОРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ НА БЛАГО РОДНОГО ГОРОДА И ВСЕЙ СТРАНЫ**

**Стрелец М.В.**

Немногим более полутора лет остаётся до празднования 1000-летия города над Бугом. Город строится, расстраивается и, естественно, возникает вопрос о более эффективном использовании строительных материалов.

В этом вопросе первый по значимости пункт касается строительного материала номер один – бетона. В Бресте есть человек, который знает о бетоне всё, но самое главное, выявил многочисленные способы получения бетона с высокими эксплуатационными качествами. За каждым из выявленных способов стоит кипучая энергия заведующего кафедрой технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета (БрГТУ), профессора, доктора технических наук, заслуженного работника образования Республики Беларусь Виктора Владимировича Тура.

В строительной отрасли Бреста нашли широкомасштабное применение сформулированные им методы и подходы по оценке контроля прочности и качества бетона. Многие строительные организации взяли за правило обращаться к главному ноу хау Виктора Владимировича – конструкциям и материалам из расширяющихся и напрягающих бетонов. В этих конструкциях и материалах экономия бетона значительная, что вписывается в решение фундаментальных общегосударственных задач.

Брестским учёным предлагается эффективная конструкция монолитных плит перекрытий с комбинированным предварительным напряжением в построечных условиях. На сайте БрГТУ читаем: «Разработка основана на комбинированном способе создания предварительного напряжения в плитных конструкциях. Основная идея заключена в применении в одном конструктивном решении бетона на напрягающем цементе, позволяющего осуществить начальное натяжение арматуры, связанной с бетоном физико-химическим способом, и напрягаемой канатной арматуры, не имеющей сцепления с бетоном и натягиваемой механическим способом непосредственно на затвердевший бетон».

Что же мы имеем благодаря профессору в Бресте?

Спортивным болельщикам будет интересно узнать, что эта разработка с блеском применена в ходе реконструкции трибун стадиона «Динамо», Это же касается и пандуса во Дворце молодежи, реконструкции узловых участков на очистных сооружениях, строительства и реконструкции цехов промышленных зданий (заводы, Санта),

Многие брестчане, конечно же, посещали бассейны Дворца водных видов спорта в Бресте. Эти бассейны – первый в истории строительной отрасли Республики Беларусь опыт, когда ёмкости обретают плоть и кровь как единый монолит, без единого (!) деформационного шва. И этот опыт связан с именем брестского профессора. Профессор с гордостью заявляет: «Это полностью наш наукоемкий проект. До этого в Беларуси никто никогда не делал таких емкостных сооружений. Недавно подобная технология бесшовного покрытия пола впервые применена на строящемся промышленном предприятии в Гомеле».

К Бресту и Гомелю следует приплюсовать реконструкцию резервуаров в Ружанах, применение разработок в завязанном на «Славянском базаре» амфитеатре в Витебске, в спортивном комплексе «Минск-арена».

Подавая уникальный пример плодотворных изысканий на благо родного города и всей страны, профессор никогда не был отгороженным от научного сообщества одиночкой. У него есть своя научная школа. Под руководством этого человека написали свои диссертации 19 кандидатов наук. Прибавим к ним нынешних аспирантов, магистрантов. Виктор Владимирович плотно взаимодействует с коллегами по цеху, будучи председателем технического комитета по нормированию бетонных, железобетонных конструкций. Наш земляк также активно задействует механизмы народной дипломатии. Он – участник множества международных научных форумов. Многообещающим представляется совместный с Институтом Строительства Высшей государственной школы им. Папы Иоанна Павла II в Бялой Подляске (РП) проект «Разработка технологии для строительства экологически чистых и энергоэффективных домов с композитными наполняемыми конструкциями». Виктор Владимирович и его польские коллеги уверены, что в конечном итоге появится разработка новых энергоэффективных экотехнологий для строительства.

Совсем недавно герой очерка участвовал в работе второго съезда учёных Беларуси в качестве полномочного делегата. Решения съезда придали дополнительный импульс изысканиям Виктора Владимировича.

27 декабря 2017 года он отметит свой 60-й день рождения. Мы, коллеги по работе в БрГТУ, желаем уважаемому профессору успехов во всех его начинаниях, огромного личного счастья.

**Проблемы, исследования  
и тенденции развития  
региональной архитектуры**

Репозиторий ВРГУ

## ПРОБЛЕМЫ СОХРАНЕНИЯ И ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ ВХОДЯЩИХ В СОСТАВ ИСТОРИЧЕСКИХ ПАРКОВ БРЕСТСКОЙ ОБЛАСТИ

Басов С. В., Тур Э. А., Антонюк Е. К.

### Введение

На территории Брестской области в различной степени сохранилось 99 исторических парков, из которых особый статус имеют 24 памятника природы и 25 являются памятниками истории республиканского, областного или местного значения [1-3].

Усадьбы и дворцово-парковые комплексы в прошлом являлись наиболее выразительными культурными и экономическими образованиями Беларуси. Сложные комплексы архитектурных и природных элементов включали дворцы и усадебные дома, хозяйственные строения, каплицы, сады, парки, водные системы, малые архитектурные формы, объединенные единой логикой планировочного построения. Конвенция о всемирном наследии относит усадьбы к первой категории культурных ландшафтов, возникших в результате сплетения исторических событий, постоянной многолетней работы по обработке земли и организации пространства. С 1993 г. культурные ландшафты вносятся в Список всемирного наследия. Одними из основных элементов таких ландшафтов являются парки, формирование которых проходило в русле развития общеевропейской культуры с учетом местных традиций, а также природных и социально-экономических условий и эстетических вкусов владельцев [3].

Особенно богатыми на парковое и природное наследие являются Пружанский, Ляховичский и Барановичский районы, в которых расположено по 11 объектов, а также – Березовский, Пинский, Кобринский и Каменецкий районы – по 7 объектов.

Более 30 старинных парков связаны с именами знаменитых исторических деятелей и носят статус мемориальных (Скоки – Брестского, Высокое – Каменецкого, Камень Филаретов, Тугановичи, Заосье, Крашин, Павлиново, Полонечка, Ястрембель – Барановичского, М.Сехновичи – Жабинковского, Грушево – Кобринского, Грушевка, Флорианово Ляховичского, Закозель – Дрогичинского районов и т.д.

Проблеме сохранения и целевого использования старинных парков и памятников природы на территории Брестской области уделяется большое внимание.

В 1997 г. было принято специальное решение Брестского облисполкома «Аб першапачатковых мерах па захаванню і аднаўленню найбольш значных старадаўніх паркаў вобласці», благодаря реализации которого проведена большая работа по благоустройству исторических парков. На сегодняшний день около трети таких парков используются в качестве объектов отдыха, туризма и краеведения. Ярким примером этого является проделанная в парке им. 1 мая в г. Бресте работа по благоустройству территории, укреплению откосов, очистке водоемов, прореживанию парка с уборкой малоценных пород, обновлению газонов, цветочных клумб и т.д.

К сожалению, далеко не во всех исторических парках проделана хотя бы часть подобной работы по благоустройству и поддержанию на должном уровне состояния территорий. Это, прежде всего, касается бывших дворцово-парковых комплексов, где из-за отсутствия финансовых средств постепенно разрушаются здания усадебных домов постройки XVIII, XIX - начала XX веков и одновременно с этим дичают и приходят в запустение парковые территории (Гремяча Каменецкого, Павлиново, Тугановичи Барановичского, Кабаки, Сигневичи Березовского, Грушево Кобринского, Заполье, Дубое Пинского районов и др.).

В ряде случаев, в результате односторонней направленности видения садово-паркового хозяйства только в сторону увеличения количества растущих в нем деревьев, исторические парки к настоящему времени потеряли свои прежние живописные романтические облики и превратились в монотонные лесные массивы, в которых затерялись не только архитектурные сооружения, но и многочисленные экзоты, собранные и выращенные в свое время бывшими



владельцами. Ставший монотонным, уже по существу не парковый, а лесной ландшафт воспринимается современным поколением жителей, как данность.

В настоящей работе исследованы основные проблемы сохранения и использования памятников архитектуры, входящих в состав ряда исторических парков Брестской области.

### **1 Объекты исследования**

В данной работе в качестве объектов исследования являлись территории ряда исторических парков: Скоки Брестского района, Высокое, Гремяча Каменецкого района, Коссово Ивацевичского района. Выбор именно этих объектов был обусловлен возможностью их регулярного посещения с целью изучения динамики происходящих на их территориях процессов.

Мемориальный дворцово-парковый ансамбль в Скоках – усадьба Немцевичей в настоящее время активно восстанавливается. Проведены большие работы по реставрации дворца и прилегающей территории, которые существенно пострадали во время мировых войн и хозяйственной деятельности в советский период. На основной планировочной оси парка площадью около 5 га сохранились почти все основные элементы его исторической композиции. В центральной части парка существует трехрядная аллея и три поляны, обсаженные и декорированные различными породами деревьев и кустарников [2,3].

Формирование парка в г. Высокое началось одновременно со строительством дворца Сапегов – с 1678 г. и продолжалось при возведении резиденции Потоцких. Композиция парка с течением времени менялась. Старый парк, с прудом, был окружен рвами и валами, а новый, заложенный в первой половине XIX века, воплощал лучшие традиции пейзажного стиля [2,3]. Вся территория дворцово-паркового комплекса составляла около 50 га. К сожалению, в советское время была сильно нарушена композиционная целостность ансамбля – на территории парка была построена школа–интернат, жилые дома с хозяйственными постройками и т.п.

Относительно небольшой – около 5 га парк в Гремяче занимает часть склона пригорка около реки Пульвы. Симметрично дворцу – каменному одноэтажному дому (вторая половина XIX в.) – растут две лиственницы европейские и несколько сосен. За небольшим парковым партером находится пейзажная часть парка с великолепной окружающей перспективой и видом на реку Пульву. На прилегающей территории сохранились хозяйственные постройки (примерно начала XX в.) из бутового камня: сыроварня (кирпичное здание, 14x7 м.); ледник (из крупных колотых камней, 7x7 м.). От амбара (из крупного колотого камня, 14x7 м.) остались только стены.

Дворцово-парковый ансамбль в г. Коссово в настоящее время также, как и в Скоках, активно реставрируется. В том числе, планируется возрождение великолепного парка, который был задуман, спроектирован и существовал по подобию ренессансных садов Италии. Исторически часть этого парка с тыльной стороны дворца по крутому склону была спланирована в виде трех террас. Крутые склоны террас (перепад между первой и второй террасами составляет около четырех метров) были закреплены ковром газона, который прочно удерживал их форму. Вдоль гребня тянулись ряды сирени. Спуски, расположенные на главной оси, были оформлены лестницами. Украшением террас являлась скульптура и два фонтана с большими чашами. Спуск у подножья последней террасы завершался калиткой с пилонами, через которую осуществлялась связь с нижним парком, главным композиционным элементом которой являлась водная система из трех водоемов.

Как известно, дворец и территория этого ансамбля сильно пострадали в годы войны, а в послевоенное время практически не использовались. Это привело к значительным разрушениям, как здания дворца, так и к деградации значительной территории земель парка, где в послевоенное время неконтролируемо стали произрастать различные виды древесно-кустарниковой растительности.

При проведении реставрационно-восстановительных работ было принято и реализовано решение об очистке значительной части территории парка от указанных насаждений, и в первую очередь, склонов террас – приведение ее в соответствие историческому облику. Это позволило,

как воссоздать исторический вид этой части дворцово-паркового комплекса, так и в определенной степени решить проблему эрозии и деградации земель на склонах террас [5].

## **2 Основные проблемы сохранения и использования памятников архитектуры, входящих в состав ряда исторических парков Брестской области.**

На территории любого исторического парка или дворцово-паркового комплекса безусловными доминантами являются архитектурные сооружения – усадебные дома, каплицы, часовни, хозяйственные постройки, гидротехнические сооружения, малые архитектурные формы.

Рассуждая о сохранившихся на сегодняшний день исторических дворцово-парковых комплексах Брестской области важно понимать, в первую очередь, основную проблему их сохранения и использования – практически все объекты не дошли до нашего времени в оригинальном, аутентичном состоянии. На протяжении длительного времени архитектурные элементы парков не использовались по прямому назначению, перестраивались, подвергались разрушению во время войн, вандализму местного населения, а в ряде случаев и местной власти.

Практически все исследованные нами дворцово-парковые комплексы на сегодняшний день по разным причинам утратили свою композиционную целостность, которую в настоящее время невозможно воссоздать. В качестве примера этой проблемы – усадебный дворец Потоцких в г. Высокое и дворец Немцевичей в Скоках: рядом с историческими зданиями, в непосредственной близости, располагаются здания действующих учреждений среднего образования, построенные в ином архитектурно-планировочном стиле.

Следующая проблема – наиболее очевидная в этом вопросе – отсутствие, или недостаток финансовых средств, для проектирования и реставрации у собственников исторических объектов. В этом отношении дворцово-парковые комплексы, находящиеся в государственной собственности (вошедшие в республиканские и региональные программы финансирования) имеют очевидное преимущество. Отреставрированный дворец в д. Скоки – усадьба Немцевичей, великолепный дворец Пусловских в г. Коссово показывают возможности решения сложнейших проблем реставрации подобных объектов.

Противоположным, негативным примером, является состояние памятников архитектуры находящихся в частной собственности, которые расположены на территории исторических парков в г. Высокое и хуторе Гремяча, Каменецкого района.

К сожалению, наиболее яркий пример того, как можно уничтожить памятник архитектуры (и в целом, сформировавшийся дворцово-парковый комплекс) это усадьба князей Пузынов на хуторе Гремяча (рядом с д. Гремяча). Точных данных о времени закладки усадебного дома не имеется. Предположительно дворец и усадьба построены во второй половине XIX века Пузынами (известно, что в 1857 году усадебного дома ещё не было).

Один из последних владельцев имения князь Юзеф Пузына в 1933 году продал земли имения осадникам, а в усадебном доме на безвозмездной основе располагалась школа.

С 1950-х годов дворец использовался как пионерский лагерь, благодаря чему был в хорошем состоянии. После 1991 года усадьба числилась за Каменецким райисполкомом.

Переживший две мировые войны и Советскую власть, дворец в Гремяче начал медленно, но верно разрушаться с середины 1990 годов. В 2005 году райисполком безвозмездно передал усадьбу местному сельхозпредприятию ОАО «Восход-Каменец», которое вложило значительные средства в разработку проектно-сметной документации его реставрации, однако серьезных действий по сохранению усадьбы им принято не было.

Причина бездействия не в отсутствии средств и желания у собственника, а в действующем на тот момент законодательстве «Об охране историко-культурного наследия». Даже элементарные работы по консервации здания, под угрозой штрафов, необходимо было согласовывать с министерством культуры и их подчиненными на районном и областном уровне, а так же с научным руководителем объекта, который так и не был утвержден (типичная для многих исторических архитектурных объектов ситуация).

В результате прямого давления руководства Каменецкого райисполкома в 2009 усадьба была выставлена на аукцион и в 2011 году перешла в собственность известному в г. Бресте предпри-

ятию по производству стеклопакетов СП «ВэскоБел» с целью создания туристическо-оздоровительного комплекса. Но и этот собственник за последующие годы ничего существенного не сделал. Неоднократные заявления о начале реставрационных работ не подтверждаются. В лучшем случае речь идёт о работах по ограждению территории, противоаварийным мероприятиям и простейшей консервации. Годы бездействия собственников привели к окончательному превращению дворцово-паркового ансамбля в «остатки бывшей усадьбы в д. Гремяча» – именно так теперь в официальных документах теперь значится этот объект.

Менее печальная, но похожая судьба у дворца Потоцких в г. Высокое. В 2013 году Каменецкий райисполком избавился от этого проблемного для себя объекта путем продажи по упрощенной процедуре за одну базовую величину частному инвестору – MV Service, г. Минск. Новый собственник планировал создать на территории исторического парка гостинично-оздоровительный комплекс, но к настоящему времени лишь ограничил доступ посторонних лиц на объект и, что немаловажно, остановил процесс разрушения здания дворца, выполнив небольшие по объему противоаварийные работы.

Данная ситуация иллюстрирует еще одну проблему исторических памятников архитектуры. Многие собственники недооценивают собственные финансовые возможности и лишь в общих чертах, абстрактно, представляют целевое назначение и будущее использование отреставрированного объекта.

**Заключение.** На основании проведенного исследования можно сделать следующие основные выводы:

1. Из-за отсутствия (недостатка) финансовых средств для проектирования и реставрации, постепенно разрушаются многие памятники архитектуры в составе дворцово-парковых комплексов, одновременно с этим дичают и приходят в запустение парковые территории.

2. Невозможность (в ряде случаев) воссоздания близкой к оригинальной архитектурно-планировочной композиции таких объектов снижает их туристическую и инвестиционную привлекательность.

3. Проведение любых видов работ на историко-культурной ценности требует прохождения большого ряда административных процедур и согласований с государственными органами, что требует значительных материальных и временных затрат и привлечения квалифицированных специалистов.

4. Собственники объектов, в ряде случаев, не имеют четкого представления о будущем целевом использовании памятников архитектуры.

#### Список источников

1. Дзяржаўны спіс гісторыка-культурных каштоўнасцей Рэспублікі Беларусь / склад. В.Я. Абламскі, І.М. Чарняўскі, Ю.А. Барысюк. – Мінск : БЕЛТА, 2009. – 684 с.

2. Несцярцук, Л.М. Замкі, палацы, паркі Берасцейшчыны X – XX стагоддзяў / Л.М. Несцярцук. – Мінск: БЕЛТА, 2002. – 334 с.

3. Федорук, А.Т. Старинные усадьбы Берестейщины / А.Т.Федорук; под ред. Т.Г. Мартыненко. – Мн.: БелЭн, 2004. – 576 с.

4. Кулагин, А.Н. Архитектура дворцово-усадебных ансамблей Белоруссии / А.Н. Кулагин. – Минск: Наука и техника, 1981. – 134 с.

5. Тур, Э.А. Реставрация Коссовского дворца Пусловских и решение возникших при этом технических проблем / Э.А. Тур // Архитектурное наследие Прибужского региона. Проблемы. Исследования. Тенденции развития : сб.науч.трудов V Междунар. научно-практ. конф., Брест, 29-30 мая 2014 г. / под общ. ред. В.Ф. Морозова – Брест: Изд-во БрГТУ, 2014. – С. 151-155.

## ТИПОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ВОССОЗДАНИЯ УСАДЕБНЫХ КОМПЛЕКСОВ

Давидюк Э. А., Смитиенко И. В.

**Введение:** Почему проблема воссоздания памятников архитектуры очень актуальна в современной Белоруссии?

Наша страна особенно пострадала во время многочисленных войн национальных и религиозных. В результате многие памятники архитектуры прошлых времён взорваны либо разрушены. Но архитектурная среда, не обогащённая носителями культуры прошлых эпох, не может сформировать целостную картину национального самосознания. С момента создания независимого государства в Белоруссии ощущается острая необходимость в восстановлении самобытной архитектурной среды. Того архитектурного пространства, которое бы давало возможность ощутить и понять своеобразие именно белорусской архитектуры. Ведь в архитектуре как в пространственном виде искусства отражена концепция миропонимания наших земляков, свойственная тому или иному историческому периоду. Для воссоздания целостности нашей истории, для возможности прочувствовать и пережить те же чувства что и наши предки нужно грамотно проведённое возрождение целого ряда памятников истории архитектуры. Нужна научно разработанная программа этого возрождения.



Рисунок 1 – Дом И. Е. Репина в Здравнёво. Фото, около 1895 г.

Рассмотрим, каким образом происходит формирование знаковых систем в культуре. В XIX в. в число признанных ценностей вошла современность. В результате сформировавшегося в это время исторического сознания, произведения зодчества прошлых лет стали восприниматься как овеществлённая память, «памятники» своего времени. Постепенно был утрачен язык форм, составляющих архитектурные памятники прошлых эпох. Их освоение уже не мыслится без научного познания. Трансляция отдельно взятых архитектурных деталей, используемая при современном воссоздании без увязки с тем исконным смыслом, которым наделяли наши предки каждую деталь сооружения, невозможна. Тем более невозможно вычленение отдельных элементов здания из сложного механизма всей древней постройки. Если отдельно взятая группа элементов из прошлой постройки всё же используется в новом здании, претендующем на возрождаемый объект, то данное сооружение теряет смысловую составляющую древней архитектурной формы. Такого рода, самостоятельно выполненные

композиции претендуют на театральную декорацию или на сооружения, выполненные в стиле китч. Таким образом, не допустима подмена изначальных смыслов, содержащихся в древних формах сооружений и замена новым содержанием. Вновь созданные сооружения с использованием архитектурных форм утративших своё первоначальное значение дискредитирует историю, мешает правильному её познанию и формирует ложные представления о культуре прошлого.

**Основная часть. Концепция возрождения усадеб на территории современной Белоруссии.** В развитии усадебных комплексов на территории Белоруссии можно выделить несколько периодов. Вначале усадьба развивается как производственный комплекс, по производству и хранению сельскохозяйственной продукции. В данном типе утилитарная функция усадьбы казалась единственно важной, особая «парадная» часть ещё не выделялась, «красоту» не отделяли от «пользы». Первый тип усадьбы – это фольварк. В состав такого комплекса входил дом помещика, который находился на одной территории с хозяйственными постройками и домами крестьян, находящихся в услужении. Формирование второго типа усадеб происходило постепенно в результате сложения, так называемого дворка, куда входил комплекс хозяйственных построек, а дом помещика обособился в отдельно стоящий дворцовый комплекс с парком [1, с. 88 – 92]. Развитие усадебного зодчества на территории Белоруссии подчинено и господствующим в то время европейским стилям в архитектуре. Пример воссозданного фольварочного комплекса – это усадьба «Меречёвщина» Тадеуша Костюшки в Косово (рис.2), находящаяся рядом с Косовским дворцово-парковым комплексом. Примером второй группы возрожденных усадеб является Несвижский дворцово-парковый комплекс. В третью группу выделяются усадьбы художников и писателей, построенные во второй половине 19 в. на территории нашей страны. Это усадьбы последнего стиля в истории развития усадебных комплексов – стиля эклектика.



Рисунок 2 – Воссозданная усадьба Т. Костюшко «Меречёвщина»

Рассмотрим ещё один пример воссозданного хозяйственного комплекса по производству сельскохозяйственной продукции, которым является усадьба А. Мицкевича «Заосье» (рис 3). Данное воссоздание позволяет представить обыденную жизнь шляхтичей – жителей белорусских усадеб конца XVIII – начала XIX вв., которые не отличались особым богатством, но имели землю, статус и свободу. Они часто сами работали на своих участках, привлекая людей из деревни только на сезонные работы. Воссоздан типичный шляхетский фольварк того времени, с гуменной и усадебной группами построек. Постройки гуменной группы были связаны с обслуживанием дома и располагались рядом с ним, составляя единый ансамбль. Второй характерной для помещичьих усадеб группой была гуменная группа. Она располагалась на некотором удалении от усадебного дома. В усадьбе «Заосье» в эту группу входят гумно и хлев. В общую композицию включены погреб и баня, расположенная на берегу сохранившегося пруда. Хозяйственные постройки и хозяйский дом не стилизованы под старину, а воссозданы с использованием научных методов и сохранившихся иконографических, литера-

турных и археологических материалов. Далее рассмотрим усадьбу «Меречёвщина» Т. Костюшко (рис. 2). Данная усадьба размещена на территории Коссовского дворцово-паркового комплекса, это позволяет проследить развитие усадебного строительства в белорусской архитектуре от эпохи Ренессанса до периода романтизма. Воссоздание усадьбы вместе с хозяйственными сооружениями даст возможность восстановить истинное предназначение усадьбы XVI в., когда красивое понималось как полезное, и усадьба, в отличие от более позднего времени, была развитым хозяйственным комплексом. Усадьба «Меречёвщина» в существующем виде имеет мемориальную ценность.



Рисунок 3 – Воссозданная усадьба А. Мицкевича «Заосье»



Рисунок 4 – Воссозданная усадьба И. Е Репина «Здравнёво» в 2000 г.

Здание усадьбы «Меречёвщина» восстановлено как дом-музей Т. Костюшко. Если полностью воссоздать композицию усадьбы, то возможно будет возродить историческую ценность объекта. На сегодняшний день необходимо воссоздание фольварка.

Воссозданные усадьбы творческой интеллигенции, в частности «Здравнёво» под Витебском, позволяют изучить последний этап в развитии усадебных комплексов. Рассмотрим это воссоздание. Создание индивидуального жилья как поэтической творческой среды была начата русскими писателями и продолжена русскими художниками [2, с. 277]. Так же, как и в городской среде, дом утрачивает сословные и иерархические критерии и становится интимным. «Таково усадебное строительство – мир частного человека, здесь он волен был выразить свое отношение к миру, ощутить себя в многомерном, меняющемся в пространстве и во времени мире» [2, с. 139]. В конце XXI в. осознается самоценность человеческой личности, формируется интерес в отношении к прошлым эпохам.

В 1762 г. указ Петра III «О вольности дворянства» освобождал среднего помещика от несения длительной воинской службы, благодаря этому указу помещики могли всецело заняться своим имением. В конце XVIII в. Беларусь вошла в состав Российской империи. Многие земли раздаются российским генералам и чиновникам. Илья Ефимович Репин в начале 1892 г. получает усадьбу «Здравнево». Художник построил, а точнее перестроил своё имение сам в стиле эклектика. Историзм, возникший как осознание всего прошлого, сформировал основную концепцию эклектики. Увлечения различными направлениями в архитектуре прошлых эпох давало возможность отойти от известных норм и правил. Обращение к историческим архитектурным стилям в оформлении зданий конца XIX в. воспринималось как желания романтики и праздника в повседневной жизни.

Центральная часть усадьбы «Здравнёво» выполнена в виде причудливой башни (рис. 1). Такого рода архитектурные интерпретации выглядят уместными в эпоху эклектики. Сам автор решал, в каком стиле ему творить, а так как усадьба использовалась и для приема многочисленных друзей художника и как мастерская, то выбранная архитектурная форма вполне отвечает назначению. «Эклектический принцип «многостилья» заставлял искать «наиболее уместные» прообразы для каждого типа здания [3, с. 325]. В 1930 г. усадебный комплекс «Здравнёво» был разрушен. Воссоздание усадьбы «Здравнёво» осуществлено в 2000 г. (рис. 4). Дом возрождён по многочисленным сохранившимся рисункам самого Ильи Ефимовича Репина, которые делал художник при перестройке имения. В воссоздании интерьеров дома помогала внучка художника Татьяна Ильинична Дьяконова, проживавшая вместе с детьми и мужем в «Здравнёво» [4, с. 16 – 17].

Воссоздание усадьбы русского художника Ильи Ефимовича Репина возрождает память о периоде пребывания нашей страны в составе Российской империи. Именно в усадьбе «Здравнево» знаменитый художник написал картины посвященные Белоруссии. С 1892 по 1902 годы художником в имении «Здравнёво» были написаны более 40 картин. В этих работах Репин выразил восхищение белорусской природой, чувствуется интерес мастера к истории и традициям белорусского народа. Современный облик усадьбы отвечает принципам научного воссоздания, воскрешает утраченный объект духовной культуры нашего прошлого.

Возрождённая усадьба стала духовным символом. Помимо музея здесь существует образовательный центр в сфере художественного развития, методический центр. В «Здравнёво» проводятся вечера памяти и встречи мастеров искусств, пленэры маститых и начинающих художников, поэтические, музыкальные и театрализованные праздники. Возрождение таких архитектурных сооружений как усадьба «Здравнёво» выполняет и ещё одну немаловажную функцию, это объединение культур двух соседних государств. У России и Белоруссии много общего. Невозможно представить культуру Белоруссии без творчества русского художника Ильи Ефимовича Репина. Художником создан образ белоруса, в одноимённой картине. Много картин посвятил мастер белорусской природе. Жизненный путь и творчество многих знаменитых деятелей культуры и искусства, объединяют культуры двух великих государств. Воссоздание такого рода сооружений восполняют потребность в неких символах ушедших эпох. Это своего рода духовное возрождение, направленное на изучение с их помощью утраченного пласта духовной жизни народа, квинтэссенцией которой и являются ушедшие шедевры прошлого.

Продолжается процесс воссоздания усадебных комплексов и в настоящее время. В агрогородке Достоево Ивановского района Брестской области за счёт средств Союзного государства будет воссоздана родовая усадьба Фёдора Михайловича Достоевского, разрушенная в прошлом веке во время Второй мировой войны. Это пример шляхетской усадьбы, как и усадьба «Заосье» А. Мицкевича. Род Достоевских получил грамоту от пинского князя Фёдора Ярославовича для строительства усадьбы в 1506 г. В итоге представители рода Достоевских жили на белорусской земле около 200 лет. О начале процесса воссоздания родовой усадьбы свидетельствует резолюция Высшего государственного совета Союзного государства от 30 июня 2017 г. Работы по воссозданию основаны на архивных источниках XVIII в. и археологических исследованиях, согласно которым родовая усадьба писателя представляла собой типичный для Полесья фольварк больших размеров, состоящий из панского двора и хозяйственной части. Панский двор был окружён рвом и деревянной оградой, хозяйственная часть соединялась с ним при помощи моста. Все постройки были выполнены из дерева» [8]. Дом на каменном фундаменте с высокой гонтовой крышей и притвором состоял из пяти комнат, столовой и небольшой домашней часовни. Размер дома – 20х11м. Так же в усадьбе имелись два плодовых сада, огород, мельница и пивоварня. Скотный двор, гумно и кухня размещались в хозяйственных строениях. В двухэтажном флигеле жил эконо́м [8]. Въезд в усадьбу украшала каменная башня с высокой шатровой крышей. Рядом с башней находилась деревянная Ильинская церковь. У въездных ворот в усадьбу располагалась галерея, которая являлась местом для прогулок.

Усадебный дом рода Достоевских планируется восстановить к 2019 г. Это будет приурочено к 200-летию юбилею писателя, отмечающемуся в 2011 г. В воссозданном доме планируется создание литературного музея, посвящённого жизни и деятельности Фёдора Михайловича Достоевского. В 1982 г. в деревне Достоево создан культурно-просветительский центр, посвящённый популяризации наследия знаменитого писателя. Помимо большого значения для сохранения и развития культуры Беларуси, возрождение родовой усадьбы Достоевского позволит продолжить воссоздание символов традиций, которыми являлись фольварки типичной для Полесья средней служилой шляхты, представители которой занимали государственные должности, владели недвижимостью и вели торговлю.

**Вывод.** Рассмотрено воссоздание символов традиций, которое состоит в осмыслении этапов исторического развития воссоздаваемого объекта. Это воссоздание необходимо для понимания сущности культуры Беларуси в её многообразии. С этой целью проведён научный анализ воссоздания усадебных комплексов как наиболее выразительных культурных и экономических образований.

#### Список источников

1. Федорук, А. Т. Садово-парковое искусство Белоруссии / А. Т. Федорук. – Мн.: Ураджай. 1989 – 247 с.
2. Первушина Е. В. Усадьбы и дачи петербургской интеллигенции XVIII – начала XX века. Владельцы, обитатели, гости / Е. В. Первушина. – СПб.: Паритет, 2008 – 368 с.
3. Иконников, А. В. Тысяча лет русской архитектуры / А. В. Иконников. – М.: «Искусство», 1990 – 385 с.
4. Подлипский, А. М. Здравнёво: здесь жил И. Е. Репин / А. М. Подлипский. – Мн.: «Полымя», 1990. – 61 с.
5. Русская художественная культура второй половины XIX века / В. Г. Кисунько, М. Н. Бойко, Л. З. Корабельникова [и др.] – М.: Наука, 1988. – 388 с.
6. Русская художественная культура второй половины XIX века: картина мира. – М.: Наука, 1991. – 400 с.
7. Русецкий, А. В. Художественная культура Витебщины: Поозерье, Подвинье, Верхнее Поднепровье (в контексте восточно-славянских и западно-европейских культурных процессов) / А. В. Русецкий, Ю. А. Русецкий. – Витебск: Издательство УО «ВГУ им. П. М. Машерова», 2008 – 540 с.
8. В Беларуси восстановят родовую усадьбу Достоевских // [Электронный ресурс]. 6.11.2012. – / Режим доступа : <https://www.sb.by/articles/v-belarusi-vosstanovyat-rodovoyu-usadbu-dostoevskikh.html> – Дата доступа : 27.09.2018.



## КОНЦЕПЦИЯ СОЗДАНИЯ ФОРТИФИКАЦИОННОГО ТУРИСТСКОГО МАРШРУТА В Г. БРЕСТЕ

Кароза А. И.

**Введение.** Говоря о туризме в городе Бресте, мы неизменно говорим о Брестской крепости. Действительно сегодня можно уверенно сказать, что крепость – не только объект формирующей отрасль познавательного туризма в нашем городе, но и его бренд. Мемориальный комплекс «Брестская крепость – герой» входит в тройку самых посещаемых музеев, созданных на основе объектов историко-культурного наследия (вместе с Несвижским и Мирским замками). Однако, как территория мемориала является малой частью территории крепости, так и сама крепость является частью фортификационной системы, состоящей из крепости и двух фортовых обводов (рисунок 1). Из более чем 20 памятников фортификации, находящихся на территории Республики Беларусь в систему туризма включены только часть территории Брестской крепости (мемориальный комплекс), и форт V (музей). Все остальные сооружения используются как складские помещения либо пустуют. Фортовый пояс – неотъемлемая часть фортификационного комплекса Брестской крепости. Сооружения фортов и промежуточных укреплений, их остатки и ландшафт нуждаются в сохранении и включении в современную жизнь города. Как крепость и 2 кольца фортов являлись единым целым в стратегическом плане, так и сегодня сооружения крепости и остатки фортов должны стать единой туристской системой, включенной в городскую ткань. Такой цели наилучшим образом будет соответствовать включение сохранившихся фортификационных сооружений в единый туристский маршрут с созданием эффективной туристской и информационной инфраструктуры.

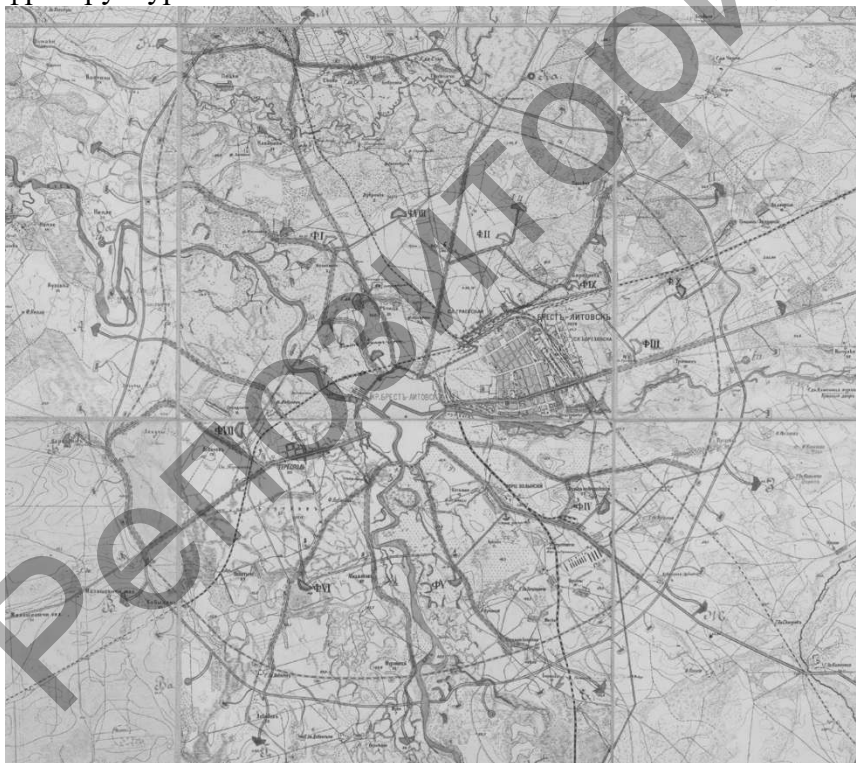


Рисунок 1 – План модернизации крепости Брест-Литовска 1907 г.

**Основная часть.** Примеры использования отдельных сооружений (в том числе фортификационных) как части общего маршрута встречаются как в нашей стране, так и за рубежом. Отличительной особенностью туристского использования крепостей и оборонительных линий в Западной Европе является комплексный подход: используются не единичные сооружения из множества, а оборонительные системы вместе с окружающим их ландшафтом. На основе фортификационных сооружений создаются музеи, интерактивные площадки, объекты культуры и обслуживания туристов.

Уникальным памятником древней фортификации, сохранившимся до нашего времени, является Линия Адриана (северная Англия) возведенная во II в. Сооружение имеет большую протяженность и состоит из остатков стены и руин нескольких фортов и промежуточных башен. Входит в Список памятников мирового культурного наследия ЮНЕСКО. Памятник

активно посещается туристами. Вдоль стены проложена автомобильная дорога с автостоянками (включая стоянки для туристических автобусов), указателями и информационными стендами. У основных объектов посещения (наиболее интересных и сохранившихся сооружениях) размещаются музеи (в основном небольшие частные музеи и выставочные павильоны), объекты питания и проживания. Создаваемые объекты туристской инфраструктуры и музейные экспозиции размещаются в близлежащих к памятнику зданиях, которые часто имеют историческое значение. Одним из объектов посещения туристского маршрута вдоль Линии Адриана является древнеримский форт Бирдосвальд. Это наиболее сохранившийся участок западной части Линии. В жилом доме XVI в., расположенном среди руин одного из римских фортов, размещается небольшая музейная экспозиция, хостел на 39 мест, небольшое кафе, конференц-зал, магазин сувениров и книжный магазин. Проводятся образовательные программы для школьников и студентов, интерактивные экскурсии, реконструкции исторических событий. На территории форта создана безбарьерная среда: на основных путях передвижения устроены электроподъемники для инвалидов-колясочников, санузел, душевая в хостеле, проходы соответствуют требуемым параметрам; создана информационная среда для инвалидов по зрению, помещение для собак-поводырей (рисунок 2).



Рисунок 2 – Общая схема объектов посещения и отдельные объекты фортификационного комплекса «Вал Адриана» (Великобритания)

«Музей обороны побережья» в Хеле (Польша) создан на основе берегового укрепления, служившего в годы Второй Мировой войны для установки артиллерийского крупнокалиберного орудия. Музей включает экспозиции в помещениях сооружения и на открытых экспозиционных площадках, кафе солдатской кухни, продажу сувениров, прокат велосипедов и другого транспорта, просмотровый зал для демонстрации документальных фильмов и кинохроники. Работает внутренний транспорт комплекса для совершения обзорных экскурсий. По побережью протянулась система из множества сооружений различных годов постройки, соединенных ходами сообщения, которые сегодня включены в туристский маршрут. Все сооружения связаны пешеходными тропами и велодорожками, обеспечены информационной инфраструктурой. На сооружениях, размещенных в местах концентрации туристов, созданы

объекты туристской инфраструктуры: продажа сувениров, кафе, пункты быстрого питания, прокат униформы. На основе комплекса проходят масштабные военно-исторические реконструкции событий Второй Мировой войны.

Музей «Линия Салпа» в окрестностях Ваалимаа (Финляндия) объединяет несколько фортификационных сооружений пешей тропой, по которой организуется интерактивная экскурсия. Музей создан в специально построенном здании и включает музейную экспозицию, зал для собраний, кафе, инфоцентр, пункт сувенирной торговли. Организуется детская образовательно-развлекательная программа, цикл лекций на военно-историческую тематику, конные прогулки, проводятся военно-патриотические мероприятия и акции. Музей и часть объектов посещения доступны для людей с ограниченными возможностями.

Подобные комплексы созданы и на других ФС данного типа: укрепления Амстердама, Атлантический вал, Линия Мажино, Линия Зигфрида.

Наиболее популярный туристский маршрут в Беларуси – «Замки Беларуси». Однако общей является тематика экскурсий и тип посещаемых объектов. Не создано общей туристской инфраструктуры, в первую очередь – информационной. Сразу несколько туристских маршрутов создано в Парке «Августовский канал»: водные, велосипедные, пешие, автомобильные и смешанные. Маршруты имеют различную протяженность и категорию сложности, включают разнообразные объекты посещения (в том числе форты Гродненской крепости). На всем протяжении маршрутов создана информационная инфраструктура, включающая общую схему маршрута и указатели. Но на пути следования и объектах посещения практически отсутствует туристская инфраструктура.

Для создания туристского маршрута в Бресте необходимо оценить сохранность каждого отдельного объекта, возможности и ограничения использования памятников фортификации в системе туризма.

В основе создания туристских маршрутов и объектов туристской инфраструктуры на базе исторических фортификационных сооружений должны быть положены концептуальные положения, позволяющие эффективно использовать исторические объекты, не нарушая их сохранности:

- обеспечить сохранность каждого объекта: всех сооружений, ландшафта, места нахождения;
- обеспечить возможность осмотра всех памятников фортификации;
- включить исторические фортификационные сооружения в современную жизнь города, придав им функциональное насыщение или включив в зеленый каркас города;
- создавая туристский маршрут или единый туристский комплекс обеспечить возможность самостоятельного использования отдельных объектов.

Вовлечение объектов фортификационного наследия в систему туризма и создание туристского маршрута имеет ряд особенностей, связанных с расположением, степенью сохранности и архитектурно-планировочными характеристиками объектов фортификации:

- отдельные сооружения находятся на расстоянии в несколько километров друг от друга, вследствие чего затруднена пешеходная доступность объектов, увеличивается протяженность транспортных путей, инженерных сетей и коммуникаций, отсутствует визуальная связь между объектами;
- сооружения вписаны в ландшафт, что накладывает отпечаток на возможность их визуального восприятия и создания в непосредственной близости крупных объектов инфраструктуры;
- часть сооружений сохранилось в руинированном виде или как ландшафт;
- сооружения имеют небольшие внутренние помещения, что затрудняет размещение на их основе объектов туристской инфраструктуры;
- практически все сооружения находятся в черте города, что позволяет использовать городские объекты инфраструктуры, облегчает их транспортную доступность;

- часть объектов находится на территории Польши, что накладывает необходимость создания трансграничного туристского маршрута (по возможности с упрощенным визовым режимом).

Территория крепости является объектом историко-культурного наследия категории 0, находится под охраной государства, имеет охранные зоны и режимы использования согласно белорусского законодательства. Из двух фортовых обводов под охрану государства (формально) взято всего 13 сооружений. Объектами историко-культурного наследия категории 2 являются форты «Граф Берг», А, З, I, V, VIII, оборонительные казармы «А-Б», «Ж-З», «Б-В», пороховые погреба «Ж-З», 2, 3, 4. Все исторические сооружения должны быть взяты под охрану государством с установлением для них охранных зон. Границы сооружений крепости и фортового обвода необходимо принимать по контуру исторических фортификационных сооружений (гласиса), а не сохранившихся видимых частей. Необходимо создание условий для гармоничного восприятия исторических сооружений, сохранения объёмно-пространственной композиции и их силуэтного решения; создания благоприятных условий восприятия исторической среды, гармоничной связи памятника фортификации с элементами современной городской застройки и ландшафта.

Сооружения Брестского фортового обвода размещаются в городской застройке (в жилой, промышленной и рекреационной зонах), в пригороде и в пограничной полосе (в том числе и на территории Польши). К объектам, находящимся на территории промышленных предприятий, военных частей доступ ограничен или полностью запрещен. Такими фортификациями являются уникальные сооружения форта «Граф-Берг» (находится на территории Брестского мясокомбината), остатки форта III (территория электромеханического завода), горжевая казарма форта IV (на территории военной части), форт IX (питомник педагогического университета), и пороховой погреб II (территория пожарного депо). На территории Республика Польша находятся форты VI, VII, И, Л, К, О, пороховые погреба 5, 6, К-О, оборонительная казарма К-О, система батарей и опорных пунктов.

На основе сохранившихся фортов и промежуточных опорных пунктов возможно создание системы объектов, функционирующих как в общем комплексе, так и самостоятельно. Создаваемые туристские маршруты должны быть различной протяженности, с возможностью выбора типа маршрута по продолжительности, виду транспорта (велосипедные, автомобильные, комбинированные), объектам посещения. Они должны включать не только объекты посещения, но и обслуживания туристов (торговли, питания, досуга, финансово-кредитного обслуживания и пр.) Поскольку большая часть памятников фортификации размещается в городской черте или ближайшем пригороде, при создании туристских маршрутов целесообразно использование городской уличной сети и включение в маршрут городских объектов культурного и бытового обслуживания.

У всех сооружений и на подходах к ним должны размещаться информационные стенды, указатели к другим сооружениям и объектам туристской инфраструктуры, общие схемы крепостного обвода. Все отдельные сооружения должны быть удобно связаны пешеходными и транспортными путями. Необходимо наличие общей информационной инфраструктуры, организация общей системы велодорожек, вело парковок и пунктов проката велосипедов и др. транспорта.

Рекомендуется организация туристских комплексов с развитой культурно-просветительской функцией, с музейными экспозициями, включающие мемориальные объекты, с объектами посещения и включающие рекреационные объекты. Размещение развлекательной функции не рекомендуется, в особенности на сооружениях, где происходили драматические события мировых войн, на территории которых или в непосредственной близости имеются воинские захоронения. Допускается организация развлекательно-познавательных объектов (выставочных залов, панорам, интерактивных площадок, пункта проката униформы и снаряжения,

площадок для проведения реконструкций исторических событий, интерактивных площадок, разборных сцен и мест для зрителей при проведении концертов патриотической песни, трансляции исторических или документальных фильмов или кинохроник, проведении митингов-реквиемов и т.п.) Объекты туристской инфраструктуры и музейные экспозиции рекомендуется размещать в помещениях фортов. При недостатке их площади – в построенных зданиях и павильонах с соблюдением требований по охране объектов историко-культурного наследия и регламентов охранных зон. Часть сооружений может использоваться как объекты посещения, без придания им дополнительных функций, но с должным уровнем благоустройства и инженерного оснащения (санузлы, освещение).

Сохранившиеся ландшафт и насаждения целесообразно использовать в качестве рекреационных территорий, включая их в общую структуру озеленения населённого пункта. Это могут быть мемориальные парки, музеи под открытым небом, площадки для реконструкции исторических событий, проведения массовых мероприятий, амфитеатры, места прогулок и тихого отдыха. Главной задачей ландшафтной организации территории исторического фортификационного сооружения является выявление, сохранение и акцентирование особенностей архитектуры и ландшафта.

Все сооружения находятся в различной степени сохранности – от полностью уничтоженных до хорошо сохранившихся. Оценка сохранности была проведена визуально. К хорошо сохранившимся можно отнести комплекс сооружений Брестской крепости, форты I, V, VI, VII, VIII, O, пороховой погреб З, оборонительные казармы Ж-З и Б-В. Удовлетворительную сохранность имеют форты IV, А, З, К, Л и Граф-Берг. Неудовлетворительно сохранились форты III, IX, X, В, Е, Ж, И. Сооружения фортов II, Г, М полностью утрачены. При придании памятнику фортификации новой функции необходимо руководствоваться принципом сохранности. Сохраняться (или восстанавливаться) должны сами сооружения: планировочные особенности, конструкции, интерьер, инженерные системы, окружающий их ландшафт и визуально-композиционные связи между отдельными объектами, расположенными в комплексе. Решающим фактором в выборе уровня комфортных параметров (температура, освещённость, кратность обмена воздуха, условий освещения) и числа инженерных систем должно служить не новое назначение помещений, а необходимые с точки зрения сохранности старых конструкций и интерьера сооружения. Полностью или практически полностью утраченные сооружения необходимо демонстрировать средствами ландшафтной архитектуры и благоустройства, цитированием эстетики фортификационного зодчества в современных зданиях, сооружениях и ландшафте.

Поскольку все сооружения имеют различную сохранность и место нахождения, возможности их использования будут различны. Автором были вынесены предложения по возможности современного использования основных фортификаций. Форты и промежуточные опорные пункты, находящиеся на территории Польши, детально не рассматривались.

*Форт Граф Берг.* Форт находится на территории брестского мясокомбината. Сооружения используются в качестве складских помещений. Территория закрыта для посетителей. Температурно-влажностный режим не способствует сохранности фортификационного сооружения. В виду исторической значимости (первый форт в Российской Империи, героическая оборона 1939 г. и 1941 г., уникальное инженерное сооружение) на территории форта рекомендуется музейная, мемориальная, рекреационная функции. Помещения форта необходимо использовать для музейных экспозиций, небольших объектов туристской инфраструктуры.

*Форт I* на сегодняшний день не используется. Быстро зарастает и засоряется. Является уникальным фортификационным сооружением, как единственный уцелевший форт первого фортового обвода, не подвергшийся модернизации. Возможно создание туристского комплекса, объединяющего форты I, А и батарею. Рекомендуемые функции: рекреационная,

физкультурно-оздоровительная (военные игры и турниры, спортивное ориентирование и пр.), культурно-развлекательная и познавательная (проведение тематических анимационных мероприятий, квестов, выставочные галереи, интерактивные площадки и пр.).

*Форт II.* Не сохранился. Находится на территории промышленной застройки в районе Граевка. Возможна установка мемориального знака (памятной таблички, информационного стенда). Восстановление очертаний форта средствами ландшафтной архитектуры и элементами благоустройства.

*Форт III.* Отдельные сохранившиеся казематы находятся на территории промышленного объекта. Целесообразна организация рекреационной зоны промышленного предприятия (района застройки) с восстановлением очертаний форта средствами ландшафтной архитектуры и элементами благоустройства. Необходима установка мемориального знака (памятной таблички, информационного стенда).

*Форт IV.* Сохранившаяся казарма используется как складское помещение военной пожарной части. На территории форта жители близлежащих домов ведут рекреационную деятельность и используют в качестве места выгула собак. Областное отделение ОО «Белая русь» выступила с инициативой создания на основе форта мемориального парка, посвящённого событиям Первой Мировой войны. В 2014 году автором был выполнен эскизный проект мемориального парка, в настоящее время ведется поиск средств на его создание.



Рисунок 3 – Форт V Брестской крепости

*Форт V* (рисунок 3). В 1995 г. V форту был присвоен статус историко-культурной ценности. В 1999 г., после реставрационных работ, форт стал филиалом Мемориального комплекса «Брестская крепость-герой». 8 мая 2000 г. открыт для посещения. На данный момент ведётся работа по созданию в форту музея «Истории фортификации и вооружения». Экспозиция артиллерийского вооружения на открытой площадке. На основе существующего музея необходимо развитие туристской инфраструктуры, более эффективное использование помещений форта и его территории (создание туристского комплекса с преобладанием музейной функции).

*Форт VIII* имеет хорошую сохранность. Сооружения и часть территории форта (казематы и горжевой капонир с прилегающей к нему частью центральной потерны) арендуются

частыми предприятиями. Часть территории открыта для посещения. На прилегающей к форту территории имеется дубовая роща. Рекомендуются создание туристского комплекса с преимуществом культурно-развлекательной и/или рекреационной функции.

*Форт IX* является агробиологическим центром Брестского государственного университета им. А. С. Пушкина (с 1968 г). Сохранился менее чем на 25% (часть кирпичного каземата, основание каменного моста и обводной канал, сторожевой домик на территории форта). На его основе возможно создание рекреационной территории для прилегающей жилой застройки с мемориальной зоной; ботанического сада.

*Форт X* полностью вошел в городскую застройку. Необходимо выделение его территории средствами ландшафтной архитектуры и создание рекреационной зоны для прилегающей жилой застройки.

*Форт А* находится в плотном окружении усадебной жилой застройки. Территория форта является биологическим заказником «Барбастелла», охраняющим одну из самых больших в Европе популяцию летучих мышей. Необходима оценка экологов возможности развития туристско-рекреационной функции либо научно-исследовательской базы изучения данного вида рукокрылых.

*Форт Б и Д* являются модернизированными фортами VIII и X соответственно и описаны выше.

*Форты В и Г* плохо сохранились и находятся в зоне промышленной застройки. Могут быть благоустроены под рекреационную территорию прилегающих предприятий.

От *форта Е* сохранился обводной канал, находящийся на территории дачного кооператива. Возможно провести благоустройство территории с созданием зоны отдыха.

*Форт Ж* имеет неудовлетворительную сохранность. В годы Второй Мировой войны на его территории проводились массовые расстрелы мирных жителей (семей военнослужащих). Несмотря на установленный памятный знак территория форта используется местными жителями как стихийное место отдыха. Целесообразно создание мемориала.

*Форт З* имеет хорошую сохранность. Вокруг форта сохранились сооружения Брестского укрепрайона, имеется памятная табличка защитникам ДОТов. Долгое время использовался для складирования промышленных отходов. На основе форта возможно создание культурно-просветительского туристского комплекса, базы для проведения военно-тактических и спортивных игр с мемориальной и рекреационными зонами.

Сохранившиеся оборонительные казармы и пороховые погреба возможно использовать для размещения обслуживания туристов: объекты торговли, питания, проведения досуга.

Для оценки возможности использования фортов и других оборонительных сооружений, находящихся на территории Польши необходимо проведение дополнительных исследований, изучение польского законодательства в сфере охраны объектов историко-культурного наследия и организации туризма. Такая работа должна проводиться в диалоге с польскими властями и инициативными группами.

**Выводы.** Включение исторического фортификационного комплекса города Бреста - крепости и сооружений двух фортовых обводов – в систему культурного туризма с проработкой нескольких вариантов туристских маршрутов и созданием на основе сохранившихся сооружений объектов туристской инфраструктуры и информационным обеспечением помогут раскрыть туристский и культурный потенциал этих сооружений, сохранить важную часть историко-культурного наследия, создать для города новые объекты притяжения туристов и культурного и бытового обслуживания жителей. Создание на основе памятников фортификации объектов туризма требует их всестороннего изучения и следования научно разработанным принципам охраны и использования объектов историко-культурного наследия.



Рисунок 4 – Схема основных и дополнительных туристских маршрутов

#### Список источников

1. Власюк, Н.Н. Фортификационные сооружения Брестского района как объекты туризма // ARCHITECTURAE et ARTIBUS. – Pl., – 2009. – №2 – С. 87 – 95
2. Кароза, А.И. Организация территории туристских комплексов, формируемых на основе исторических фортификационных сооружений / А.И. Кароза // Архитектура: сборник научных трудов. – Минск, БНТУ, 2015. Выпуск 8. – С. 129–133.
3. Кароза, А.И. Архитектурно-планировочные особенности организации туристских комплексов на исторических фортификационных сооружениях Беларуси / А.И. Кароза // Архитектура: сборник научных трудов. – Минск: БНТУ, 2017. Выпуск 10. – С. 89–94.
4. Кодекс Республики Беларусь о культуре [Электронный ресурс] : 20 июля 2016 г., № 413-3 // Нац. правовой Интернет-портал Республики Беларусь 02.08.2016, 2/2412. – Режим доступа: <http://www.pravo.by/document/?guid=12551&p0=Hk1600413&p1=1> –. Дата доступа: 06.03.2017.
5. Лесик, А. В. Формирование отдыха и туризма в историко-архитектурной среде Украины : автореф. дис. ... д-ра архитектуры : 18.00.12 / А. В. Лесик; Киевский инженерно-строительный институт. – К., 1992. – 49 с.



## СУПЕРГРАФИКА И АНАЛИЗ ФАКТОРОВ, ВЛИЯЮЩИХ НА ВОСПРИЯТИЕ ЦВЕТО-КОМПОЗИЦИОННЫХ РЕШЕНИЙ ИНТЕРЬЕРОВ СПОРТИВНЫХ СООРУЖЕНИЙ БРЕСТЧИНЫ

Ковальчук В. Е., Макарук В. Л.

**Введение.** Термин «суперграфика» в 70-х годах XX века ввел американский архитектор Чарльз Мур. Основной признак суперграфики – активность взаимодействия с формой, относительно объемно-пространственной формы.

Суперграфика – это украшение графическими средствами объектов дизайна и архитектуры, а также выявление или разрушение этими средствами плоскости и объема.

Термин суперграфика - условен. Он принят, чтобы отличить академическую графику от возможностей применения графики в архитектуре. Суперграфика (декорировка) — графическое изображение, расположено непосредственно на объёмно-пространственном объекте [4].

Суперграфика многолика по способам ее реализации и применения, ее роль центральная, доминантная — приковать к себе максимум внимания, подчеркнуть или дополнить концепцию интерьера, завязать ее с фирменным стилем и пр. Прообразом суперграфики в интерьере можно считать наскальную живопись, носившую ритуально-магический характер, орнаментальные росписи египетских гробниц, фрески эпохи Возрождения и, наконец, блеск Версаля. Дальнейшее эволюционирование графики и живописи в интерьере не могло не пойти в такт эры постиндустриального общества, выполняя в большей степени декоративную функцию.

**Основная часть.** Суперграфика во многом способствует обновлению спортивных объектов, небогатых на цвет и изысканность форм. Колористика города не ограничивается средой — природной или рукотворной.

Приемы оформления фасадов, подчеркнута независимые от архитектурных членений, устраняют визуальную незавершенность пустых поверхностей, придают новизну видения и проявляют скрытые композиционные возможности пространства, меняя его масштабность, структурные оси, градостроительные акценты. Подбор единой цветовой гаммы окраски зданий отдельного района способствует более четкой его идентификации, отличию от других районов.

При этом роспись стен зданий, которые в силу обстоятельств и исторических причин оказались композиционными инвалидами, отчасти восполняет дефицит формы[4]. Цвет — одно из наиболее сильных средств художественной выразительности, и его отсутствие в архитектуре, в среде обитания человека снижает его эмоциональное воздействие. Особая роль должна отводиться цвету в архитектуре спортивно-развлекательных комплексов, центров, учреждений и организаций — всего того, что объединяется понятием «спортивная среда», и где цвет выступает не только эмоциональным стимулятором, но прежде всего способствует обеспечению психофизиологического комфорта и хорошей ориентации в обстановке общего интерьера. Цвет тесно связан с пропорциями и масштабом [6].

Без цвета немислим видимый мир. На человека постоянно влияет цветовая среда, в которой он обитает. Большую часть познаний об окружающем мире он получает, воспринимая цвет, который еще на заре цивилизации служил людям и средством информации, и символом, и украшением.

Цвет оказывает неоспоримое влияние на условия жизни людей, облегчая или усложняя их. Поэтому люди, желая сделать его союзником, а не врагом, всегда стремятся к цветовой гармонии, окрашивают определенным образом пространство.

С помощью цвета можно акцентировать нужные элементы формы в интерьерах или композиционно ослабить их, когда необходимо объединить в единое целое. Цвет иногда позво-

ляет скорректировать не слишком удачные пропорции, когда нет возможности изменить сами объёмы.

С помощью цвета суперграфики, интерьеры и экстерьеры зданий приобретают новый облик, уникальность. Мотивы суперграфических композиций в интерьерах ледовых арен: рисунок строится на основе вертикальных или наклонных полос, в изображении используются фигуры то с прямоугольным, то с циркулярным абрисом. Суперграфику можно сочетать как с декоративной росписью, так и с мозаикой, она может служить и фоном для знаков визуальной информации.

Цветовая гармония в спортивно-развлекательных комплексах, как всякая гармония вообще, затрагивает эмоциональные струны в человеке, способствует повышению порогового уровня эстетических ценностей второй природы и непременно сказывается на самочувствии. В связи с появлением во множестве городских сооружений сложной конфигурации наблюдается возврат к использованию цвета в его тектонических функциях, с фронтальной демонстрацией вертикализма, соотношения «тяжелое-легкое», характера вписанности в колористику окружения.

Цвет как неотъемлемое свойство формы предметов и пространства в архитектурной проектной разработке является средством создания визуально комфортной среды обитания.

Задачи колористического оформления интерьера зданий и сооружений можно сформулировать следующим образом:

- при помощи цвета в гармоничном сочетании с архитектурной формой сделать проектируемый объект внешне привлекательным, эстетически полноценным;
- обеспечить соответствие объекта его месту в общей объемно-пространственной композиции и его функциональному назначению;
- обеспечить гармоничное сочетание с окружающей цветовой средой.

Факторы, влияющие на колористическое решение интерьера здания:

- определенный тип взаимодействия цвета и формы проектируемого объекта;
- функциональное назначение объекта;
- размер изображения и его масштабное соотношение с окружающим пространством;
- взаимозависимость между цветовой схемой здания и полихромией окружения;
- характер объемно-пространственной структуры окружающей среды и места, которое проектируемый объект должен занять в общей композиционной схеме;
- социально-функциональный тип окружающей среды;
- условия наблюдения;
- условие естественного освещения;

Колористические особенности и возможности строительных и отделочных материалов, которые предполагается использовать в интерьере спортивного объекта;

- индивидуальные цветовые предпочтения заказчика и характер коллективных цветовых предпочтений для спортивных построек.

В идеальном случае архитектор, проектируя форму, сразу должен представлять ее в сочетании с определенным цветовым решением с учетом всех перечисленных факторов.

Влияние светоцветовой среды на жизнедеятельность человека, замеченное еще в далеком прошлом, остается предметом постоянного внимания и в наше время, что обусловлено стремлением к эстетизации окружающей людей обстановки.

Отличительной чертой суперграфики в архитектурной среде является также её идейно-смысловая направленность, подчеркнутая декоративность. «Визуально изменяя форму объекта, суперграфика, при этом, как правило, подчиняется общей композиционной и сюжетной линии градостроительного ансамбля, становясь в его структуре пространственной и смысловой доминантой»

Предметно-пространственная среда формируется людьми в процессе воспроизводства материальных условий жизни: в ее основе – взаимодействие человека и окружения. В отличие от других форм жизни, человек не только приспосабливается к окружению, но и преобразует

его, подчиняя своим целям. В искусственной среде овеществляются силы и способности человека, освоение которых означает развитие и обогащение его самого, создавая и упорядочивая светоцветовое, предметно-пространственное окружение, человек совершенствует и свою собственную природу. Человек не только определенным образом ведет себя в соответствующем окружении, но и активно переживает и оценивает это окружение, вырабатывая к нему эмоционально окрашенное отношение, наделяя его ассоциативными и символическими знаниями, носит в памяти его образы, которые создают принципиально новые эстетические установки и эстетические потребности, направленные на повышение эстетической культуры.

Для архитекторов и художников-монументалистов особо важен эстетический, композиционно-художественный аспект применения цвета в интерьере. Цвет влияет на чувства человека и поэтому не может подчиняться только логике утилитарных требований при всей их важности. Иначе говоря, архитектурное полихромное пространство всегда, и особенно в зданиях большого общественного значения, должно не только соответствовать практическим требованиям, но также благотворно воздействовать на людей, быть высоко эстетичным. Если в интерьере доминирует идейно-художественная функция, достижение высокого эстетического звучания становится главной целью архитектора.

Вплоть до эпохи готики постантичное изобразительное искусство Европы было неотделимо от стены; переход к станковой живописи и скульптуре сместил акценты внимания на автономные произведения и оставил стене роль фона.

Современная архитектура и дизайн вернули интерес художников и архитекторов к стеновой поверхности в качестве носителя графических впечатляющих образов как в интерьере, так и во внешнем благоустройстве.

Профессиональные истоки суперграфики заложены в свойствах человеческой природы, желании не допускать визуального вакуума бытия, наполняя его подобными себе существами и нужными пред метами, пусть даже только в изображениях.

Городская архитектура переживает сейчас в данном смысле настоящую колористическую революцию, и дизайнер должен учитывать эти эстетические тенденции. К тому же достаточно активно проявляет себя тяга к стенописи со стороны, так сказать, андерграунда, породившая специфический вид неофициального искусства — граффити и другие [3].

Государственная градостроительная политика, направленная на развитие здорового образа жизни, являясь частью политики государства, подчинена целям общественного развития. Она направлена на создание градостроительными средствами среды обитания, благоприятной для жизни и безопасной для здоровья человека, способствующей его физическому и духовному развитию; улучшение условий жизнедеятельности населения; развитие социальной, производственной, транспортной и инженерно-технической инфраструктур; охрану природных и историко-культурных ценностей; региональное использование градостроительных и территориальных ресурсов.

Реализация государственной градостроительной политики должна быть обязательна для всех субъектов градостроительной деятельности, в том числе архитекторов, дизайнеров, художников.

Одним из важнейших факторов развития этого комплекса является создание спортивных сооружений, в том числе и ледовых арен.

Спортивные учреждения давно перестали нести на себе бремя советского прошлого. Теперь это не пугающе однообразные помещения, отделанные скучной и невзрачной кафельной плиткой, а примеры профессиональной работы ведущих архитекторов и дизайнеров. Популярность здорового образа жизни и забота о собственном внешнем виде делают посещение спортивных центров одним из наиболее популярных видов досуга у современных жителей. Подобные тенденции самым положительным образом сказались и на появлении множества оригинальных и качественных интерьеров ледовых арен и спортивных комплексов [5]. Дизайн интерьеров спортивных центров, включает в себя значительный объем работ, связанный с подбором качественных материалов, оборудование и мебели – это связано, прежде

всего, с высокой посещаемостью подобных заведений. В некоторых случаях за выбором определенных деталей и материалов стоит не только функциональная необходимость, связанная с последующей эксплуатацией, а целая философия. Создание правильной энергетики посредством оформления спортивного объекта напрямую влияет на посетителей клубов и залов и находят свое отражение в деталях, расположении предметов мебели, входов и выходов, источников освещения. Важное место в создании интерьера спортивного центра отдается местам, связанным с личной гигиеной посетителей. Чтобы учесть все эти аспекты создания дизайна спортзалов привлекаются лучшие специалисты в своей области, воплощаются в жизнь самые успешные проекты отечественных и зарубежных архитекторов и дизайнеров. Интерьер — это искусственно созданная человеком среда его обитания, как бы вторая природа с особой бесконечно разнообразной светоцветовой картиной [5].

Так, в недавние годы преподаватели нашего университета по инициативе архитекторов использовали свойства суперграфики в интерьере спортивных комплексов в городе Лунинец и городе Ивацевичи Брестской области. Старшим преподавателем БрГТУ Хромовым В.Н. были разработаны эскизы на тему «Спорт» (рис.1, рис.2, рис.3).

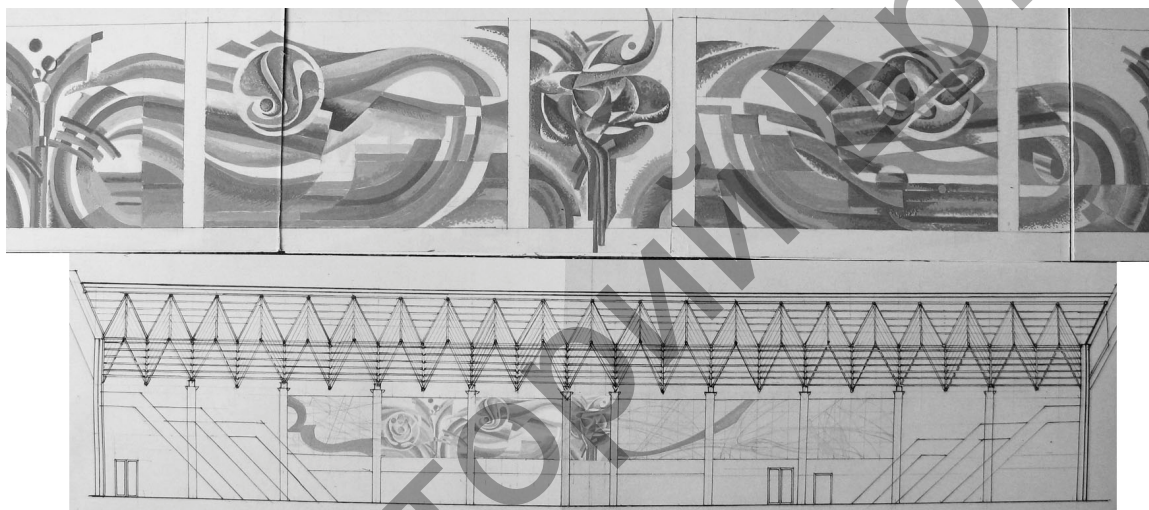


Рисунок 1 – Эскиз

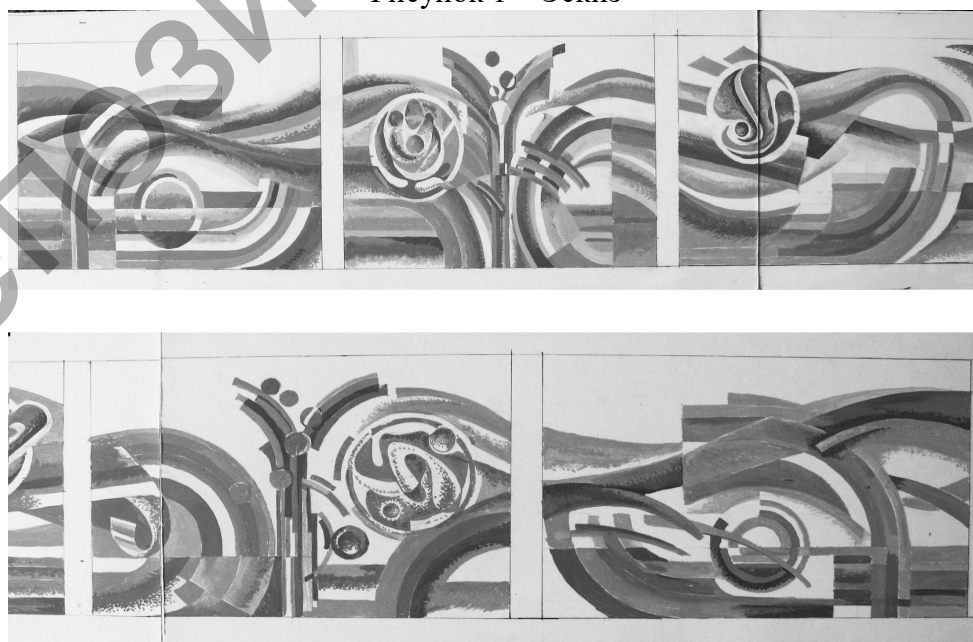


Рисунок 2 – Эскизы

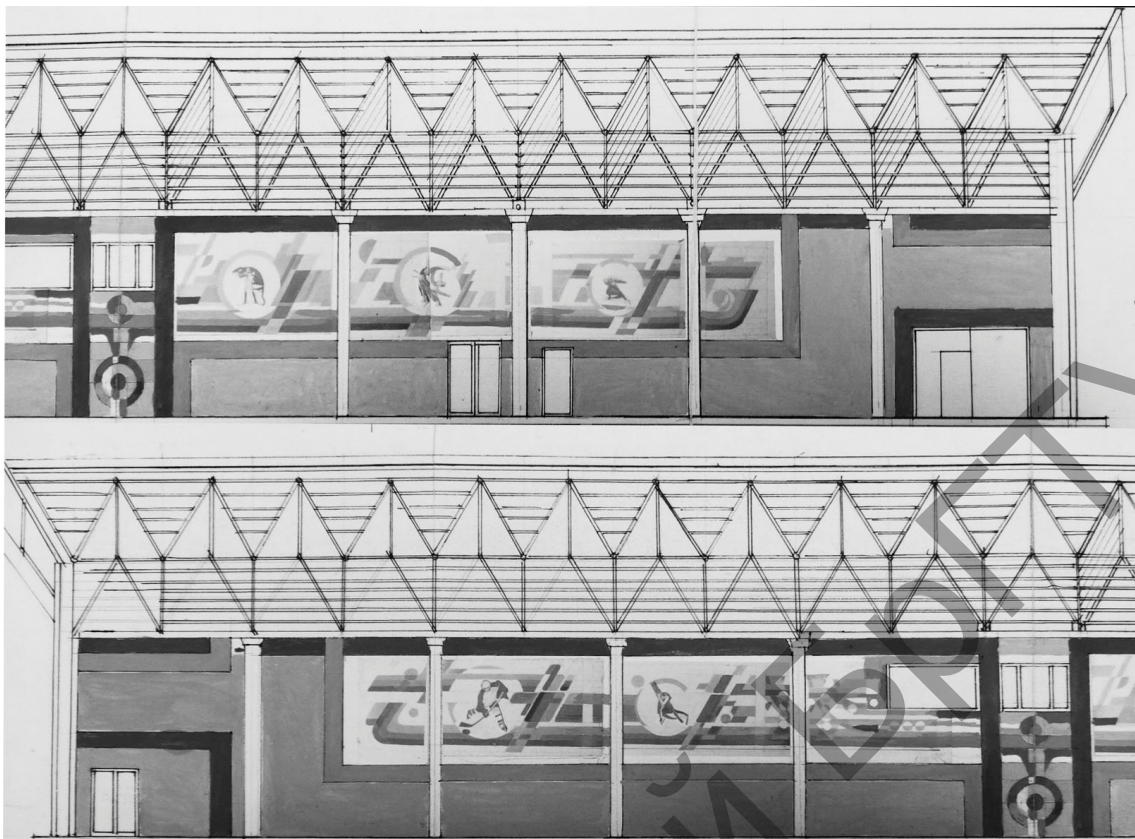


Рисунок 3 – Эскизы

Для создания эмоционально-художественного воздействия и специализации здания была разработана уникальная композиция из фигур спортсменов традиционных для Беларуси зимних видов спорта: хоккей, биатлон, конькобежный спорт, фигурное катание, фристайл. Фигуры спортсменов, пластика движений по законам композиции организованы на основе общих признаков, приведены к гармоничному единству. Также учитывался ряд требований набором свойств целостной композиции объекта:

- 1) Дистанцией от точки его наблюдения;
- 2) Размером и силуэтом;
- 3) Характером членений плоскости стены;
- 4) Свойством поверхности.

В создании композиции учитывалась связь с архитектурой здания, системой конструктивных элементов стен и крыши, разработанных первым проректором БрГТУ Драганом В.И., а также размещением специальных приборов, спортивных снарядов: электронное табло; стеклянные борта зала.

Важное значение было отведено цветовой гармонии суперграфики и помещения в целом. Цветовая гармонизация была поставлена с учетом эмоционального восприятия цвета, психологического воздействия, функционального назначения здания. Упорядоченные цветовые ряды воспринимаются как целостные, имеющие эстетическую ценность, строятся в соответствии с особенностями социально-культурной гармонией восприятия, с учетом психологического воздействия цвета. Был выбран путь достижения гармонии через сочетание дополнительных цветов, холодные синие тона уравновешены охристыми. Колористический художественный образ формируется вследствие отбора необходимых в данном случае выразительных средств: цветового тона, светлоты, насыщенности, а также гаммы вызываемых ими чувств ассоциаций.

Интерьер – это искусственно созданная человеком среда его обитания, как бы вторая природа с особой бесконечно разнообразной светоцветовой картиной мира.

Эскизы были утверждены худсоветом художественного комбината «Мастацтва» города Бреста и допущены к исполнению. С автором Хромовым В.Н. и художниками-исполнителями: Романчуком И.Н. и Макаруком В.Л., художественным комбинатом были составлены договора подряда.

В соответствии с технологией выполнения суперграфики, сначала поверхность стены была прогрунтована пропиточной (проникающей) грунтовкой. Грунтовка служит для закрепления поверхности (придания ей прочности), а также, что немаловажно, выравнивает впитывающую способность поверхности – это необходимо для того, чтобы последующие слои краски равномерно впитывались верхним слоем подложки. Это позволяет избежать неприятного эффекта «поглощения», при котором на фасаде остаются полосы от проходов валиком, кистью, либо проступают пятна, где подложка обладает лучшей впитываемостью. Зачастую достаточно одного слоя грунтовки; два слоя применяют, если впитывающая способность поверхности достаточно высока. После чего наступает очередь нанесения рисунка на стену, затем замешивания колеров, и покраска – как правило, двумя слоями краски (в большинстве случаев производители рекомендуют именно такое количество слоев покрытия, чтобы красочный слой смог обеспечить регламентируемые изначально условия по прочности и долговечности, а также цветовому соответствию).

Для росписи использовались самые качественные, больше других распространенные, высокоустойчивые фасадные акриловые краски. Данный тип материалов характеризуется высокой адгезией (сцепляемостью) с поверхностью, удобством применения за счет разбавления обычной водой и практически неограниченными возможностями по колеровке.

Любое покрытие со временем обветривается («изнашивается»). Однако, высококачественные современные краски – при соблюдении технологии подготовки поверхности и нанесения – способны сохранять свои функциональные свойства в течение достаточно большого промежутка времени доследующего ремонта (через 15-20 лет).

Акриловые защитные ЛКМ обладают отличными адгезионными свойствами и обеспечивают надежное сцепление практически со всеми основами, включая оцинкованную сталь и алюминий, прекрасно сохраняют цвет и блеск, не приобретая при длительном использовании желтоватого оттенка (что характерно для красок на основе алкидных смол). По сравнению со многими стандартными органоразбавляемыми красками, которые со временем меняют структуру и становятся хрупкими, акриловые ЛКМ более пластичны и надежны.

Методы нанесения акриловых ЛКМ с помощью валиков и кистей достаточно просты. Такие материалы наносятся практически также, как и стандартные органоразбавляемые краски. Следует избегать использования кистей с натуральной щетиной, поскольку они быстро портятся при контакте с водой. Рекомендуется использовать щетину из высококачественного нейлона или других синтетических материалов. Работа валиками с густым ворсом может потребовать значительных усилий (при вращении), прокатывать валик с менее густым ворсом проще, но его придется чаще окунать в краску.

При нанесении акриловых ЛКМ наиболее важными являются три фактора окружающей среды: температура, влажность и поток воздуха.

Водно-дисперсионные ЛКМ рекомендуется наносить при температуре 15-30<sup>0</sup>С. Если температура поверхности слишком высокая, слой краски будет сохнуть слишком быстро, и покрытие будет растрескиваться. Если температура будет слишком низкой, покрытие полностью не сформируется и не будет обладать достаточной стойкостью к воздействию воды, химических соединений и коррозии.

Высокая влажность препятствует испарению воды из нанесенного слоя, соответственно увеличится время высыхания, а в ряде случаев может иметь место и потек или «наплыв» краски. Если относительная влажность чрезмерно высокая, не очень интенсивный поток воздуха может ускорить испарение воды. Если же поток воздуха слишком сильный, это может привести к тому, что часть краски будет нанесена на поверхность в уже высохшем виде.

Площадь суперграфики составляла: 200 м<sup>2</sup> в городе Лунинец и 190 м<sup>2</sup> в городе Ивацевичи (рис. 4, рис.5).



Рисунок 4 – Исполнение на объекте г. Ивацевичи



Рисунок 5 – Работа на объекте г. Лунинец

**Выводы.** Суперграфика сносит активное, динамическое начало в статичное, привычное для человека пространство, зрительно преобразует его. Создавая суперграфическую композицию с помощью цвета, элементы оборудования или мебель вычлняются из окружения, сливаются с примыкающими плоскостями, в единое целое увязываются стены и потолок, стены и пол, стены, потолок и пол.

Все это не только изменяет геометрию пространства, но и придает ему новое смысловое содержание. Использование суперграфики в интерьере предусматривает воздействие на плоскость, на предмет, трансформацию пространства.

#### **Список источников:**

1. Интерьер – «Город эрудитов» (электронный ресурс) [www.erudicity.ru/4739](http://www.erudicity.ru/4739). (Дата обращения 12.04.2016). Новая жизнь – интерьерный журнал «М-info» (электронный ресурс) [m-info.ru/?p=design&n=724](http://m-info.ru/?p=design&n=724) (Дата обращения 12.04.2016).
2. Использование суперграфики – «Проекты домов» (электронный ресурс) [www.mukhin.ru/besthome/schooldesign/23.html](http://www.mukhin.ru/besthome/schooldesign/23.html). (Дата обращения 13.04.2016).
3. Наружная реклама и суперграфика (электронный ресурс) [www.remontikas.ru/stroitelstvo/naruzhnaya-reklamaisupergrafika.html](http://www.remontikas.ru/stroitelstvo/naruzhnaya-reklamaisupergrafika.html) (дата обращения 13.04.2016).
4. Вводная лекция по суперграфике – «Студопедия» (электронный ресурс) [www.studopedia.ru/294658-vvodnaya-lektsiya-po-supergrafike.html](http://www.studopedia.ru/294658-vvodnaya-lektsiya-po-supergrafike.html). (Дата обращения 14.04.2016).
5. Оформление и дизайн интерьера спортзала (электронный ресурс) [www.salon.ru/interior.plx?rid=368](http://www.salon.ru/interior.plx?rid=368) (Дата обращения 15.04.2016).
6. Суперграфика – [snip1.ru](http://snip1.ru) (электронный ресурс) [www.snip1.ru/blagoustroystvo/blagoustroystvo/oformlenie/...i.../supergrafika](http://www.snip1.ru/blagoustroystvo/blagoustroystvo/oformlenie/...i.../supergrafika). (Дата обращения 16.04.2016).



## ПРИМЕНЕНИЕ СКАЛЬОЛЫ (SCAGLIOLA) В СОВРЕМЕННОЙ АРХИТЕКТУРЕ

Колесников О.В.

**Введение.** Слово «Scagliola» (в транскрипции русского языка «Скальола») изначально являлось названием искусственного тосканского мрамора, изготовленного из местного минерала селенит с добавлением клея и натуральных пигментов, имитирующего натуральный мрамор или другие декоративные твердые минералы. Впоследствии Scagliola стало общим названием техник, технологических приемов и означает работу по созданию искусственного камня, его декорации, а так же самого продукта, сделанного на основе минерала под общим названием гипс. Есть и другие названия продукта, выполненной так же по этой технологии. Например «L'originale Marmo Artificiale di Rima» – оригинальный римский искусственный, или другое, также мало используемое название техники «Pietra di Luna» – лунный камень или селенит. Этим же названием в Италии именуется группа кальцитов, при обжиге которого получают качественное гипсовое сырье.

Родиной Scagliola можно считать прежде всего северную Италию, провинции Модена (г. Карпи), Ломбардия (г. Интельви), Тоскана, где до сих пор сохранились авторские работы мастеров XVII-XVIII веков. В провинции Тоскана стали создавать произведения, обладавшие характеристиками, свойственными живописи.



Рисунок 1 – Деталь алтаря в технике Scagliola в церкви Сант-Амброджио в Парабиаго, XVII век

До наших дней сохранились традиции изготовления столешниц (Tavoli) в технике Scagliola. В этом направлении фактически готовая столешница из мелкозернистого мрамора берётся в работу и переносится рисунок на поверхность мрамора, Затем по рисунку выбиваются углубления под цветной гипс и составом из него и клея эти углубления заполняются. По идее композиции формируются нужные цвета композиции. В этом искусстве итальянские мастера так и остались непревзойденными до настоящего времени.

Севернее Альп Scagliola впервые появилась на юге Германии, в Мюнхене, и в Австрии, в Вене, где получила свое название «Stuckmarmor» и немного измененную по сравнению с итальянской технологию. С пересечением Атлантики на американском континенте так же видоизменилась и получила название «Marezzo». Отправившись на восток от Альп, она дошла первоначально до Кракова, откуда распространилась по территории Королевства Польского и Великого Княжества Литовского, территории которых включали в себя земли современной Республики Беларусь. Эти оба государства впоследствии объединились в Речь Посполитую. Таким образом тогда на территории нынешней Брестской области при строительстве костелов и зданий в поместьях высшего общества иногда применялась Scagliola.

Какая-то часть из них дошла до нашего времени, некоторые отреставрированы и предстают в былом величии, такие, как Несвижский замок, построенный самым древним родом Радзивиллов в 1583 году, усадьба Бутримовичей в г. Пинске, некоторые ждут своей очереди на реставрацию, как Ружанский дворец рода Сапег, усадьба рода Пузынов в деревне Гремяча Брестской области.

На территорию Российской империи Scagliola попала при Петре I вместе с итальянскими архитекторами во время строительства Санкт-Петербурга и стала там называться «Оселковый мрамор». Большинство декоративных элементов интерьеров дворца Эрмитаж в Санкт-Петербурге в виде полированного камня выполнены в этой технике.

Как уже отмечалось, с изменением географии, названий иногда менялись отдельные приемы, применяемые материалы Scagliola, ее назначение, общим оставалось применение в ней как основного компонента какой либо из форм гипсового камня.

В Европе в настоящее время Scagliola привлекает внимание архитекторов, дизайнеров, растет ее популярность.



Рисунок 2 – Scagliola в одном из залов Несвижского дворца

**Основная часть.** В современной архитектуре широкое развитие начинает получать направление Scagliola, имитирующее шлифованные срезы натурального камня в отделке зданий, деталей интерьера и экстерьера. Здесь есть ряд предпосылок. Одна из них – это выработка ряда месторождений натурального камня и поэтому невозможность делать новые или реставрировать старые элементы зданий из исторически сложившихся или желаемых, но исчезнувших текстур камня. Вторая в разнице стоимости в отделке натуральным камнем и искусственным. Хотя здесь цена Scagliola может быть снивелирована по сравнению с отделкой из натурального камня из-за большой трудоемкости выполнения деталей в этой технике. Кроме этого создание изделий из Scagliola является таким же искусством, как, например, скульптура, живопись, графика. Здесь так же присутствует форма, цвет, тон, замысел художника и поэтому могут создаваться самостоятельные произведения искусства, декоративные изделия.

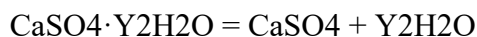
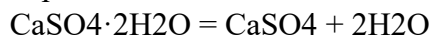


Рисунок 3 – Нанесенная после гравировки мраморной плиты смесь селенитовой пыли, клея и пигментов. Мастерская Купиоли (Cupioli)

При современном изготовлении Scagliola как основной компонент используется полугидрат сульфата кальция,  $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$ . Его обычно получают из сырья, содержащего двухводный сульфат кальция  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ .

Двуводный сульфат кальция  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  в природе встречается в виде минерала селенита или алебаstra. Химически чистый двухводный гипс содержит:  $\text{CaO}$  - 32,56 %;  $\text{SO}_3$  - 46,51 %;  $\text{H}_2\text{O}$  - 20,93 %. Он относится к моноклинно-призматическому классу кристаллов. Кристаллическая структура его представляет собой решетку слоистого строения по плоскости (010) из двухслойных пакетов  $\text{CaSO}_4$ , соединенных слоями  $\text{H}_2\text{O}$ ; при этом каждый слой  $\text{CaSO}_4$  состоит из цепочки атомов  $\text{Ca}^{2+}$  и группы  $\text{SO}$ . Размещение молекул воды между слоями ионов  $\text{Ca}^{2+}$  и  $\text{SO}$  обуславливает их способность полностью или частично выделяться из кри-

сталлов при нагревании химически, т.е. происходит дегидратация, протекающая по следующим реакциям:



Основным продуктом дегидратации двуводного гипса является полуводный гипс  $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$ , образование которого в виде  $\alpha$ - или  $\beta$ -модификации зависит от условий тепловой обработки.

$\alpha$ - и  $\beta$ -полугидраты сульфата кальция не имеют различия в строении кристаллической решетки, которая при температуре менее 45 °С - ромбическая, псевдогексагональная, а при температуре более 45 °С тригонально-трапецеидальная. Кристаллическая решетка состоит из цепей атомов  $\text{Ca}^{2+}$  и групп  $\text{SO}$  расположенных параллельно оси С. Вследствие этого образуются пространственные каналы, в которых находится гидратная вода. Различие в скорости гидратации модификаций и теплоте растворения объясняется неодинаковой степенью дисперсности их кристаллов.

По этой причине требуемую подвижность гипсового теста из  $\alpha$ -полугидрата сульфата кальция можно получить при меньшем расходе воды, чем из  $\beta$ -полугидрата сульфата кальция. В связи с этим затвердевшее тесто из  $\alpha$ -полугидрата сульфата кальция приобретает повышенную плотность и прочность по сравнению с затвердевшим тестом из  $\beta$ -полугидрата сульфата кальция. При одинаковом же водогипсовом отношении прочность затвердевших вяжущих из  $\alpha$ - и  $\beta$ -полугидратов сульфата кальция примерно одинакова. Поэтому при изготовлении Scagliola, где технологически не требуется жидких растворов, предпочтительнее применять  $\alpha$ -полугидрат сульфата кальция и делать малое водогипсовое отношение, а укладываемость и уплотнение гипсового теста с добавками обеспечивается современными методами-применением матриц и пуансонов и вакуумированием смеси.

Это решает проблему крайней нетехнологичности композиции вяжущего из-за высокого водно – гипсового отношения, которое было необходимо для укладки смеси на поверхности и в формы, и как следствие, приводило к растрескиванию, деформациям и трудности обработки затвердевшей смеси.

В настоящее время разработаны современные замедлители твердения полугидрата сульфата кальция, гидрофобизаторы для улучшения механических свойств изделия.

Несмотря на развитие знаний о материалах и технологиях, прошедшие за предыдущие столетия, при изготовлении Scagliola ручной труд продолжает занимать основную часть технологического процесса. Это происходит из-за того, что для вскрытия рисунка текстуры камня необходимо снимать верхний слой затвердевшей массы, в которой в следствии сил поверхностного натяжения задуманный и находящийся в массе теста рисунок замыливается, что так же являлось проблемой после того, как ручной труд становился все дороже. Сам грязевой слой может быть толщиной от нескольких миллиметров до нескольких сантиметров. Из-за этого дошло до того, что изделия из Scagliola иногда становились дороже изделий из натурального камня, который в тех случаях применить было невозможно из-за отсутствия сырья или ограничения по весу деталей.

На кафедре архитектуры БрГТУ был создан технологический комплекс, позволяющий решить приведенные выше проблемы уменьшения водно-гипсового отношения и сокращения операций с применением ручного труда. Он включает в себя полный цикл от разработки идеи, формы изделия с формированием нужного типа рисунка текстуры имитации камня, до ее воплощения в материале с применением компьютерных технологий, современных технологических процессов, формования в матрицах вакуумом и давлением, обработки затвердевших заготовок на ЧПУ станках.

В этом комплексе на первом этапе воплощения идеи делается компьютерная модель будущего изделия. Она является отправной точкой для всех последующих операций.

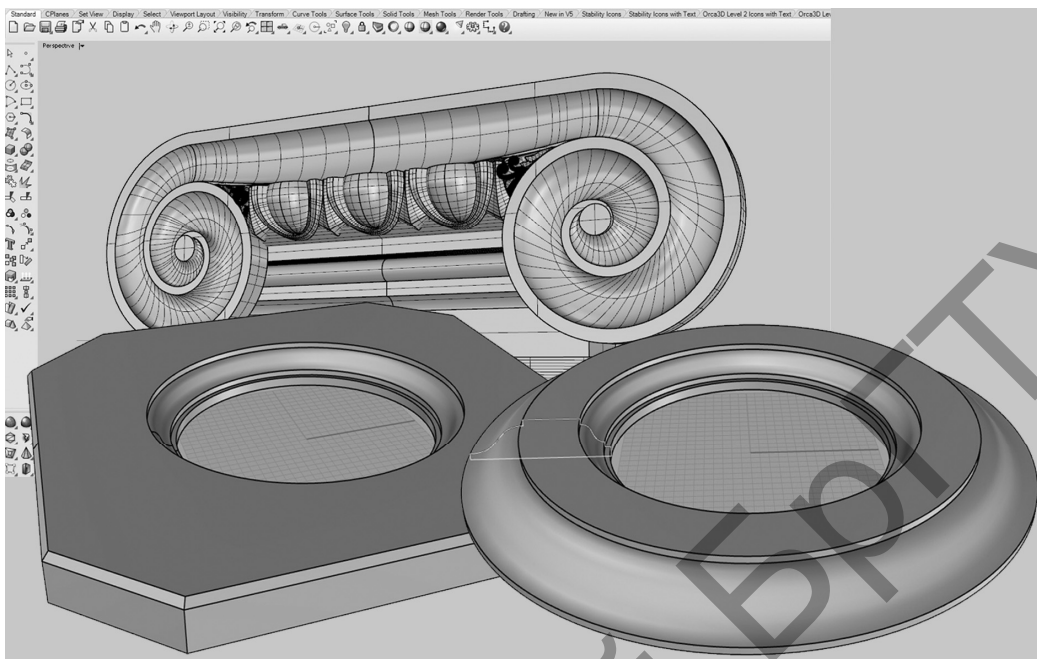


Рисунок 4 – Компьютерные модели будущих изделий в технике Scagliola

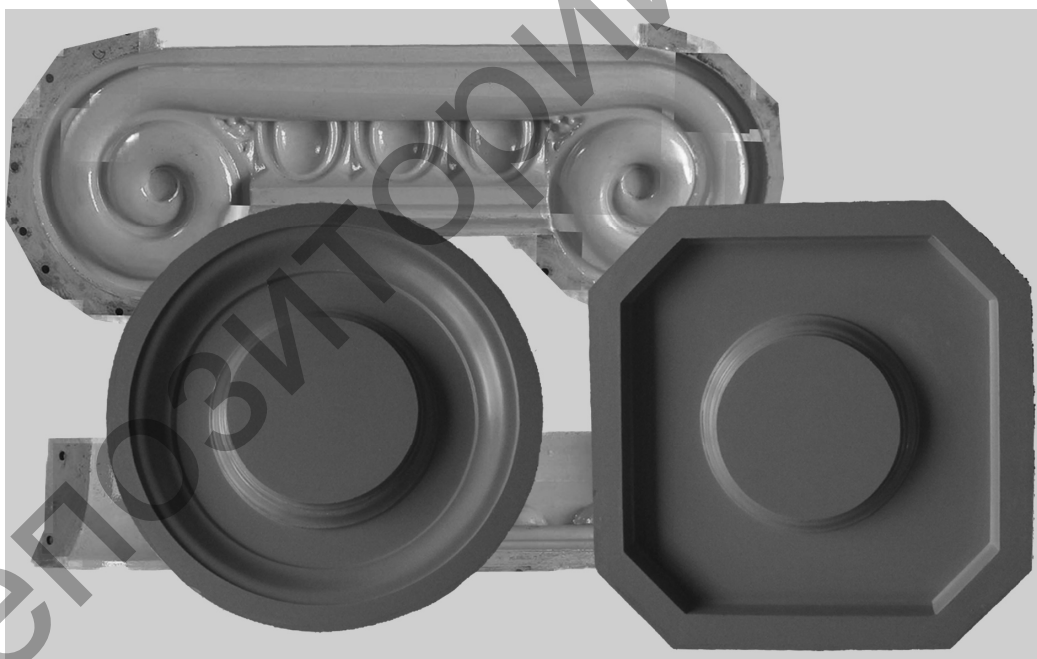


Рисунок 5 – Матрицы для формовки будущих изделий в технике Scagliola

По ней делается другая компьютерная модель для матрицы с учетом грязевого слоя, который в последующем для вскрытия рисунка будет снят. Затем изготавливается по соответствующему программному коду на ЧПУ станке сама матрица для формовки изделия. Сам программный код составляется на основе компьютерной модели матрицы. В случае необходимости так же аналогичным способом делается пуансон для формовки под давлением.

Подбирается состав композиции из  $\alpha$ -полугидрата сульфата кальция (может быть гипсовое вяжущее Г16), натуральных пигментов, замедлителя схватывания гипса, пластификатора.

Желаемую текстуру искусственного камня на основе составляющих можно визуализировать, т.е. наложить ее на компьютерную модель, или наоборот, по заданной в компьютерной визуализации текстуре подобрать ингредиенты.

Согласно текстуре происходит замес и формовка смеси, ее вакуумирование в форме. После затвердевания изделие обрабатывается на ЧПУ станке для снятия грязевого слоя и придании проектной формы.



Рисунок 6 – Этапы изготовления изделий

На рис. 5 показаны замес требуемой текстуры (изображение текстуры на рисунке в левом нижнем углу), обработка детали на ЧПУ станке, готовое изделие.

Основой для составления программы чистовой обработки после формовки, так называемое снятие грязевого слоя, является первоначальная компьютерная модель изделия. Из большого количества ручных операций при изготовлении изделий в технике Scagliola по вышеизложенному технологическому комплексу остаются только создание смеси необходимой текстуры, ее закладка в матрицу и после механической обработки финишная шлифовка и полировка.

**Выводы.** В современной архитектуре применение традиционных технологий изготовления декоративных деталей зданий в технике Скальолы (Scagliola) из-за использования в ней таких натуральных компонентов, как гипс, красители на натуральной основе, предпочтительнее, чем из полимерных материалов в силу своей декоративности, механических свойств, нетоксичности и негорючести. Благодаря соединению старинных традиций ее изготовления и современных технологий обработки можно получить качественный продукт при минимальном вложении ручного труда. Роль архитектора на всех этапах этого процесса является основной, так как он выполняет весь комплекс взаимосвязанных работ по моделированию и созданию математической части проекта, эти работы хорошо согласуются с BIM технологией, т.е. Информационной Моделью Здания (Building Information Modeling).



Рисунок 7 – Детали, выполненные в технике Scagliola по новому технологическому комплексу

#### Список источников

1. Anna Maria Massinelli, *Scagliola L'Arte della Pietra di Luna*, it. Modena, 1997, с. 22-25.
2. Stuck des 17. und 18. Jahrhunderts - Geschichte - Technik -Erhaltung, herausgegeben von Jürgen Pursche / ICOMOS / Hefte des Deutschen Nationalkomitees, Henrik Bäßler Verlag Berlin, Residenz Würzburg, de. 2010
3. В.В. Кривенко, Д.В.Овчининский, М.М. Вайнштейн, А.Ф. Бурьянов, Ю.А. Гончаров/ Оселковый мрамор: древние традиции и современные технологии//Ежемесячный научно-технический и производственный журнал Строительные материалы, №8(644) 2008г. с.16-18
4. <https://www.cupioli.com/9-scagliola-manufacturing-and-history.html>
5. <http://www.scagliole.it/en/company-profile.html>
6. <https://www.patrinimauro.it/scagliola-work>

## РАЗВИТИЕ ПЛАНИРОВОЧНОЙ СТРУКТУРЫ БЕЛОРУССКОГО МЕСТЕЧКА В КОНЦЕ XVIII – НАЧАЛЕ XIX В.

Морозов В. Ф.

2018-й год объявлен годом малой родины. Для большинства белорусов малой родиной является небольшой городок, где прошли детство и юность. Прежде такие малые города назывались местечками, и на белорусской земле в них проживала значительная часть населения. Сегодня сохранение исторического облика местечек вызывает беспокойство. Однако положение не стоит драматизировать. Ведь и в обществе, и в среде архитекторов все же существует понимание необходимости следования традициям при их застройке, сохранения исторического наследия. Тем не менее, так было не всегда. Еще свежи в памяти примеры радикального переустройства исторически сложившихся населенных мест в XX веке, который, как известно, прошел в условиях доминирования авангардного сознания и, в общем-то, невнимания к архитектурному наследию и традициям. Истоки этого явления многими исследователями видятся в достаточно отдаленном от нас историческом периоде, в эпохе Просвещения, когда, как писал Е. А. Кантор, «на место архитектора приходит философский ум» [1, с. 161]. При создании произведений архитектуры решающее влияние тогда оказывало следование традиции, житейской логике и функции, а стремление создавать отвлеченные геометрические построения. Рассмотрим процесс переустройства белорусских местечек в конце XVIII – начале XIX века с тем, чтобы не только лучше представить архитектурное наследие того времени, но и понять причины создания той ситуации, которая и сегодня еще влияет на наше сознание.

В середине XVIII века, несмотря на наступление эпохи Просвещения, строительство местечек продолжалось в стилистике барокко, которая была ориентирована на развитие местных традиций. Характерный пример тому – переустройство местечка Ворняны, предпринятое в конце 1760-х годов [2, с. 119, 121]. Здесь было создано обширное удлиненное в плане пространство площади, обстроенное однотипными деревянными домами с каменными передними стенами, с продольной осью, связывающей костел и усадьбу владельцев, что было характерно для местного строительства.

Первоначальное использование идей Просвещения благодаря продолжающемуся развитию стиля барокко не привело к отходу от традиций местного строительства. В созданном графом А. Тызенгаузом по проекту дрезденского архитектора И. Мозера ансамбле площади Постав сохранена традиция обстройки прямоугольной в плане площади цепочками домов с каменным барочными фасадами, создание динамичного пространства благодаря смещению с центра площади здания рынка (рис. 1). Нововведения здесь коснулись лишь предназначения главного здания ансамбля, каким в соответствии с идеями Просвещения стала школа.

Значительные изменения в формировании облика белорусского местечка произошли в связи с развитием в его архитектуре классицистических тенденций. На появление черт классицизма в архитектуре белорусских местечек большое влияние оказали работы по строительству Гродненских королевских мануфактур. В конце 1760-х – начале 1770-х годов в Лососне под Гродно возводился промышленный комплекс, где были применены идеализированные, со значительной степенью абстрактности и утопичности геометрические построения абрисов плана с использованием радиальной расположенности сети улиц и дорог [3, с. 145]. Его строительство следует связать с влиянием французской авангардной архитектуры, в частности с созданием архитектором К. Н. Леду комплекса Королевских солеварен в провинции Франш-Конте, в 400 километрах от Парижа, между деревнями Арк и Сенан, и проекта идеального города Шо, что стало возможным благодаря меценатской деятельности короля Станислава Августа, графа А. Тызенгауза и творчеству зодчего Дж. Сакко.

В планировке белорусских местечек это получило отражение в перестройке Желудка, также находящегося во владении графа А. Тызенгауза. Однако о нем сохранилось не много сведений. И поэтому наиболее полное представление о начавшемся классицистическом пе-



реустройстве местечек дает сохранившийся проект Крынок, также относящихся к Гродненской королевской экономии (рис. 2) [3, с. 148, 149]. Здесь планировочная структура местечка, построенная на исходящих из шестиугольной площади лучевых направлениях улиц, напоминает идеальные планы городов итальянского Возрождения. Влияние идеалов Просвещения проявилось также в формировании центральных пространств местечка постройками светского назначения и вынесении культовых зданий вглубь застройки. Тем не менее, здесь еще не было создано замкнутых в себе полностью симметричных геометрических построений и определенной отвлеченности и идеальности планировочной основы компенсировалось стремлением зодчего увязать очертания плана с особенностями рельефа местности.

Решительные изменения в облике белорусских местечек произошли в результате регулярного переустройства городов Российской империи, куда после первого раздела Речи Посполитой вошли восточные белорусские земли. Если в крупных городах еще кое-где учитывались существующая застройка каменными зданиями и рельеф местности, то в переустройстве малых городов и местечек существующая планировка и застройка полностью игнорировалась. Для местечек, которым присваивался статус уездных городов, были созданы полностью симметричные планы в виде простых геометрических фигур – прямоугольников или восьмиугольников с идентичными по размерам кварталами и четко выраженными пространствами площадей, расположенных на осях главных улиц. Эти планы или же полностью накладывались на существующую деревянную застройку, или располагались по соседству на свободном участке [4, с. 40, 41]. При этом полностью игнорировались местные условия, и эти идеальные планы как бы противопоставлялись природному окружению. Особенно много было создано идеальных планов в Могилевской губернии, где характерными примерами являлись планы Бабиновичей, Климовичей и Белицы (рис. 3).

Регулярное переустройство городов Российской империи российскими исследователями всегда относилось к выдающимся достижениям градостроительного искусства и оценивалось как прогрессивное явление. Однако в связи с тем, что оно рассматривалось в отрыве от достижений европейского градостроительства, то оказалось, что до сих пор с исчерпывающей полнотой не выявлены его истоки и источники влияния. Лишь в последнее время была предпринята попытка отыскать какие-либо образцы и письменные указания, которые способствовали реализации широкой практики создания идентичных проектов для многих городов на пространстве обширной империи. Однако таких образцов не было выявлено и в итоге было высказано предположение, что их, вероятно, и не существовало [5, с. 143]. В этой связи попытаемся в общей форме отметить возможные источники этого значительного явления в градостроительстве Российской империи.

Безусловно, прежде всего, определяющее влияние на создание проектов перестройки городов оказывала идеология Просвещения с ее идеями рационализма и практицизма. Кроме того, важнейшей составляющей идеологии Просвещения являлась ориентация произведений искусства и архитектуры на подражание классическим древностям. И поэтому в качестве образцов принимались идеальные проекты городов, почерпнутые из трактатов теоретиков искусства итальянского Возрождения.

Большое значение имело и то, что в эпоху классицизма в Российской империи создание проектов планировки населенных мест входило в функции не архитекторов, а землемеров, среди которых было немало военных инженеров, изучавших фортификацию и, безусловно, знакомых с трактатами по фортификации. В этих трактатах были приведены не только планы городов и крепостей, но и военных лагерей, особенно со времен Древнего Рима [6, с. 287]. А эти планы напоминали своим рисунком простые очертания уездных городов Могилевской губернии [4, с. 40, 41]. Безусловно, все это в различной степени оказало влияние на создание проектов регулярной перепланировки городов Российской империи.

Для уяснения источников создания регулярных проектных планов значительный интерес представляет рассмотрение примеров из практики перестройки белорусских городов, так как именно здесь наиболее последовательно применялись идеальные проекты. И здесь обращает на себя внимание планировочное устройство Чечерска, который после первого раздела Речи

Посполитой был передан в собственность руководителю работ по перепланировке городов в Российской империи графу З. Г. Чернышеву и им полностью перестроен.

Планировочное устройство Чечерска отличается своей идеалистичностью и символичностью (рис. 4). Город представлял собой идеальное целое, своей геометричностью противопоставляемое окружающей природе. В его центре на большой площади построена ратуша в стиле неоготики с необычным пятибашенным завершением, а вокруг возведены четыре культовые постройки в виде ротонд. В планировке выявлена главная композиционная ось, ведущая от площади к расположенному в стороне дому владельца, который по описанию современников был похож на средневековый рыцарский замок, связанный с городом подъемным мостом.

Эта необычность и символичность архитектуры Чечерска имеет объяснение. Владелец города граф З. Г. Чернышев был известным масоном и в архитектуре Чечерска старался воплотить масонские идеи. Известно, что масоны не доверяли свои мысли словам и стремились облечь их в символическую форму, используя для этого архитектуру. Кроме того, участие Чернышева в создании Чечерска полностью отвечает практике строительства заказчика-масона, который по своему усмотрению переделывал проекты, выполненные архитекторами. Кроме того, известно, что именно Могилев являлся в екатерининскую эпоху одним из центров масонства и сюда в 1776 году прибыл известный масон И. Г. Шварц, ставший впоследствии основателем розенкрейцерства в Российской империи [7, с. 191]. Все это позволяет сделать вывод о том, что идеальные планы белорусских городов были созданы также под влиянием масонских идей, которые в конце XVIII века соседствовали с идеями Просвещения, дополняя их рациональность эмоциональностью и загадочностью.

Созданные в екатерининскую эпоху регулярные планы переустройства белорусских местечек реализовывались в течение многих лет вплоть до середины XIX века, когда под влиянием развивающихся капиталистических отношений они были отменены. Так как они были слишком схематичны и отвлечены от условий местности, то уже в начале XIX века, в короткое павловское время, для местечек, расположенных на центральных и западных белорусских землях были созданы планы, в значительной степени учитывающие традиции местного строительства с устройством соотносящихся с рельефом местностей направлений улиц (рис. 5). В последующую александровскую эпоху уже разрешались некоторые отступления от планов екатерининского времени, а в николаевскую эпоху на центральных площадях были построены церкви, что в значительной степени изменило концепцию застройки местечек от господства гражданских идей к доминированию религиозной идеологии [8, с. 112].

Сейчас создание идеальных планов белорусских городов – далекая история. Эти планы выполнялись без учета местных традиций и условий с благими, как казалось тогда, намерениями изменить жизнь людей к лучшему путем создания идеального прекрасного окружения. Однако все эти проекты не были полностью реализованы. Их схематизм был отвергнут жизнью, и в этом один из уроков истории. Настоящая архитектура всегда основывалась на традиции. А конструирование жизни путем создания такой же отвлеченной архитектуры никогда не достигало положительных результатов, оставаясь лишь немым свидетельством творчества заказчиков строительства и зодчих, а также наглядным уроком для потомков.

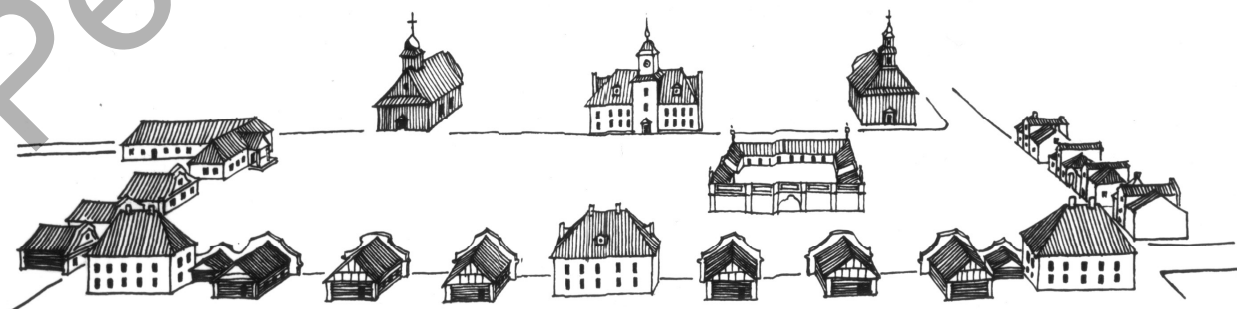


Рисунок 1 – Поставы. Общий вид площади. Реконструкция С. Багласова

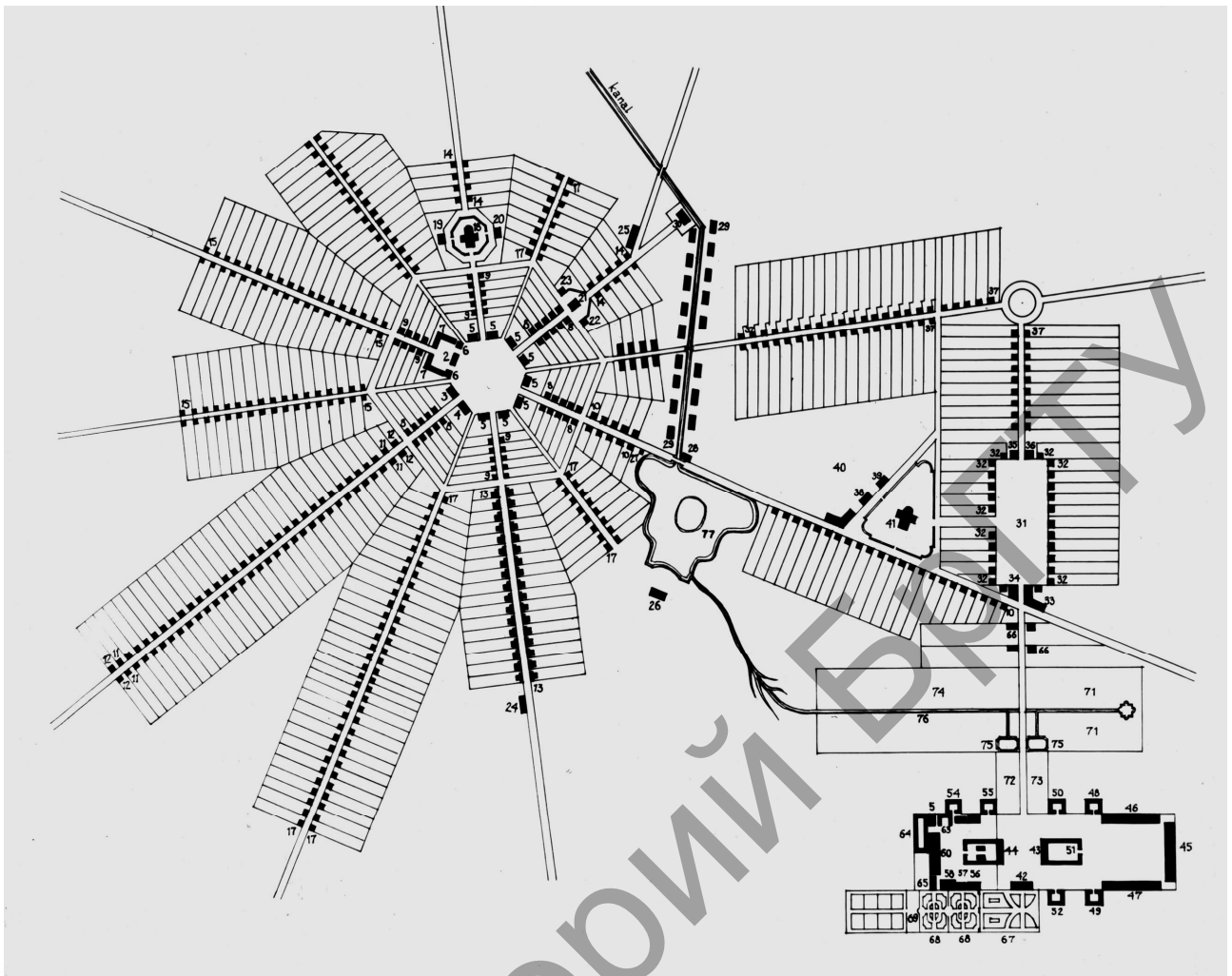


Рисунок 2 – План города и усадьбы Крынки. Архитектор Дж. Сакко. 1780 г.

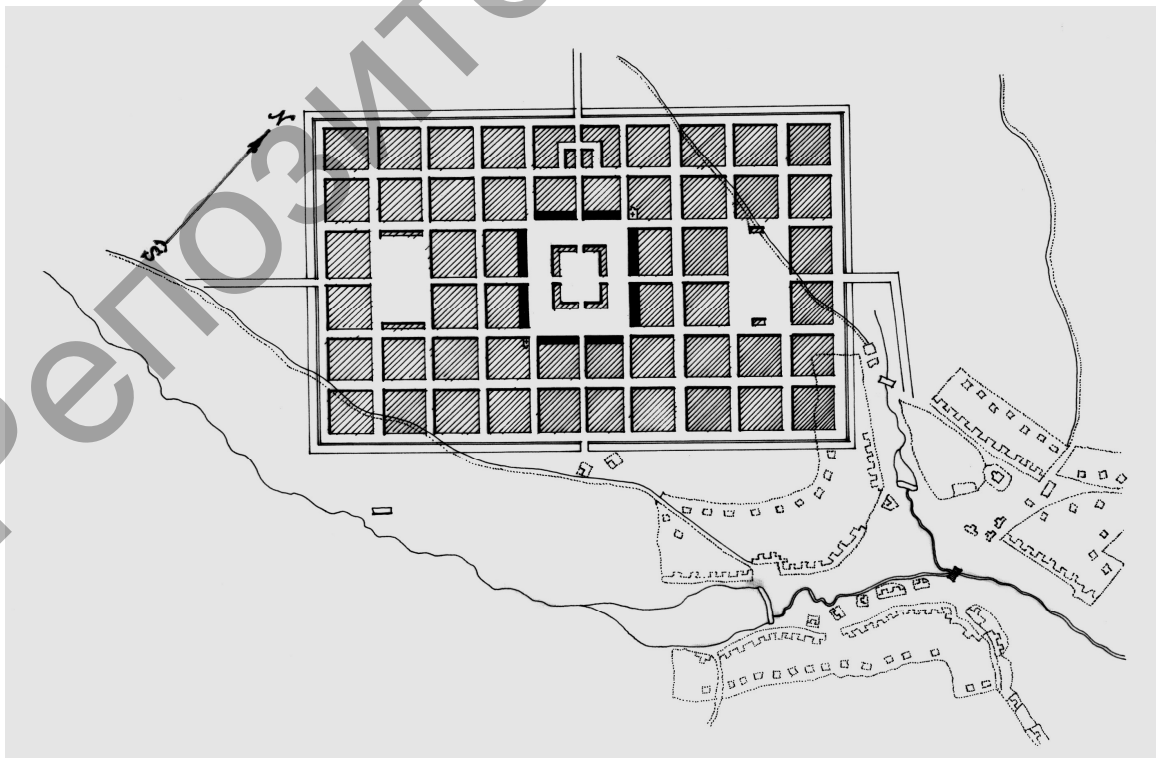


Рисунок 3 – План Климовичей. 1778 г.

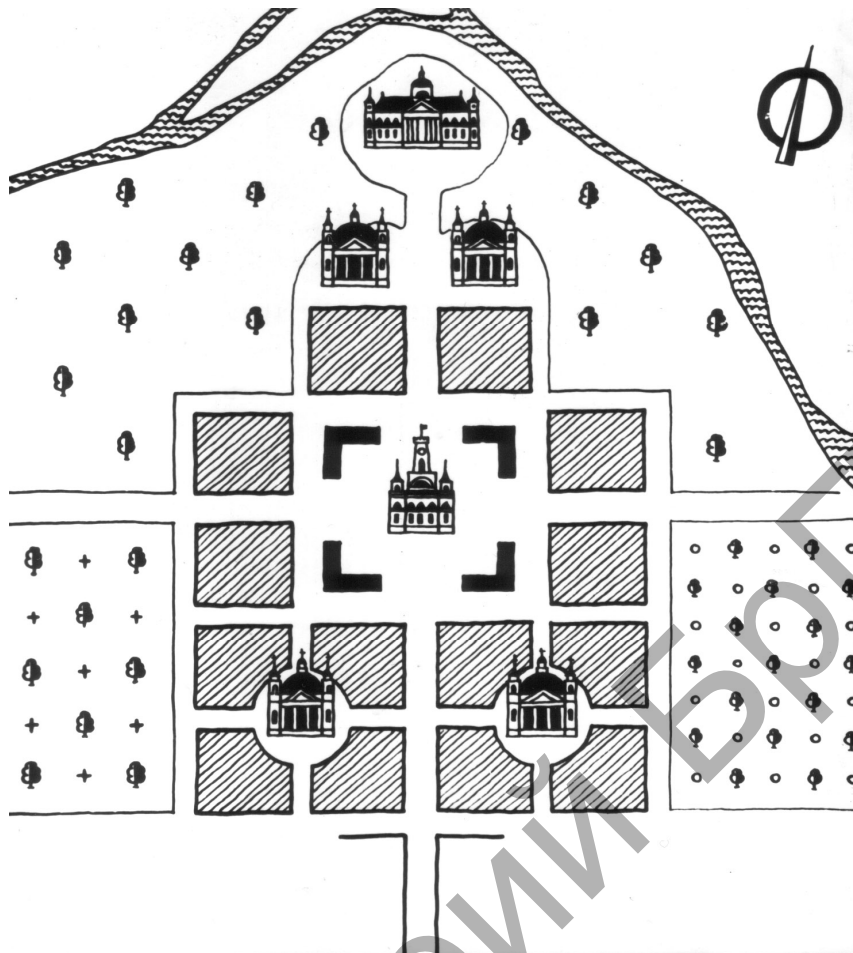


Рисунок 4 – Схема плана Чечерска. Реконструкция Г. Жарвиной

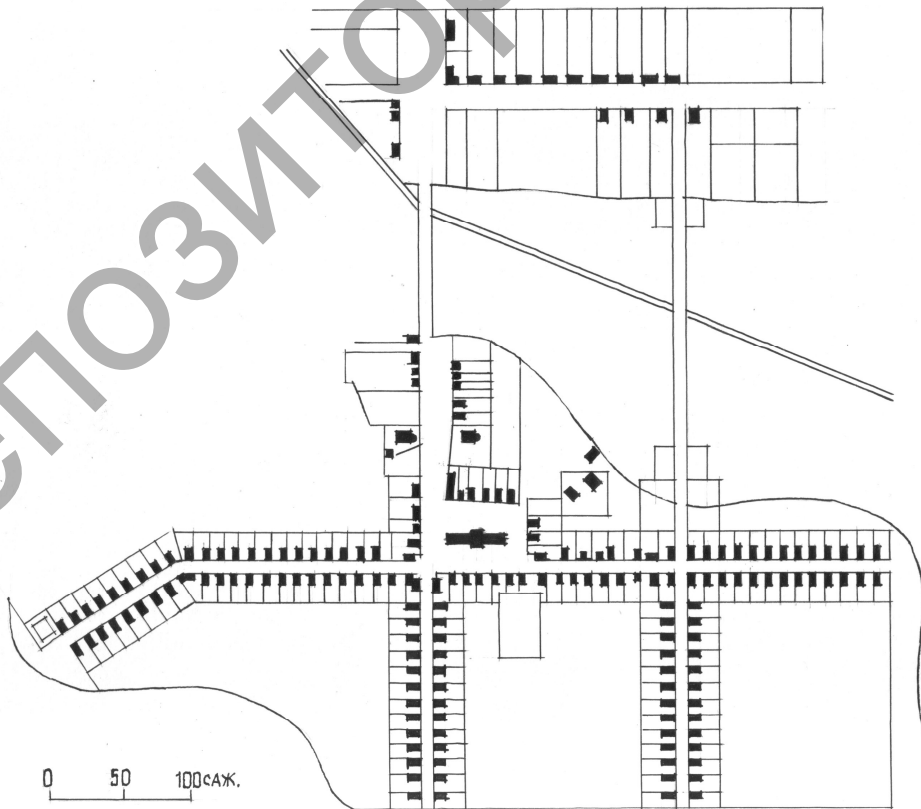


Рисунок 5 – План Пружан. 1801 г.

### Список источников

1. Кантор, Е. А. Классическое и неоклассическое во французской архитектуре второй половины XVIII века / Е. А. Кантор // Античность в архитектуре и искусстве последующих веков: Материалы науч. конф. – М., 1984. – С. 153 – 170.
2. Чантурия, В. А. История архитектуры Белоруссии: учеб. для вузов по спец. 1201 «Архитектура»: В 2 т. / В. А. Чантурия. – 3-е изд., перепаб. и доп. – Минск: Вышэйшая школа. Т. 1. – 1985. – 295 с.
3. Morozow, W. Cechi klasycyzmu w planach posiadłości królewskich ekonomii grodzieskiej końca XVIII wieku / W. Morozow // Klasycyzm i klasycyzmy: Materiały Sesji Stowarzyszenia Historyków Sztuki. – Warszawa: PWN, 1994. – S. 145 – 158.
4. Морозов, В. Ф. Регулярная перепланировка белорусских городов в конце XVIII в. / В. Ф. Морозов // Архитектура. Сб. научных трудов. Вып. 4. Минск, 2012. – С. 39 – 44.
5. Гаряев, Р. М. Из истории перепланировки русских городов во второй половине XVIII века / Р. М. Гаряев // История СССР. – 1986, № 6. – С. 141 – 154.
6. Ostrowski, W. Wprowadzenie do historii budowy miast: Ludzie i środowisko / W. Ostrowski. – Warszawa: Oficyna wydawnicza politechniki warszawskiej, 1996. – 552 p.
7. Масонство в его прошлом и настоящем: в 2 т. / под ред. С. П. Мельгунова и Н. П. Сидорова: Репринтное воспроизведение издания 1915 года. – М.: Сп «Икпа», 1991. – Т. 2. – 272 с.
8. Морозов, В. Ф. История архитектуры Беларуси. Эпоха классицизма / В. Ф. Морозов. – Мн.: БНТУ, 2006. – 152 с.

**ОБЩЕМИРОВЫЕ ТЕНДЕНЦИИ РАЗВИТИЯ ПРОМЫШЛЕННОЙ АРХИТЕКТУРЫ  
В СОВРЕМЕННОЙ ПРАКТИКЕ БЕЛАРУСИ****Морозова Е.Б.**

Развитие промышленной архитектуры, как самостоятельного вида зодчества, представляет собой единый общемировой процесс, обладающий имманентными механизмами, под действием которых в различных странах и в разные временные периоды промышленная архитектура формируется одинаково [1]. Эту одинаковость процесса развития на любой территории обуславливает его глобальная общность. Соответственно и основанные на механизмах-закономерностях развития тенденции современного поступательного движения промышленной архитектуры носят также глобальный характер, охватывая практику промышленного строительства всех экономически развитых стран. В то же время проявление тенденций может иметь специфику, варьироваться в зависимости от территории, отражая особенности, как реальных в данный момент условий страны, так и ее предшествующего исторического развития. Каким образом реализуются эти тенденции в отечественной практике?

Одной из основных тенденций развития промышленной архитектуры сегодня является ее неуклонная и последовательная поляризация, разделяющая объекты, с одной стороны, на простые и сверхсложные; а, с другой стороны, – полностью зависящие в своем формообразовании и структурно-пространственной организации от технических составляющих производства, и объекты, ориентированные, прежде всего, на человека [1].

Первое проявление поляризации обусловлено постоянно расширяющейся автоматизацией производства, усложнением его технического обеспечения (внутренней «начинки» промышленного объекта), прямым вытеснением человека из производственного процесса. Происходит очевидное разделение объектов промышленной архитектуры на уникальные, совершенные с художественной точки зрения, и рядовые, только утилитарные, проектирование которых может и не предусматривать участия архитектора.

Второй аспект поляризации имеет более сложное историческое обоснование. Основой формообразования в промышленной архитектуре всегда было взаимодействие двух систем – машины и человека [2]. Систему машины представляли, в первую очередь, технологические факторы, и именно они на всех временных этапах развития промышленной архитектуры являлись доминантными, в разной степени связывая или подчиняя остальные факторы, остававшиеся «условно» самостоятельными. Однако с течением времени, усиливалось воздействие факторов системы человека, процесс шел от второстепенности к определенному равенству влияния обеих систем. Достигнутый паритет факторов системы машины и системы человека в дальнейшем прекращает их совместное существование в одном объекте, где возможно либо равенство, либо периодическое доминирование той или иной группы. Действие факторов делится по объектам, предназначением которых становится обеспечение либо системы машины, либо системы человека. В результате внешний вид промышленных зданий кардинально меняется, часть из них становится зданиями-машинами, зданиями-коробками, оболочками для механизмов, машин и технологических процессов. Вторая часть в своей объемно-планировочной и художественной организации приближается к гражданской архитектуре, так как нет отличий ни в особом масштабе, ни в особых требованиях к построению пространства, обычно диктуемых технологической группой факторов [1, 3]. Грань между промышленным и гражданским в архитектуре таких объектов как бы размывается.

В белорусской практике демонстрацией этой поляризации архитектуры объектов производства могут служить цементные заводы, введенные в эксплуатацию в последние де-

сятилетия – Белорусский цементный завод, предприятие ОАО Красносельскстройматериалы и предприятие ООО Кричевцементношифер (рис.1, 2). Они представляют как раз первый полюс – технизированную среду, создаваемую большим количеством машинных форм, разнообразного и крупномасштабного оборудования, трубопроводов, конвейерных галерей и прочих сооружений. В этой среде, на первый взгляд, нет места для человека, что в целом близко к действительности, так как такие объекты сегодня имеют высокую степень автоматизации производственного процесса. Но, вместе с тем, архитектуру этих предприятий удалось создать выразительной, запоминающейся, вызывающей ощущение величия созидательного труда человека, выступающего своего рода хозяином, властелином этого технического мира.



Рисунок 1 – Белорусский цементный завод



Рисунок 2 – Предприятие Красносельскстройматериалы

Возведение предприятий по производству строительных материалов было инициировано в начале 2000-х гг. развернувшимся строительством жилых и ряда общественных зданий, причем не только массовых – школ, детских садов, учреждений торговли и здравоохранения, но и уникальных объектов – ледовых дворцов, торгово-развлекательных комплексов и др. Новые линии цементных заводов разместились на огромных площадках, сложно планировочно организованных в соответствии с технологией производства. Проектная документация для этих объектов была разработана отечественными специалистами организации Белпромпроект.

Сходные качества архитектуры демонстрируют и белорусские заводы по переработке отходов. Их технологическая направленность и высокая степень автоматизации процессов также способствовали созданию среды, чей внешний облик и художественный образ основываются на машинных формах. Один из них – Брестский мусороперерабатывающий завод. Технологическая обусловленность его архитектуры прочитывается сразу в крупных объемах производственных сооружений, где осуществляется процесс и не предусмотрено присутствие человека. Доминантными в пространственной организации всей площадки предприятия стали два танка для биологического сбраживания сточных вод и шарообразный газгольдер, куда собирается получаемый в технологическом процессе газ. Отсутствие архитектурных элементов, связывающих эти сооружения с человеком – дверей, окон, козырьков и проч., обеспечило крупный масштаб формам и выразительность общей композиции, которую усиливает специальная подсветка объемов в темное время суток (рис. 3).



Риснок 3 – Брестский мусороперерабатывающий завод

Входящие в состав предприятия производственные корпуса переработки твердых бытовых отходов представляют одноэтажные прямоугольные объемы, фасады которых лаконичны и вместе с тем художественны. Здание административно-бытового назначения размещено на площадке отдельно, его небольшой объем решен в противовес производственным зданиям и техническим сооружениям очень «гражданским», камерным и масштабным человеку. К административно-бытовому корпусу примыкает озелененная и благоустроенная площадка для отдыха с декоративным бассейном. Размещение этой площадки внутри территории предприятия, рядом с технологическими линиями и проездами для движения въезжающих мусоровозов, в определенной степени объединяет соперничающие между собой системы машины и человека.

Общее цветовое решение корпусов и сооружений Брестского мусороперерабатывающего завода построено на использовании очень светлых тонов, включая белый цвет, этим подчеркивается чистота и безопасность экологически непростого объекта. Интересная деталь – предприятие, как это и должно быть на промышленных предприятиях, изолировано от окружения ограждением, но это ограждение не глухое, а прозрачное, что также делает столь небезопасный объект открытым и визуально доступным для человека.

Противоположный полюс тенденции поляризации – стирание определенных различий промышленной и гражданской архитектуры, можно видеть в малых и средних предприятиях. Здесь проявляется также и тенденция разукрупнения производственных мощностей, в соответствии с которой осуществляется строительство небольших предприятий с площадью территории до 10 га. Это дает возможность внести гибкость в функционирование заводов и фабрик в новой экономической системе хозяйственных связей, снизить экологическое давление на окружающую среду, уменьшить объемы потребляемых ресурсов и обеспечить более быструю окупаемость и рентабельность материальных фондов. Основная масса таких предприятий возводится в малых и средних городах, а также в сельских поселках и агрогородках.

Молочный комбинат в городе Туров является одним из них. Он вошел в число градообразующих предприятий города, и был размещен на его окраине в промышленной зоне. Объект организован по типу корпус-завода, в этом случае все технологические линии и помещения для изготовления твердых сыров сосредоточены в одном производственном корпусе. На открытой площадке комбината этот корпус располагается в центре, хорошо просматривается со всех сторон, отдельные небольшие объемы вспомогательных служб не загромождают площадку. Здание представляет собой параллелепипед с ограниченным количеством остекления и отсутствием фонарей верхнего света, снаружи фасады облицованы гладкими панелями белого цвета. Пространство внутри здания организовано по тем же принципам – ми-



нимум сложных поверхностей, перепадов высот, выступов стен. Такое решение является очень характерным для предприятий пищевой промышленности, где требования санитарной обработки помещений и плоскостей диктует ограничения в использовании выступающих деталей.

Однако использованные архитектурные приемы сделали здание производственного корпуса крупномасштабным, что было неприемлемым в условиях окружающей завод невысокой усадебной застройки. Для того чтобы исключить возможные негативные последствия восприятия архитектуры, а также чтобы ввести промышленный объект в среду малого города, в его исторический и современный контекст, с лицевой стороны производственного здания был размещен административно-бытовой корпус и его внешний вид решен совершенно отменно от производственной части. Здание как бы составлено из отдельных двухэтажных объемов со скатными крышами, мелкими членениями и деталями, нижний уровень выделен цветом. Все приемы были заимствованы из архитектуры провинциального жилого дома: масштаб, форма окон, их стилизованные обрамления. Административно-бытовой корпус стал очень привычным, «домашним» для жителя небольшого городка, где ритм жизни остался размеренным и неспешным, как и много лет назад (рис.4). Производственный же корпус, демонстрирующий своим внешним обликом сегодняшнее время с его технологиями и скоростями, остался фоном, ушел вглубь площадки и визуально не нарушает привычную городскую среду. Проектирование молочного комбината выполнило белорусское проектное предприятие Инрос Лакнер БЛР.



Рисунок 4 – Молочный комбинат в Турове

Отдельным объектом в ряду производственных зданий, для которых грань между промышленным и гражданским стирается, является многоярусная автостоянка на ул. Немига в Минске. Этот комплекс должен был органично войти в функционально разнообразную застройку исторической части города. Проблема заключалась в том, что начиная с 1980-х гг. здесь практически воссоздавалась историческая среда Минска, облик которой следовало сохранить. Архитекторам удалось продолжить художественную тему так называемого «губернского города». Для этого достаточно протяженный главный фасад визуально был разбит на отдельные фрагменты, выполненные как самостоятельные здания рядовой городской застройки конца XIX - начала XX вв. Таким образом была сформирована маломасштабная среда города того времени. Поднятая на второй уровень открытая галерея связала все здания-фрагменты и стала своеобразной улицей старого города, к тому же обеспечивая непосредственную пешеходную связь с большим торговым центром, находящимся на противоположной стороне магистрали (рис.5).



Рисунок 5 – Многорусная стоянка автомобилей на ул. Немига в Минске

Еще одна тенденция – расширение интегративности и полифункциональности промышленных объектов, реализуется сегодня строительством предприятий с более разнообразным функциональным составом помещений [1]. Пространственная, планировочная и функциональная закрытость и изоляция объектов промышленной архитектуры во все времена была их важнейшей особенностью, это качество формировалось исторически, и сегодня требуется изменить его на всех планировочных уровнях: и для зданий и сооружений, и для территориальных объектов – предприятий, промышленных районов и зон.

В республике около 70 % промышленно-производственного потенциала сосредоточено в одиннадцати крупных городах – Минске, Бресте, Витебске, Гомеле, Гродно, Могилеве, Барановичах, Бобруйске, Борисове, Орше и Пинске. Изолированность и определенная обособленность, замкнутость промышленных объектов в этих городах – это естественное явление, результат действия исторических закономерностей развития промышленной архитектуры [4]. Положение усугубилось имевшим место ведомственным подходом к проектированию и строительству, длительным временным интервалом освоения материальных фондов, разобщенностью и несогласованностью проектных и строительных работ. Такой подход в определенной степени продолжает существовать до сих пор. Промышленные объекты, и особенно территориальные формы – промышленные предприятия и районы, существуют самостоятельно в городской структуре, являясь как бы «вещью в себе».

Преодоление этой ситуации достаточно сложно в условиях промышленного строительства. Включение научно-исследовательских, торговых, выставочных и административных площадей делает предприятия более открытыми во внешнюю среду, а их архитектуру – более разнообразной и привлекательной, примерами такого подхода могут служить республиканский лесной селекционно-семеноводческий центр, обувное предприятие «Марко» в Витебске, центр управления воздушным движением «Белаэронавигация» в Минске, производственно-дистрибьютерский центр «Кока-кола Белоруссия» в промышленном узле Колядичи под Минском (объекты разработаны специалистами Белпромпроекта).

Тотальная унификация производственного пространства; адекватность не процессу, а его будущим изменениям является еще одной современной тенденцией развития промышленной архитектуры [1]. Буквально с самого начала, в пионерный период своего становления промышленная архитектура развивалась в соответствии с производственными процессами, что наглядно иллюстрируют названия корпусов в зарубежной и отечественной практике: foundry – плавильня, forge (smithy) – кузница, brewery – пивоварня, pottery – гончарня и пр. [5, с. 599–603]. Дальнейшее развитие таким путем не могло быть продуктивным, поскольку не было бы предела следования формой и ее архитектурно-пространственной интерпретацией за постоянно расширяющимся многообразием процессов и используемых механизмов. Промышленная архитектура неизбежно зашла бы в тупик, «утонув» в многообразии пространств, если бы продолжала

развиваться «по процессам». Стала очевидной потребность изменять и приспособлять объекты к меняющимся технологиям, способам их объемно-планировочной организации и действующим в них механизмам. В связи с этим XIX в. началась унификация процессов, составляющих их операций и соответственно производственного пространства. Сегодня историческая эволюция этой тенденции представляется следующим образом: в XVIII–XIX вв. промышленное здание – это укрытия для машин и механизмов, в XX в. – место для конкретного технологического процесса, в XXI в. – оболочка, способная разместить разные, а в идеальном случае и любые процессы

Принципом построения производственного пространства при тотальной его унификации становится минимальное старение формирующих пространство компонентов при максимальной подвижности их организационной системы в целом. Приемами повышения гибкости, универсальности пространства в сегодняшней практике промышленного строительства являются – создание максимально безопорного пространства; обеспечение не связанной со строительными конструкциями передачи нагрузок от оборудования, в том числе кранового; формирование непрерывного, целостного, перетекающего пространства; группировка и обособление отдельных функциональных зон; совершенствование системы горизонтальных и вертикальных коммуникаций; вынесения инженерного оборудования. Разработка новых приемов – постоянный путь развития и совершенствования типов объектов промышленной архитектуры.

Сегодня тенденцию тотальной унификации производственного пространства могут продемонстрировать как крупные предприятия, например, завод по производству легковых автомобилей «БелДжи» в Борисовском районе, так и небольшие объекты, например, автосалоны. Они объединили производственную и административно-торговую части практически в одном объеме, используя одни и те же конструкции, одинаковые приемы декоративного оформления интерьеров разного функционального назначения. Архитектура этих зданий отражает еще и тенденцию формирования корпораций как формы промышленного производства. Поэтому размещение автосалонов на въездных магистралях в город и их внешний облик принимаются идентичным аналогичным брендовым объектам в европейских странах (рис. 6).



Рисунок 6 – Автосалон в Минске

Следование общемировым тенденциям проявляется и в объемно-планировочной организации производственных зданий, подавляющая часть их представляет собой одноэтажный корпус пролетной или зальной структуры: машиностроительное предприятие «Штадлер Минск» в Фаниполе, (рис.7); завод по производству технического углерода «Омск Карбон Могилев»; завод по производству краски «Бел Пека Пэйнт» в деревне Избино Вилейского района; предприятие по выпуску химических средств защиты растений «Август-Бел» в поселке Дружный Пуховичского района и др. Производственное пространство такого типа наиболее распространено сегодня в мировой практике.



Рисунок 7 – Машиностроительное предприятие «Штадлер Минск» в Фаниполе

Приоритетность в использовании типов при их общем ограниченном количестве способствовала развитию промышленной архитектуры и до определенного периода была прогрессивным явлением. Она материализовала такую закономерность развития как универсальности подходов и принципов пространственного построения всех форм. Этим сужалось многообразие форм промышленной архитектуры в ответ на противоположное явление – постоянно расширявшееся число производственных процессов и технологий.

Однако сегодня приоритетность в использовании типов в определенной степени тормозит развитие промышленной архитектуры. Установка только на несколько вариантов пространственной организации упрощает промышленные объекты, а динамичность технологий в условиях постоянных перестроек приводит к потере эффективности рациональных с точки зрения технико-экономических показателей типов. Поэтому расширение форм пространственной организации объектов промышленной архитектуры, снятие ограничений в их использовании, ликвидация обязательной приоритетности их применения является также одним из общих направлений развития промышленной архитектуры. Именно это направление в настоящее время не имеет реализации в практике Беларуси.

Сегодня можно заключить, что непростые времена в промышленном строительстве республики, вызванные радикальными изменениями социально-экономических условий в 1990-х гг., уже пройдены. Новые предприятия возводятся во всех отраслях промышленности, и архитектура многих из них в целом следует общемировым тенденциям, в то же время учитывает отечественную строительную базу, градостроительные подходы и накопленный опыт проектировщиков.

Новые явления и тенденции развития промышленной архитектуры в отличие от закономерностей этого развития не являются незыблемыми. Они формируют русло построения производственного пространства на обозримое будущее и при изменении условий и требований общества, материально-технической базы промышленного производства, его организационных принципов и проч., вполне вероятно могут измениться.

#### Список источников

1. Морозова, Е.Б. Эволюция промышленной архитектуры / Е.Б.Морозова. — Мн: БНТУ, 2006. – 240 с.
2. Aloï, G. Architetture industriali contemporanee: in 2 vol. / G. Aloï. —Milano: Ulrico Hoepli Editore, 1966. – Vol. 1. — 1966. — 306 p.; Vol. 2. — 1966. — 314 p.
3. Miller, N. Boston architecture 1975–1990 / N. Miller, K. Morgan. – Munich: Prestel–Verlag, 1990. – 248 p.
4. Морозова, Е.Б. От промышленного поселения до технопарка: территориальные объекты промышленной архитектуры / Е.Б.Морозова. — Мн: БНТУ, 2014. – 208 с.
5. Lemoine, V. La France du XIX siecle / V. Lemoine. – Paris: La Martiniere, 1993. – 197 p.

## «ВЫСОКИЙ ГОРОД»- ИСТОРИКО-АРХИТЕКТУРНЫЙ ЗАПОВЕДНИК

Ондра Т.В.

**Введение.** Беларусь, Белая Русь - нежное и поэтическое имя, как нельзя лучше подходящее этой стране. Беларуси не свойственны яркие краски Средиземноморья. Наша страна скромной, интеллигентной красоты. Это одно из немногих оставшихся на нашей планете мест, где можно увидеть поразительное чудо - чудо нетронутой природы.

Удивительная вещь: кажется, что здесь, в самом центре Европы, время вдруг ощутимо замедлило свой бег - вокруг бушующий XXI век, цивилизация продвигается вперед семимильными шагами, а в Беларуси природа остаётся натуральной, люди - человечными, а ценности - вечными!

Войны, эпидемии, голод терзали Беларусь! Это не способствовало сохранению культурного наследия, в том числе и архитектурных памятников. Однако на территории нашей страны еще множество уникальных объектов, которые, к сожалению, несправедливо забыты. Значительное количество их сохранилось в городе Высоком, Каменецкого района...

**Основная часть.** Город Высокое - это один из немногих городов в Беларуси, который не является районным центром, но здесь есть на что посмотреть, здесь сохранилось очень много весьма ценных архитектурных и исторических достопримечательностей. Город имеет длинный список исторически значимых объектов. В этом городе нельзя выделить какую-то одну из достопримечательностей в качестве основной-каждая из них имеет свою культурную, историческую ценность, нуждается в реставрации или реконструкции. Возникла необходимость присвоения статуса историко-архитектурного заповедника с его прежним именем «Высокий Город», разработать разные по тематике туристические маршруты по всем историческим объектам и приглашать туристов и гостей города для познавательного отдыха.

Впервые в исторических документах город Высокое упоминается в XIV в. под названием Высокий Город. Связано это упоминание с именем князя Гедмина, чье внимание город привлек своим живописным видом. В 1494 г. город получил магдебургское право и герб. Город Высокое относился к великокняжеским, а затем к частным владениям. В 1511 г. Жигимонт I Старый, король Речи Посполитой, подарил город в пожизненное владение Яну Богдану Хрептовичу, маршалку ВКЛ. В последующем Высокое переходило от одних дворян в другим. В числе владельцев Высокого Петковичи, Тризны, Иодковичи, Войны и другие.

В 1647 г. Высокое было продано витебскому воеводе Павлу Яну Сапеге. Сапеге были владельцами города до 1863 г. До 1934 г. городом владел род Потоцких.

В 1671 году город получил грамоту на «вечную» ярмарку»; в 1785 г. был в городе в монастыре открыт госпиталь. В XVI-XVIII вв. высококовские мастера ткали широко известные ковры и полотно. С 1795 г. город Высокое находился в составе Пруссии, а с 1807 г. в составе Российской Империи как местечко Брестского уезда Гродненской губернии.

В 1897 г. в местечке 3434 жителя, 370 домов, работала канатная фабрика, кожевенный и свечной заводы, две маслобойни, три школы. По большим праздникам здесь проводились ярмарки, на которые съезжались купцы покупать лошадей, скот, свиней. С 1940 по 1962 годы - это центр Высоковского района.

Первоначально город развивался на правом берегу реки Пульва. Основная жилая застройка и общественный центр сформировались на левом берегу реки в XIX-XX вв. Территория современного города разделена рекой на две части. Архитектурно-планировочную структуру формируют улицы Советская (автомагистраль Брест-Высоко-Литовск), Ленина, Социалистическая, Советских пограничников. Общественный центр города сложился на площади со сквером на месте бывших торговых рядов. Здесь расположены административные здания, Дом Культуры, кинотеатр, магазины и пр. Центр города, его юго-восточная и западная части застроены 2-3 этажными домами.

Рассмотрим по ходу движения виртуальной туристической группы все достопримечательности города Высокого в границах предполагаемого историко-архитектурного заповедника «Высокий Город».

Первым на въезде в город со стороны Бреста нас встречает здание монастыря. История монастыря «бонифраторов» («добрых братьев») на юго-западе от замка Сапегов, в местности под названием Мариямполь, до сих пор полна загадок. Известно, что возводить его начал канцлер ВКЛ Александр Сапега в августе 1773 года, что стройка шла 12 лет и что в состав монастырского комплекса входили также костел Св. Яна и госпиталь на 20 коек. На фронто-не костела виднелась надпись на польском языке «Для спасения близких христианский долг выполнил Александр Сапега, канцлер ВКЛ в 1785 г.».

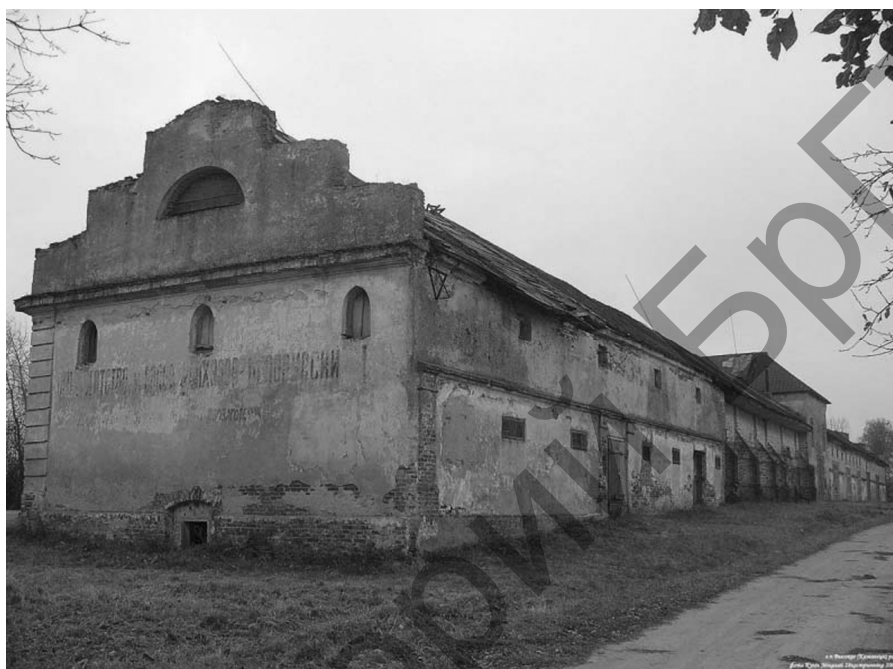


Рисунок 1 – Размещение строений монастыря Бонифраторов

Автором проекта монастырского комплекса стал знаменитый Ян Беккер, придворный архитектор Сапегов, перестраивавший старый замок в Ружанах. В монастыре несли послушание бонифраторы (братья милосердия) - монахи католического монашеского ордена Св. Иоанна Божьего, ставившего своей целью досмотр больных, вдов и сирот города. Никаких архитектурных изысков: двухэтажная прямоугольная в плане постройка, и только центральная часть с главным входом декорирована сверху треугольным щитом. Все очень строго и монументально. Рядом с монастырем в оранжерее, по данным за 1794 год, росли: лавры (32 дерева), фиговые деревья (41), тисы (24), гранаты (22), самшиты (12), а также лимоны, апельсины, жасмин и разные цветочные растения.

Монастырь строился основательно, на века, но действовал всего 55 лет. Монахи просто исчезли в одну ночь в 1840 году, и никто не знает, почему? Сам же госпиталь еще некоторое время существовал под присмотром светских властей. Загадочное исчезновение монахов все еще будоражит умы жителей городка. До сих пор в Высоком живет легенда «О призраке монаха, который приходит на закате -он идет по насыпным валам или по аллеям старинного парка, поднимается на руины въездной брамы, долго и печально смотрит в сторону монастыря, словно ждет кого-то...». Последний раз его видели лет 10-12 назад. После войны в монастыре были гаражи местного сельхозпредприятия, позднее - учебно-производственного комбината. Возможно, новый собственник здания, отнесенного к историко-культурным ценностям, сможет его «реанимировать». Бывший монастырь находится в плачевном состоянии и с каждым годом все больше разрушается.

Второй значимый объект на маршруте - каменный дворец, построенный в 1816 г. Пелагеей Потоцкой недалеко от полуразрушенного старого замка Сапегов (XVII века). Она была

женой сына Александра Сапеги – Франтишека, а ее отцом являлся известный петербургский вельможа – Станислав Щасный-Сапега. После развода в 1805 г. Франтишек оставляет местечко Высокое за Пелагеей. Она, славившаяся своей красотой, вскоре становится женой Павла Сапеги (1781-1846), сына виленского воеводы.

Формированию усадьбы Потоцких благоприятствовала живописная местность, включающая пойму реки Пульвы с крутым изгибом русла, пересеченную невысокую террасу и ряд сооружений старого замка с бастионной системой укреплений. В композиции усадьбы сохранились элементы естественного и искусственного происхождения, объединенные общим замыслом, которые образуют один из лучших дворцово-парковых ансамблей Белоруссии первой половины XIX века.



Рисунок 2-3 – Размещение строений дворца Потоцких.  
Портрет Пелагеи Розы Сапего. «Деречинская Терпсихора»

Дворец Потоцких – одноэтажный, прямоугольный в плане, на очень низком фундаменте, крыша четырехскатная с люкарнами. Парадная часть здания с мансардой выделена четырехколонным портиком. Интерьеры дворца отличались богатым оформлением. Салоны и залы имели узорчатые паркетные полы, красивые каминные печи, хрустальные жироуловители, мебель в стиле Людовиков XV и XVI. Стены украшали семейные портреты, среди которых выделялся портрет самой Пелагеи, написанный в Деречине художницей Элизабет Виги-Лебрун. Пелагея на картине напоминает греческую музу Терпсихору, покровительницу хороводов и танцев, поэтому портрет именовался «Деречинская Терпсихора». Пелагея Роза Сапега, веселая и добрая нравом, имела в Деречине собственный двор из таких же молодых и красивых, как она сама, особ. Ее пленяющий волшебной грацией портрет кисти знаменитой художницы Э.-Л. Виже-Лебрен, для которой позировали королева Франции Мария-Антуанетта, польский король Станислав Август Понятовский, леди Гамильтон, мадам де Сталь, лорд Байрон и другие аристократы, получил имя «Деречинская Терпсихора» и сегодня украшает Желтый зал Королевского дворца в Варшаве.

В доме имелись богатый архив Сапегов и Потоцких и библиотека в 5 тысяч томов. Основные ценности были утрачены еще в Первую мировую войну. В 1939-1941 гг. во дворце Потоцких располагался штаб 49-й стрелковой дивизии Красной Армии, а в 1944-1952-х – штаб пограничного отряда.

Северо-восточнее дворца расположен служебный корпус с полузамкнутым двором. Классические элементы декора выполнены из дерева и оштукатурены. В центральной части дворца расположены вестибюль и парадный зал с выходом на террасу, по обе стороны коридора – жилые помещения. Планировка крыльев здания коридорная. В интерьерах сохранились остатки отделки – лепные орнаментальные плафоны и профилированные карнизы, мозаичный пол. Усадьба – памятник усадебно – парковой архитектуры классицизма.

Связь с парком осуществляется через симметрично расположенные калитки, а выход из центрального зала дворца ведет к широкой террасе, оформленной декоративной балюстрадой и двухмаршевой лестницей. Парковый партер сравнительно большой, занимает пологий склон низкой, но отчетливо выраженной пойменной террасы, которая, в свою очередь, обработана в виде двух узких террасоподобных площадок.

Самым большим на территории Беларуси в конце XVIII века считался сад Сапегов в Высоком, где насчитывалось 736 деревьев [1, с. 103]. В 1748 г. после пожара в замке родовая резиденция Сапегов перенесена в Слоним. Но в конце XVIII ст. замок восстанавливает воевода польский, позднее ставший канцлером великим литовским, Александр Сапега. Большую помощь в восстановлении замка ему оказывала сестра – княгиня Анна Яблоновская. В 1775 г. в Высоковском замке принимали короля Станислава Августа Понятовского, ехавшего из Белостока домой в Волчин. В 1784 г. замок сгорел, пришел в запустение и больше не восстанавливался. В настоящее время от прежнего великолепия сохранились руины въездной «брамы».

Парк красиво сложен по композиции. Он состоит из двух частей, отличающихся по времени. От сохранившихся главных кованых с вензелями ворот первой половины XIX века отходит основная планировочная сравнительно короткая ось парка позднего периода до имения Потоцких. Эта ось заканчивается дальней перспективой за поймой речки Пульвы. Основная же парковая зона времен XVII века лежит в юго-западной стороне параллельно оси парадного въезда XIX века.

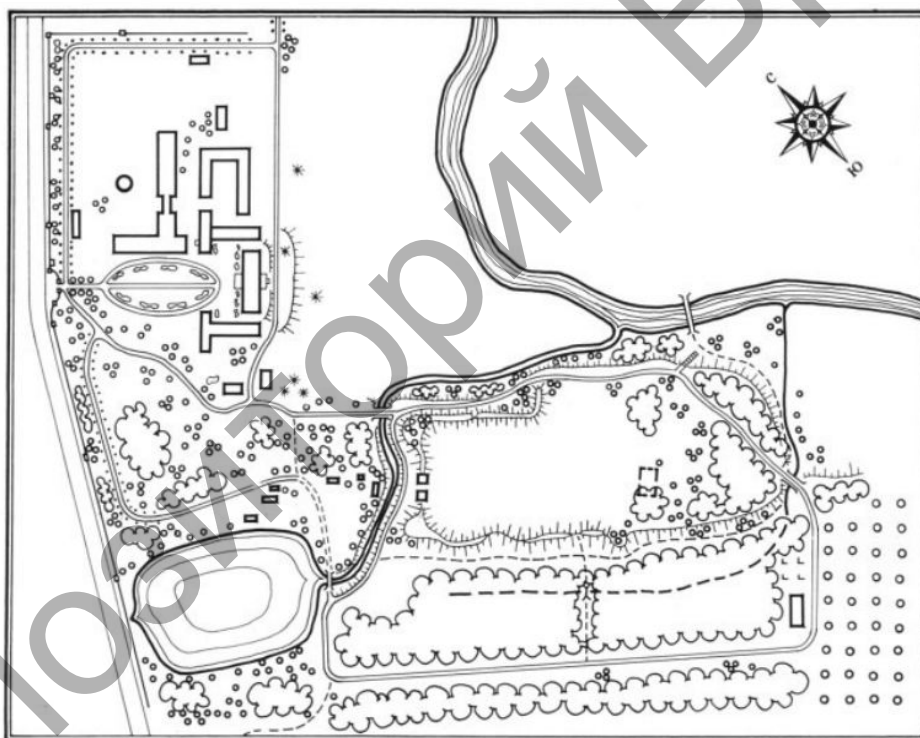


Рисунок 4 – План парковых зон и размещение строений усадьбы Потоцких

Пелагея Потоцкая заложила великолепный парк вокруг своего дворца. Он выполнен в соответствии с традициями пейзажного стиля. Постепенно обогащаясь редкими древесными растениями, парк приобрел черты «пейзажного» натуралистического. В основу композиции положен принцип раскрытия дальних и ближних перспектив по пути прогулочного маршрута.

Парк был перепланирован в 1895 г. известным специалистом в области паркостроения, архитектором Валерианом Кроненбергом, приглашенным Марией Потоцкой (внучкой Пелагеи Потоцкой), и он является жемчужиной паркового искусства Беларуси. Здесь сохранились редкие деревья: дуб пирамидальный, сосны черная и австрийская, лиственницы европейская и даурская, ясень обыкновенный, сосна Веймутова.

В этом парке, расположенном в пойме реки Пульва, соединились элементы естественного и искусственного происхождения. Его главные планировочные компоненты: большой водоем, канал, валы, сохранившиеся от старого замка Сапегов, которые окружают центральную



полян. Через Пульву перекинут небольшой мост, который одновременно служит видовой площадкой. Большой пруд в западном углу усадьбы являлся частью замковой водной системы. За мостом начинается старинная часть парка, в основу композиции которой положены руины замка Сапегов. Здесь прогулочный маршрут раздваивается. Главная его ветвь – главная аллея парка, протяженностью 400 метров – одна из самых длинных парковых аллей Беларуси. Аллея начинается около парадного партера со стороны въезда и является организующей в осмотре почти всех парковых пейзажей. Аллея шириной 5 м, деревья в ряду посажены через 7 м. Она служит продолжением основного пути, пересекает древесный массив и выводит в сад с парниковым хозяйством и оранжереей (с юго-восточной стороны). Здесь под деревьями стояли скамьи, в прошлом это было излюбленное место прогулок и уединения. Аллея огибает чашеобразное понижение с разреженным качественным древостоем из клена и граба и ведет по западной окраине усадьбы с перспективами на парковые картины, где небольшие поляны перемежаются с древесными группами, которые акцентируются экзотами, а сосна черная и лиственница европейская образуют небольшие самостоятельные группы. Затем аллея плавно поворачивает в глубину парка и проходит по слегка пересеченной территории. В этой части парка она не сохранилась (на месте старых насаждений построен стадион, проведена посадка молодых деревьев клена). Водоем продолжает доминировать в парковых пейзажах. В 1919 г. в южной части парка была построена оранжерея с печным отоплением. Это было двухэтажное сооружение с двухскатной крышей и подвальным помещением. Его стены расчленили огромные, по всей высоте здания, окна с лучковыми завершениями. К оранжерее примыкал фруктовый сад.

Парк сравнительно хорошо сохранился в своих прежних границах. Но отдельные участки значительно видоизменены в связи со строительством зданий и функционированием школы-интерната. Обмелели водоемы, продолжают выпадать деревья в аллеях. Распашка полей и строительство хозяйственных зданий отрицательно сказывается на состоянии насаждений. Высоковская усадьба – ценнейший памятник дворцово-парковой архитектуры эпохи классицизма. По красочности, степени выраженности композиции является одной из лучших в Белоруссии.

Сохранились в Высоком синагоги. В начале XVII в. в Высоком была построена первая синагога. Она возведена на левом берегу реки Пульвы. Архитектурные особенности данного архитектурного памятника прослеживаются в строгости форм, высокой четырехскатной крыше. В советское время синагога использовалась как льносклад, а затем как спортзал. В начале 60-х XX столетия было принято решение разобрать здание. В настоящее время от старинной синагоги сохранились только руины. Рядом с ними установлен памятник уничтоженным фашистами евреям, жившим в Высоком. Руины синагоги, памятник, синагога-кузня – на пути из парка Сапегов в центр города Высокого. До настоящего времени сохранилась еще одна синагога, построенная в XVII - XVIII вв. До 1925 г. это был молитвенный дом местной еврейской общины, затем – еврейская школа.



Рисунок 5-6 – Руины синагоги, памятник, синагога-кузня

Сегодня это здание находится в частной собственности, и хозяин превратил его в кузницу. Еврейское гетто, место принудительного переселения евреев города Высокое и близлежащих населённых пунктов в процессе преследования и уничтожения евреев во время оккупации территории Белоруссии войсками нацистской Германии в период Второй мировой войны. По переписи 1939 года в городе Высокое проживало 2000 евреев. Вскоре после оккупации немцы, реализуя нацистскую программу уничтожения евреев, согнали евреев в гетто, огородить которое заставили самих узников.

В начале января 1942 г. гетто ликвидировали. В самом гетто Высокого были убиты 320 евреев, остальные 2500 были перевезены и убиты в Трешлинке. По данным Национального архива республики Беларусь, в Высочанском гетто находилось больше узников — 3600 человек. Массовые убийства проводились также в деревне Вульке Токарской. Те евреи, которые вначале спрятались во время ликвидации гетто, были убиты и закопаны в общей могиле возле кожевенного завода.

В 2010 году жертвам геноцида евреев в Высоком, на улице Фрунзе, у развалин старинной синагоги, и был установлен этот памятник.

Свидетель уничтожения Высоковского гетто художник Юзеф Харитон rube в послевоенные годы написал ряд картин об этих событиях. Большая их часть находится в Еврейском историческом институте Польши.



Рисунок 7 – Картина Юзефа Харитона rube.

Торговую площадь поселка Высокое в XVII в. украсила городская ратуша, а неподалеку, на месте старого кладбища появилась деревянная Крестовоздвиженская церковь. Деревянный храм заменили каменным в 1869 году. Прихожане сами собрали часть средств на новую святыню, помогло с деньгами и правительство.

В 1880-м церковь в городе Высоком посетили почетные гости - император Александр III, а с ним сыновья Георгий, Владимир и последний царь Российской империи Николай II. Семья побывала на литургии и одарила церковь различными подарками, один из них до сих пор находится там. В память о важных гостях в храме сегодня висит мемориальная доска. Колокола храма также являются исторической ценностью. Здание святыни отреставрировано, и сейчас находится в хорошем состоянии, внесено в список историко-культурных ценностей Беларуси (XIX в.).

Пространственную композицию церкви формируют прямоугольные в плане притвор, завершённый шатровой звонницей, основной объём с боковыми притворами и апсида. Центральный объём накрыт четырехскатной крышей и увенчан 5 главками. Стены апсиды прорезаны полуциркулярными оконными проемами. Плоскости стен раскрепованы лопатками, соединёнными вверху орнаментальным поясом, горизонтальными тягами цоколя и карниза, тягой, проходящей на уровне нижней линии окон. Этот памятник выполнен в ретроспективно-русском стиле с элементами древнерусского зодчества.

Во время Первой мировой немцы сняли колокола с Крестовоздвиженской церкви и отправили их на переплавку. Вернувшись из беженства в 1920 г., жители Высокого заметили потерю. Деньги на приобретение большого колокола для церкви выделил граф Потоцкий, сын Марии Потоцкой (Сапеги). Другом графа был настоятель православного Крестовоздвиженского храма Сергей Дюков.



Рисунок 8 – Крестовоздвиженская церковь.

В знак уважения к другу и другим жителям Высокого Потоцкий оказал неоценимую помощь. Другие церковные колокола были приобретены на пожертвования горожан. Перед тем, как колокола возвели на колокольню, их освятил отец Сергей. На большом колоколе отлита надпись, в которой указано, что колокол приобретен и пожертвован графом Яковом Станиславовичем Потоцким в память о своей покойной матери. Звон колоколов Крестовоздвиженской церкви и теперь напоминает верующим о начале службы в храме. Эта церковь – памятник архитектуры с элементами древнерусского зодчества.

Сохранился и Троицкий костел, построенный в 1603-1609 гг. в стиле барокко (автор – Андрей Вольский). В 1571 г. владелец Высокого Лаврин Война строит деревянную часовню Святой Барбары, а в 1603 г. сын Лаврина – Андрей – заложил «костел каменный» на месте сгоревшей во время войны со шведами часовни Святой Барбары.

В 1609 г. луцкий бискуп Павел Валуцкий освятил Троицкий костел. Он сильно пострадал во время Северной войны, но был отреставрирован Михаилом Сапегой в 1735 г. Существенно изменила внешний вид костела перестройка 1872 года, когда были перестроены сама фасадная часть и верхние части двух фасадных башен (ранее башни были трехуровневые). В годы советской власти в костеле был спортзал. В 1993 г. здание Свято-Троицкого костела вернули верующим. Рядом с костелом находится каплица св. Барбары, построенная в 1772 г. В 1772 г. на пожертвования католического приходского священника Слончевского была возведена каплица Святой Варвары (Барбары). Она представляет собой восьмигранник с чередующимися широкими и узкими гранями.



Рисунок 9-10 – Троицкий костел и каплица св. Барбары.

Каплица выполнена в стиле барокко. До 1895 г. здесь проходили католические торжества, после чего в каплице было складское помещение костела. В 1992-1994 г. каплица восстановлена, в ней стали проводить богослужения.

О трагических событиях Первой мировой войны напоминает сохранившееся кладбище австрийских и польских солдат, расположенное на католическом кладбище в центре Высокого. Размещение первого захоронения находится в юго-западном углу кладбища. В нем находятся восемь легионеров и пять солдат австро-венгерской армии, которые умерли в августе 1915 года. Вторая группа австро-венгерских солдат захоронена в восточной части кладбища. Там похоронены шестеро солдат, а на их могилах - бетонные таблички, подписанные министерством общественных работ Польши в 1924 году. Там же возле дороги сохранилась придорожная часовня.

**Выводы.** Подводя итоги, можно сказать, что, с одной стороны, в городе Высокое имеется достаточно много важных исторических достопримечательностей, и это привлекает сюда туристов. С другой стороны, большинство из них находится в плохом состоянии, и это смазывает впечатления от увиденного. Разнообразие и величественность архитектурных памятников поражает воображение! Город может стать культурным и туристическим центром Брестской области, но для этого необходимо отреставрировать памятники, создать туристическую инфраструктуру.

Дворец Потоцких-Сапегов выставлен на аукцион и приобретен минским предпринимателем, который планирует превратить его в отель-музей. В синагоге-школе сейчас размещается частная мастерская. Руины другой синагоги, возле которой находится памятник жертвам холокоста, постепенно разрушаются.

Туристический рынок развивается также стремительно, как и весь окружающий мир. Появляются новые сферы, соответствующие многообразию запросов людей: культурный туризм, бизнес-туризм, религиозный туризм, событийный туризм, например, фольклорные фестивали и праздники. Популярными стали всякого рода музейные экспозиции, в том числе используются возможности демонстрации особенностей архитектуры различного временного периода, начинает учитываться фактор региональной архитектуры. Развитие данного направления в формировании таких объектов туризма, как историко-архитектурные заповедники, может стать одним из основных методов сохранения наследия народного зодчества Беларуси.

#### Список источников

1. Федорук, А.Т. Старинные усадьбы Берестейщины / А.Т. Федорук; под ред. Т.Г. Мартыненко. – 2 изд. – Минск : БелЭн, 2006. – 576 с.: ил.
2. Дормидонтова, В.В. История садово-парковых стилей: учеб. Пособие для вузов / В.В. Дормидонтова. – М.: Издательство «Архитектура-С», 2004. – 208 с., ил.
3. Федорук А.Т. Садово-парковое искусство Белоруссии. – Мн.: Ураджай, 1989. – 247 с.: 4
4. Кулагин, А.Н. Архитектура дворцово-усадебных ансамблей Белоруссии: Вторая половина XVIII – начало XIX в. / А.Н. Кулагин. – Минск: Наука и техника, 1981. – 134 с.,
5. Загорский, А.В. Использование старинных усадеб и парков в качестве объектов туристического интереса/ А. В. Загорский, Т.А. Хвагина // Научный потенциал молодежи – будущему Беларуси: материалы X международной молодежной научно-практической конференции, УО «ПолесГУ» «Полесский государственный университет», г. Пинск, 15 апреля 2016 г. / Министерство образования Республики Беларусь [и др.]; редкол.: К.К. Шебеко [и др.]. – Пинск: ПолесГУ, 2016. – 512 с.
6. <http://www.kamenec.by/vysokoe-mozhet-stat-kulturnym-i-turisticheskim-centrom-brestskoj-oblasti/>
7. [https://globus.tut.by/vysok\\_kamen/austrian\\_graves\\_gallery.htm](https://globus.tut.by/vysok_kamen/austrian_graves_gallery.htm)
8. <http://pomniki.by/istoricheskie-pamjatniki-belarusi/pamjatniki-brestskoj-oblasti/item/63-pamjatniki-vysokoe.html>

## ИНТЕГРИРОВАННОЕ УСТОЙЧИВОЕ РАЗВИТИЕ БРЕСТА – КОНЦЕПЦИЯ «БРЕСТ: СИМБИО СИТИ 2050»

Панченко Т.А.

**Введение.** В условиях все более взаимосвязанного мира стремительная урбанизация представляет собой одной из наиболее значимых общемировых тенденций. Это означает новый глобальный подход к оценке роли городов в экономике, изменении климата, использовании и потреблении природных ресурсов, а также их вклада в социальное и инновационное развитие. Глобализация и масштабная урбанизация в сочетании с цифровой революцией стремительно меняют окружающий мир, структуру экономической деятельности и образ жизни людей.

**Основная часть.** Успешное развитие городов в современный период во всём мире определяется долгосрочным, целостным, многоаспектным и многофункциональным подходом к городскому развитию, который позволяет интегрировать пространственные, экологические, социокультурные, экономические факторы, городские системы и институциональные аспекты таким образом, чтобы они взаимно подкрепляли друг друга, обеспечивая синергетический эффект при объединении энергии и финансирования в одном направлении.

Такой подход к развитию городских поселений в международной практике последних десятилетий получил определение «устойчивое развитие». Термин появился в 1989 г. в переводе доклада Международной комиссии по окружающей среде и развитию ООН «Наше общее будущее». В этом издании английская фраза «sustainable development» была переведена на русский язык как «устойчивое развитие» либо «непрерывно поддерживаемое развитие».

Устойчивое развитие основывается на рациональном управлении и интенсивном землепользовании, эффективной энергетической и транспортной системе, компактности проживания и плотности населения, территориальной, функциональной и социальной интеграции, сохранении целостности и жизнеспособности биологических и физических природных систем с целью достижения долгосрочных эффектов. Несмотря на то, что задачи устойчивого развития имеют глобальный характер, стратегии их достижения на местном уровне в значительной степени являются локальными и, поэтому, могут различаться по условиям и содержанию в зависимости от региона.

В докладе ООН-Хабитат «Планирование устойчиво развивающихся городов: глобальный доклад о населенных пунктах 2009» [1] содержится обоснование городского планирования как средства решения проблем, стоящих перед городами XXI века, и повышения качества устойчивого городского развития. Сделан обоснованный вывод о том, что сложившаяся система городского планирования скорее служит источником городских проблем, нежели средством улучшения окружающей среды и условий жизни людей, оно по своей сути не в состоянии сделать город удобным и привлекательным для бизнеса и инвесторов, поскольку недостаточно интегрировано в систему городского управления и действует обособленно от городских служб и бюджетного процесса.

Поэтому новая система городского планирования должна:

- учитывать существующие проблемы в области экологии, социального неравенства и способствовать их решению;
- ориентировать на выполнение национальных обязательств в рамках международных договоров (конвенций);
- соответствовать реализации конституционных прав граждан, в том числе с ограниченными возможностями;
- быть гибкой и в случае необходимости перестраиваться на решение актуальных проблем местного уровня;
- содействовать консолидации местного сообщества посредством открытого диалога с представителями заинтересованных сторон;

- быть увязанной с бюджетом, стратегическими планами территориального проектирования и системой землепользования;
- включать в себя мониторинг и оценку городских планов.

Новые подходы к планированию не рекомендуются в качестве универсальных моделей, применимых в любой ситуации. Планирование имеет свои общие цели, задачи и разновидности, но форма, которую они приобретают, определяется социальными условиями и традициями конкретных городов.

Таким образом, концепции развития территорий и стратегии их реализации отражают контекст, предварительные условия, приоритеты и потребности, в частности, в социальной среде (например, социальную справедливость, культурную идентичность и культурные традиции, культурное наследие, здоровье человека, безопасность и комфорт, а также социальную инфраструктуру). Практики планирования развития городов нацелены на обеспечение открытости и безопасности, повышение привлекательности городов для жизни и инвестиций, стимулирования процессов развития и конкуренции. Концепции городского развития могут быть одновременно достаточно разнообразны и подобны друг другу, так как самые большие проблемы городов одновременно достаточно разнообразны и подобны друг другу: нехватка ресурсов, низкие темпы развития экономики, социальная изоляция, изменение климата и опасность экологических катастроф.

При этом города формируют новую среду для рождения творческих инноваций, сплочения местного сообщества, развития личностных качеств жителей, в которой люди могут обрести свободу, вдохновение, процветание, здоровье и безопасность. Это даёт уникальный шанс развивать планирование и инфраструктуру так, чтобы города и сообщества стали действительно стабильными и устойчивыми двигателями бизнеса и инноваций, а их жители – гордились своим городом.

Это исключительно актуальная и сложная задача, которая должна решаться совместно жителями и руководством города, чтобы в долгосрочной перспективе обеспечить высокое качество жизни и городской среды, равновесие природных и антропогенных факторов. При этом рассматривается и более широкий вопрос о том, как превратить город в стабильную политическую, экономическую и экологическую систему, а также как эта город-система будет встроена и может повысить справедливость, инклюзивность, устойчивость и экологичность в стране и мире.

В Республике Беларусь принята Национальная стратегия устойчивого социально-экономического развития Республики Беларусь на период до 2030 г. [2]. Её сущностью является модель устойчивого развития, которая включает совокупность принципов и требований к социально-экономической и политической системам государства, режиму функционирования и взаимодействия их подсистем, обеспечивающих гармонизацию отношений в триаде «человек – окружающая среда – экономика». Системообразующим блоком функционирования модели стало социально ориентированное, экономически эффективное и экологозащитное развитие страны с учетом удовлетворения потребностей нынешних и будущих поколений.

В настоящее время, принимая во внимание исторически сложившийся высокий уровень урбанизации в нашей стране, белорусские города должны взять на себя роль двигателей нового качества экономического и социального развития, при этом поддерживая и развивая накопленный человеческий капитал. Планирование будущих городских поселений Беларуси опирается на новый инновационный комплексный подход и межведомственное сотрудничество по различным направлениям, с тем, чтобы деятельность по развитию городов была скоординированной и целостной, учитывала будущие потребности. При этом устойчивость сложной городской системы зависит от качества, мотивации и осознанности интеграции ее подсистем.

Одним из мероприятий Национального плана действий по развитию «зеленой» экономики в Беларуси до 2020 года (утверждён Постановлением Совета Министров Республики Беларусь 21.12.2016 г. № 1061) [3] является разработка и внедрение Концепции Брест: Симбио Сити 2050. Кроме того, 26 октября 2015 года Брест присоединился к Европейскому движению «Соглашение мэров» и взял на себя обязательства по мобилизации всего ресурсного и людского потенциалов для снижения выбросов парниковых газов в объеме не менее 20% по сравнению с базовым годом.

Для выполнения этих задач была разработана Концепция «Брест: Симбио Сити 2050» – модель умного устойчивого городского развития, основанная на возможностях синергетического взаимодействия шести городских систем (транспорт (городская мобильность); энергия и климат; архитектура и «зелёная культура»; отходы; водоснабжение и водоотведение, биоразнообразие и ландшафт) при обеспечении экономических, социальных и экологических преимуществ и поэтапной её реализации в кратко, средне и долгосрочной перспективе.

Создание концепции позволит:

- сформировать условия для интегрированного планирования развития города и его инфраструктурных систем в кратко, средне и долгосрочной перспективе для повышения качества жизни населения привлечения инвестиций и инновационного развития;
- разработать и внедрить городские и отраслевые документы, основанные на измеряемых показателях как количественного, так и качественного состояния процессов развития;
- подключить к этому процессу действующие в настоящее время и принимаемые в перспективе государственные и региональные программы, стратегии и планы;
- усовершенствовать действующую политику, процедуры и практики городского развития;
- развить многоотраслевое и междисциплинарное сотрудничество между заинтересованными сторонами, опыт интегрированных действий всех городских систем.

Целями концепции являются:

- Разработка новой модели планирования интегрированного развития города Бреста в кратко, средне и долгосрочной перспективе, основанной на устойчивых принципах, используя возможности симбиоза основных городских систем, внедряя декарбонизацию инфраструктурных систем, обеспечивая стабильное улучшение качества жизни горожан и будущих поколений, а также повышая устойчивость сообщества и стимулируя инновационно-технологическую деятельность.

- Создание основы для диалога, партнерства и сотрудничества со всеми заинтересованными сторонами, субъектами и лицами, определяющими политику, направленную на создание отраслевых и комплексных стратегий, связанных с социальными и экономическими системами города, а также для междисциплинарного и отраслевого анализа устойчивости на всех уровнях.

В рамках работы над Концепцией:

- сформулированы цели и задачи интегрированного умного устойчивого развития города Бреста с учетом международных требований, приоритетов развития Республики Беларусь, Брестской области, а также текущего состояния и потенциала развития города;
- определены приоритеты городской политики на кратко-, средне- и долгосрочную перспективу;
- разработана система индикаторов интегрированного умного устойчивого развития;
- определен статус концепции и ресурсное обеспечение мероприятий Концепции.

При этом выполняются следующие условия:

- радикальное сохранение ресурсов;
- развитие и продуктивное использование инноваций/ новых технологий;
- высокое, социально-сбалансированное качество жизни.

При определении приоритетов развития учитывались следующие особенности Бреста:

- расположение города на транспортно-коммуникационных направлениях межгосударственного значения;
- совокупность социальных, экономических, экологических и институциональных процессов в Республике Беларусь, Брестской области и городе Бресте;
- наличие в границах города больших охраняемых ландшафтных территорий и редких природных комплексов;
- уникальное историко-культурное наследие города, охватывающее центральную часть города и историко-мемориально-парковый комплекс Брестская крепость;
- недостаточная обеспеченность местного бюджета собственными доходами.

Наличие взаимосвязанного комплекса документов (концепции развития города, градостроительной документации, городской стратегии, и отраслевых стратегий) и эффективного управления, создаст условия для перехода к качественной, измеряемой оценке решений по городскому планированию. Брест получит новые возможности для развития интегрированной устойчивой городской системы, обладающей синергетическими связями между отраслями, основанной на энергоэффективности, умном управлении землепользованием, снижении потребления и возобновляемости ресурсов, удобной и эффективной транспортной системе, росте благосостояния и многогранной культурной идентичности общества.

Реализация концепции позволит обеспечить:

- гражданам города – стабильное улучшение качества жизни, комфортную среду обитания, достаток, безопасность;
- территории – высокий уровень комфортности и обустройства среды обитания, условия для оптимального пространственного развития;
- бизнесу – благоприятный правовой и инвестиционный климат на базе развития многоотраслевой экономики.

Концепция разработана в соответствии с положениями Национальной стратегии устойчивого социально-экономического развития Республики Беларусь на период до 2030 г. [4] (в перспективе до 2035 г.), Градостроительной политикой Республики Беларусь на 2016-2020 гг. [5], законодательством РБ, Государственными, Национальными и региональными программами.

Выводы. Особенностью целеполагания Концепции является выделение приоритетных направлений политики развития города, ориентированных на развитие и улучшение всех сфер жизни города на базе существующих ресурсов. При этом Концепция умного устойчивого развития призвана инициировать обсуждение перспективных направлений и приоритетов развития Бреста, является открытым для предложений и корректировки документом. Она определяет долгосрочное инновационное развитие города, является инструментом координации действий городских систем, задает приоритеты территориального управления вопросами энергии и климата, градостроительства и архитектуры, мобильности и организации движения транспорта, безопасности, водоснабжения и водоотведения, природных ресурсов и обращения с отходами.

В 2019 году Брест празднует свое тысячелетие. Поэтому перед городом стоит задача эффективного использования накопленного потенциала для повышения качества жизни жителей города, качества городской среды, создания устойчивой экономики, формирования здорового и конкурентоспособного общества.

#### Список источников

1. <http://www.unhabitat.org>
2. <http://www.economy.gov.by/uploads/files/NSUR2030/Natsionalnaja-strategija-ustojchivogo-sotsialno-ekonomicheskogo-razvitija-Respubliki-Belarus-na-period-do-2030-goda.pdf>
3. <https://www.economy.gov.by/uploads/files/1061r.pdf>
4. <http://srrb.niks.by/info/program.pdf>
5. <http://www.pravo.by/document/?guid=3871&p0=P31600334>.



## АНАЛИЗ ФОРМИРОВАНИЯ СТИЛИСТИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ АРХИТЕКТУРЫ Г. БРЕСТА

Панченко Т.А., Винник А.Н.

**Введение.** Архитектурно-планировочная организация многофункционального центра г. Бреста в данный момент является актуальной темой, прежде всего с точки зрения перспективы развития города.

Архитектура Бреста переживала различные потрясения на протяжении многих столетий. Традиция застройки кварталов города была утрачена в следствие переноса города на новое место. Таким образом мы видим тщательно спланированную структуру городского центра, с явным напластованием застройки различных периодов. Брест является уникальным памятником городского зодчества XIX - XX веков. Современный период формирования жилой среды городов требует новых подходов к реконструкции исторических центров, преобразования в них жилой среды и её улучшения. Большое количество объектов в городской застройке внесено в государственный список объектов историко-культурного наследия Республики Беларусь, и следует весьма осторожно подходить к процессу реставрации территорий, содержащих подобные объекты, чтобы это наследие сохранить.

**Основная часть.** Современный Брест в целом город молодой. Кварталы его центральной части сложились в XIX – начале XX в. В развитии Бреста можно выделить несколько периодов и характерных для этих периодов архитектурных стилей.

В период покровительства над городом Российской империи в архитектуре первоначально господствовал стиль классицизм, однако в 1830-1850х гг. происходит постепенное угасание стиля. В это время распространяются типовые проекты в сфере государственного строительства, стилистика развивается от ампира до рационального направления. Декорирование фасадов отошло на второй план, основное внимание уделялось функциональному обустройству и техническим вопросам.

Классицизм с какого-то момента перестал удовлетворять жизненным, идеологическим, социальным, бытовым и другим требованиям. Планировочные решения, предлагаемые классицизмом, не могли вместить нового общественного содержания, новых функций. Ограничивали они во многом и использование новых конструктивных средств.

В 1860-1890х гг. на смену классицизму приходит эклектика с широким использованием историзма – подражанием историческим стилям прошлого. Наиболее широкое распространение эклектика получила в малых городах и периферийных районах средних и крупных городов, в том числе затронула и Брест. Для раннего этапа эклектики характерен романтический стиль, заключающийся в разнообразии и «умном выборе» исторических прототипов. Они должны были ассоциативно раскрывать назначение и характер зданий. Так, для православных храмов использовались, как правило, формы древнерусского или византийского зодчества, для лютеранских церквей – готики, для общественных зданий – ренессанса, для дворцов и особняков – ренессанса и барокко.

Второй этап эклектики совпадает с периодом бурного развития капитализма в России. Для архитектуры зрелой эклектики были свойственны новые качества: богатство и насыщенность декора, подчеркнутая репрезентативность форм. Теперь нередко соединялись элементы различных исторических стилей в одной композиции, на одном фасаде.

С середины XIX века также распространился так называемый русско-византийский стиль. В основном использовался он для строительства культовых сооружений православной церкви. В то же время достижения в области строительных материалов, новые эстетические воз-

зрения, подкрепленные развитием архитектуры Западной Европы, привели к созданию рационалистической архитектуры, свободной от подражания прошлому.

На рубеже XIX и XX века развивались неоготика, неоклассицизм, неорусский стиль. Подавляющее большинство костёлов с 1890-х годов строилось в стиле неоготики. Ряд банковских учреждений, в том числе в Бресте, были построены в неоклассицизме, и отличались высокими эстетическими достоинствами.

В 1910-е годы в регионах Беларуси, в том числе и в городе Бресте, распространился стиль модерн. Чаще всего он затрагивал лишь внешние атрибуты какого-либо стиля, и не влиял на объемно-планировочную структуру здания. Приверженцы модерна как правило отрицали эклектизм и стилизацию. Ведущая роль в развитии стиля модерн принадлежала О. Краснопольскому. Его целью было установление четкой связи между формой и функцией.

1890-1907 гг. можно выделить как период раннего модерна. В этот период стиль отличался демонстративным отказом от механического копирования исторических архитектурных форм. Значительные сдвиги произошли и в области синтеза архитектуры и других видов пластических искусств, который способствовал возникновению творческих тандемов архитекторов и скульпторов С. Шабуневского и П. Яцыны, Г. Гая и Я. Тишинского и других. На этом этапе осязаемое влияние эклектики с её склонностью к декоративным деталям, самовыражением формы, плоскости, линии. Декор был тесно связан с конструкцией (дверные и оконные обрамления, металлические решетки балконов, лестничных клеток, козырьков входов), в виде рельефного орнамента, мозаики или живописного панно.

Второй этап развития модерна пришелся на 1907-1917 гг. В 1910-е годы под влиянием западно-европейской (польской) художественной культуры распространились тенденции рационалистического направления. Освоение национальной архитектуры происходило менее выражено. Идейно-художественная и мировоззренческая концепция прошлого в развитии архитектуры была предложена В. Струевым, который в 1898—1914 годах был главным архитектором Минской епархии. Одним из региональных проявлений в архитектуре было использование камня-валуна. Позже целые камни в строительной практике заменяли колотыми, промежутки-швы между камнями заполняли мелким щебнем или галькой. Такую технику часто сочетали с кирпичной кладкой, гладкой или фактурной штукатуркой, достигая этим фактурного разнообразия.

Этапы художественных веяний в белорусском зодчестве от эклектики (исторического романтизма) через модерн к рационализму и конструктивизму прослеживаются в творчестве С. Шабуневского.

С февраля 1919 г. Город находился под контролем Польши, и был известен уже как Брест-над-Бугом. Фактически город отстраивался заново, так как в ходе Первой Мировой Войны был почти полностью сожжен отступающими русскими войсками.

В период 1921-1929 гг. жилые кварталы центральной части города были застроены одно- и двухэтажными каменными домами.

В 1939 г. Брест вошел в состав СССР, и с этих пор архитектура города развивалась в общесоюзном русле. Новая архитектура не имела национального колорита, и развивалась как часть многонациональной советской архитектуры.

Новые социально-экономические процессы конца XX- начала XXI веков неизбежно отразились на архитектурно-художественном образе города. Как и во многих других городах на постсоветском пространстве в этот период остро встала проблема создания гармоничной среды, отвечающей новым требованиям современной жизни. Случаи «вторжения» современной архитектуры в сложившуюся структуру города обусловили утрату характерных особенностей исторической застройки, что делает актуальным данное исследование по усовершенствованию современной городской исторической среды.

Для определения стратегии развития исторического центра предлагается послойно рассмотреть различные периоды строительства (царский, эклектика, польский, советский), с со-

хранившейся городской застройкой. Определить границы наиболее сохранившихся (аутентичных) кварталов для назначения статуса исторического заповедника с соответствующими регламентами застройки. Это позволит понять, что имеет ценность в рядовой застройке и назначить режим регенерации для сохранения наследия, а также создать тематические туристские маршруты по городу.

Для этого следует изучить формирование с последующим выявлением кварталов, участков улиц в зоне архитектурного заповедника с застройкой различных периодов по времени создания - Российской империи (классицизм, эклектика); междувоенный (*styl narodowy*, конструктивизм); советский ("сталинский ампир", функционализм) (приложение А, таблицы А.1, А.2, с.69).

Исторически сложилось, что город был построен по принципу предварительного планирования. Данный принцип основан на регулярной планировке, интегрированной в естественный рельеф местности. Как следствие – геометрически правильная форма квартала.

В городе преобладает квартальная периметральная застройка, которая позволяет гармонично раскрывать панорамы улиц. Исторический центр в настоящее время располагается в границах улиц Орджоникидзе, Бульвар Космонавтов, Набережная и Ленина, плюс застройка по улице Леваневского. По стилевой организации здания были разделены на 3 периодизации (рисунок 1):

- построенные до 1915 г., в период нахождения Брест-Литовского в составе Российской империи (классицизм, эклектика), 83 здания;
- 1915-1939 гг., междувоенный период, Брест-над-Бугом в составе Польши (*styl narodowy*, конструктивизм), 144 здания;
- 1939-1960 гг., советский период, Брест ("сталинский ампир", функционализм), 46 зданий;

Были выявлены кварталы с преобладающей стилевой массой зданий. При реконструкции следует учитывать этот параметр и возводить здания в данном стиле, опираясь на уже существующие, либо существовавшие здания в условиях данного контекста.

При осмотре и составлении схемы были выявлены малоценные здания внутри кварталов, которые были возведены в начале XX века, но не представляют архитектурной ценности и в современных условиях изживают своё функциональное назначение. Такие здания требуют сноса для реорганизации внутриквартальных пространств.

Кварталы были разделены на зоны с отдельными включениями зданий, построенными в другом периоде (рисунок 2).

Для каждого исторического этапа формирования жилой среды г. Бреста можно выделить характерные типы застройки. Изучая карту историко-культурных ценностей города и анализируя городскую планировку для каждого из периодов можно отметить характерные типы жилых зданий:

1. Для первого этапа формирования застройки характерны преимущественно деревянные и каменные здания малоэтажной застройки блокированного и усадебного типа.

В следствие пожара 1895 сохранилась исключительно каменная застройка. Красивые здания из красного кирпича до сих пор служат украшением городских улиц. Характерные типы зданий находятся на улице Советской, Мицкевича, Пушкинской.

Сохранились показательные объекты жилой застройки первой половины XIX в.: городские особняки на улице Мицкевича, 22 и 26 с четырехколонными портиками и другими элементами, обычными для стиля классицизма.

43 % малоэтажная усадебная застройка

57% блокированная застройка.



■ - пабудаваныя да 1915 г.; ■ - 1915-1939 гг.; ■ - 1939-1960 гг.

Рисунок 1 – Схема историко-культурных ценностей в границах исторического центра

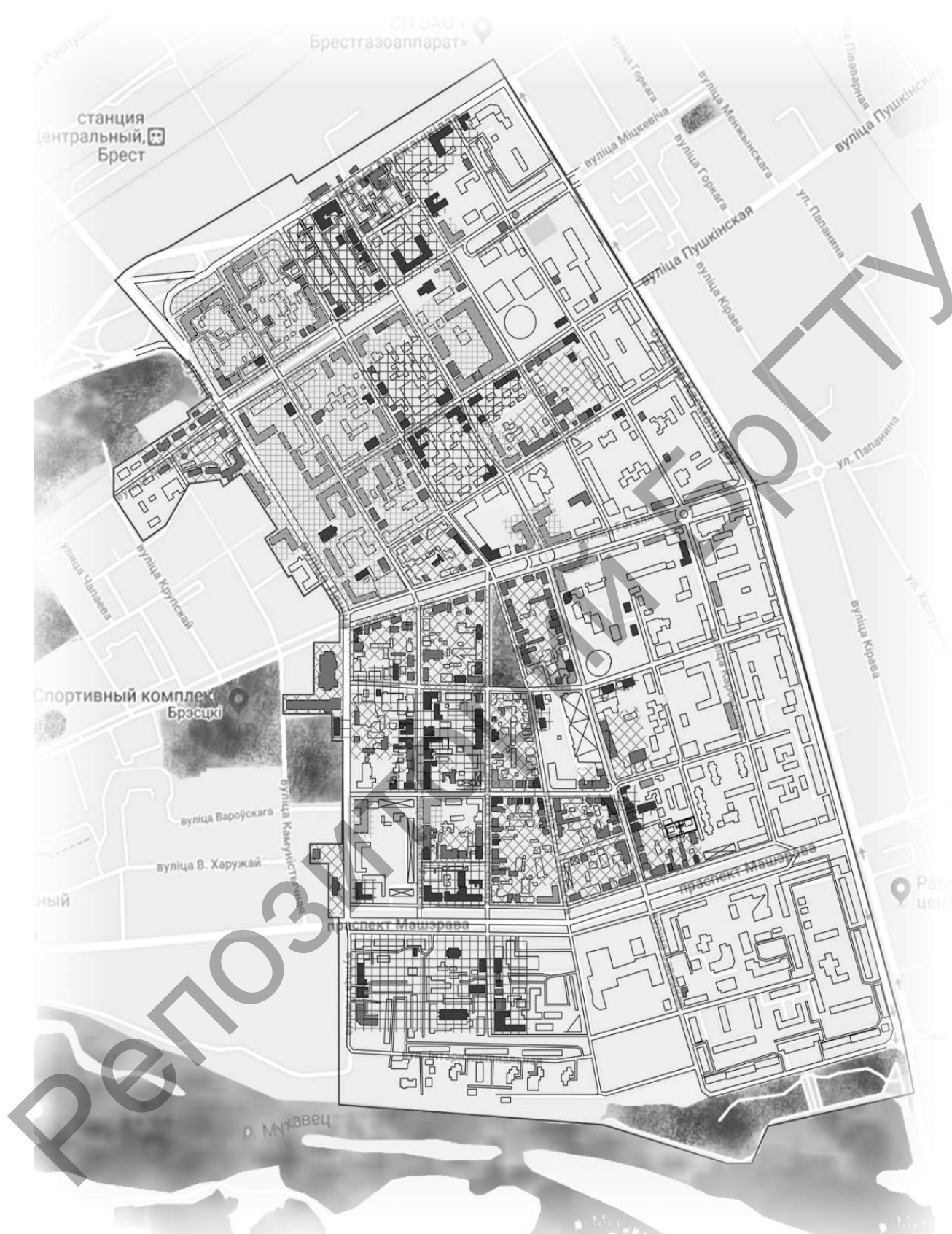


Рисунок 2 – Кварталы с преобладающей стилевой массой зданий

2. Для второго этапа характерны следующие типы жилых зданий:

- Секционные. Застройка центральной части Бреста по ул. Красногвардейской, Мицкевича, Ленина, Будённого, Машерова, 17 сентября, Жукова, Героев обороны; 5%

- Блокированные. Застройка по ул. Коммунистической. Проект домов утвержден в 1934 г.; 58%

- Особняки. Наиболее многочисленная категория жилых зданий брестского функционализма. Особенно интересные дома на пересечении улиц Гоголя и Крупской, ул. К. Маркса, 32, ул. Леваневского, 13, ул. Мицкевича, 23, ул. Гоголя, 38, ул. Пушкинская, 42, ул. Будённого, 3, 40%.

3. Для третьего этапа характерна периметральная застройка, которая состоит из протяженных жилых секционных домов, расположенных по периметру участка. Ее особенность в наличии внутреннего, огороженного зданиями пространства замкнутой или частично замкнутой формы. Внутреннее пространство — двор - используется для отдыха. Конфигурация участка может быть любой. Застройка по улицам Мицкевича, Маяковского, Ленина, К. Маркса.

78% - секционные;

22% блокированные.

**Выводы.** Группировка зданий-памятников в ключевые ансамбли наследия создает определенную среду с идентифицируемым характером, по отношению к которому может быть произведена оценка проектных решений. Ключевые ансамбли наследия также обозначают определенные места и маршруты в городе, сделав его структуру более понятной и своеобразной.

Анализируя вышеизложенный материал можно делать выводы о том, в каких кварталах наибольшая концентрация сохранившейся застройки, имеющей историческую ценность, а, следовательно, назначить для каждого квартала соответствующий регламент застройки.

#### Список источников

1. Чантурия, В.А. История архитектуры Белоруссии / В.А.Чантурия. – Минск : Вышэйшая школа, 1977. – 320с.

2. Чантурия, В.Ю. Градостроительное искусство Беларуси второй половины XVI – первой половины XIXв.: Средневековое наследие, Ренессанс, барокко, классицизм / В.Ю.Чантурия. – Минск : Бел.наука, 2005. – 375с.

3. Кедрик, Т. В. Неоготика в архитектуре Беларуси XIX–XX вв. / Т. В. Кедрик // Белорусские земли в составе Российского государства (1772-1917 гг.) : материалы Республиканской научно-технической конференции, Минск, 2 декабря 2013 г. / ред. колл.: В. А. Божанов, Т. В. Кедрик, Д. Н. Хромченко. – Минск : БНТУ, 2013. – С. 137 - 141.

4. Морозов, В.Ф. Стили и направления в архитектуре Беларуси второй половины XVIII – первой половины XIX века / В.Ф.Морозов. – Минск: БНТУ, 2016. – 239с.

5. Sznepik, A.D. Tatrzańska Arkadia. Zakopane jako ośrodek artystyczno-intelektualny od około 1880 do 1914 roku / A.D. Sznepik. - Warszawa: NERITON, 2010. – 324s.

## ВЛИЯНИЕ РЕСУРСНОГО ПОТЕНЦИАЛА НА РАЗВИТИЕ ПЛАНИРОВОЧНЫХ СТРУКТУР МАЛЫХ ГОРОДОВ ГОМЕЛЬСКОЙ ОБЛАСТИ

Пузеев А. А.

Индивидуальность каждого населенного пункта закладывается его основой – генеральным планом. В одной из своих работ Н. Д. Кострикин [4] четко формулирует мысль, полностью раскрывающую суть данного утверждения и необходимость его постоянного изучения: «Простой суммы даже самых прекрасных зданий недостаточно для того, чтобы сделать город выразительным. Действительно, материальную основу его восприятия составляют отдельные здания, их детали, открывающиеся взору панорамы, ряды деревьев, уходящих в перспективу бульваров, люди, снующие по тротуарам, витрины магазинов, автомобили... Но ведь наше движение, наши маршруты по городу пусть многовариантны, но не произвольны. Ограничивая движение человека строго заданными направлениями в границах архитектурно-оформленного пространства улиц, бульваров, площадей, план определяет условия, ритм и ракурсы динамического восприятия городского ландшафта, в процессе которого отдельные впечатления, представления и образы складываются в единый образ города. Процесс и последовательность восприятия города программируется и контролируется планом».

Планировочная структура каждого населенного пункта базируется на ресурсном потенциале окружения: природных ландшафтно-географических и климатических условиях, экономико-социальной и политической ситуации. Данная работа направлена на выявление направлений влияния современных экономико-ресурсных условий на развитие градостроительных каркасов, городской ткани<sup>1</sup> и архитектурно-планировочной среды малых городских поселений. Граница исследования – Гомельская область, в отдельных случаях, для наиболее наглядного разбора проявления изменений городской ткани и элементов каркаса привлекаются близлежащие населенные пункты Черниговской области Украины, а так же средние города Гомельской области, численность населения которых близка к пограничному значению малых/средних городов, а влияние рассматриваемого фактора в которых проявилось еще в момент отнесения данных городов к группе малых<sup>2</sup>.

Новое качество приобретает экономика малых и средних городов. В некоторых из них достаточно активно осуществляется модернизация производства, внедрение высокоэффективных и ресурсосберегающих технологий, экспортно-ориентированных производств, расширяется ассортимент производимых товаров, проводится взвешенная инвестиционная политика. Также отмечается более активное использование местных природных ресурсов и развитие добывающей промышленности. В последние годы активным ходом идет возведение второго калийного добывающего предприятия в городе Петрикове и рассматривается вопрос о создании Полесского промышленного парка со строительством железнодорожной ветки до Лельчиц и Глушковичей и потенциальным выходом в Украинскую сеть стальных магистралей [1].

Характерной особенностью развития малых городов на современном этапе является переход от территориального роста к градостроительной реконструкции. При этом особое внима-

---

<sup>1</sup> Градостроительный каркас (в применении к городу) – это главные оси и узлы транспортной инфраструктуры с тяготеющими к ним территориями, занятыми важнейшими объектами города, капитальной застройкой. Градостроительный каркас фиксирует геометрию городского плана и предопределяет тенденции территориального развития города [10].

Ткань или «заполнение» – территории, освоенные менее интенсивно (жилые или промышленные районы, рекреационные зоны и лесные массивы, незастроенные территории). [10]

<sup>2</sup> Категорирование городов Республики Беларусь по численности населения закреплено в п. 4.1.2 ТКП 45-3.01-116-2008 «градостроительство. Населенные пункты. Нормы планировки и застройки» [2]. К категории малых относятся города и поселки городского типа с численностью населения от 5 до 20 тыс. чел., к средним – от 20 до 50 тыс. чел.

ние уделяется качественному преобразованию населенных мест, совершенствованию среды жизнедеятельности населения. Активизируются работы по градостроительной реконструкции малых городов, реновации и реставрации исторических объектов и комплексов, культовых сооружений. Большой объем работ по восстановлению историко-культурного наследия выполнен в Хойниках, Лоеве, Чечерске и других городах. В результате осуществления комплексных мероприятий по реконструкции и благоустройству видоизменились и приобрели качественно новый облик центры большинства малых городов. Так, в Лоеве успешно реализован проект реконструкции и благоустройства центральной части города, включающей центральную площадь, музей военной техники, парк, обновлены фасады зданий, выходящих на главные улицы, что создало неповторимую и уютную городскую среду (см. рисунок 1).



Рисунок 1 – центральная часть г. п. Лоев после реконструкции, проведенной в 2015 г.

Одним из определяющих принципов градостроительного развития на современном этапе становится императив устойчивого развития населенных мест и территорий, направленный на достижение экономической эффективности, социального благополучия и экологической безопасности как страны в целом, так и каждого конкретного региона и поселения. В этой связи необходимо учитывать, что малые городские поселения имеют различные условия, ресурсы, возможности. Одни развиваются устойчиво, другие, обладая мощным потенциалом, требуют лишь поддержки для его реализации, третьим необходима существенная, постоянная и целенаправленная помощь государства.

В последние годы в Беларуси принят ряд программных и правовых документов, определяющих государственную политику в области развития малых городов. В их числе важнейшее место отводится государственным комплексным программам развития регионов, сред-



них и малых городов и поселков<sup>3</sup>, главной задачей которых является создание условий для превращения этих городов в наиболее благоприятные для человека, безопасные и устойчиво развивающиеся места проживания.

Современные малые города выполняют одновременно ряд народно-хозяйственных функций, что отражается на архитектурно-планировочной структуре населенных мест. В научных трудах современных белорусских исследователей [3, 5-9] сложилась определенная классификационная структура малых городских поселений.

По стартовым условиям, особенностям экономического, ресурсного, историко-культурного, природно-ландшафтного потенциала региона, направленности мероприятий по реабилитации и дальнейшему развитию исследователями и специалистами выделяются несколько специфических групп городов [4]:

I – расположенные в зонах влияния крупных и больших городов.

II – расположенные на основных осях развития – международных коммуникационных коридорах;

III – туристско-рекреационные и природоохранные центры;

IV – приграничные;

V – моноотраслевые;

VI – в зоне радиоактивной загрязненности.

В соответствии с региональными условиями прослеживаются следующие зависимости развития планировочных элементов городов в каждой из обозначенных групп (см. таблицу 1). Информация в таблице отражает объем полученных данных в процессе проведения данного исследования и, по причине постоянства процесса урбанизации и трансформации городской среды, может отражать не полный перечень планировочно-пространственных изменений в населенных пунктах.

Выявленные трансформации и направления влияния условно можно разделить на несколько групп:

1. Значительное, в том числе в перспективе, способное привести к кардинальным переменам в структуре градостроительных каркасов:

– формирование новых транспортных и обслуживающих узлов, новых общественных центров (подцентров);

- формирование новых транспортных линейных элементов – городских магистралей, которые могут стать как магнитом для привлечения новых функций на свою ось, с последующей корректировкой функционального зонирования городской территории, так и превратиться в планировочную преграду, разрезающую градостроительный каркас населенного пункта на несколько элементов;

- усиление роли и значения функциональных зон в структуре города: территориальное расширение в процентном соотношении от общей территории поселения, увеличение социальной активности данной зоны.

- корректировка системы социально-бытового обслуживания населения

2. Ограниченное, проявляющееся в трансформации элементов каркаса и городской ткани:

- повышение качества благоустройства отдельных территорий;

- появление новых видов общественных функций в городах;

- изменение масштабов застройки улиц, пересмотр их поперечных профилей;

- улучшение качества социально-бытового обслуживания путем модернизации существующей структуры.

<sup>3</sup> Государственная комплексная программа развития регионов, малых и средних городских поселений на 2007 – 2010 годы. Утверждено Указом Президента Республики Беларусь №265 от 07.06.2007

Основные направления государственной градостроительной политики Республики Беларусь на 2007– 2010 годы; Государственная схема комплексной территориальной организации Республики Беларусь. Основные направления государственной градостроительной политики Республики Беларусь на 2011–2015 годы: Декрет Президента Республики Беларусь, 30 августа 2011 г., № 385 : в ред. Указа Президента Республики Беларусь от 01.01.2014 г.

Первоочередные мероприятия «схемы комплексной территориальной организации гомельской области»

Выводы: В основе планировочных структур малых городских поселений находится ресурсный потенциал окружения, который непосредственным образом влияет на трансформацию планировочных каркасов и городской ткани населенных пунктов. Трансформации проявляются во временной перспективе, отражаясь на планировочной структуре и архитектурной среде городов. По своим последствиям влияние может быть значительным и ограниченным, по степени реализации – проявляющимся (уже осуществившемся, или реализуемым в данный момент), или перспективным, предлагающим новые пути развития при действенном управлении.

#### Список источников:

1. Генеральный план Гомельской области [Электронный ресурс]: // офиц. портал Гомельского облисполкома. – Режим доступа: <http://www.gomel-region.by/ru/gen-plan-ru/>. – Дата доступа: 10.05.2016.
2. Градостроительство. Населенные пункты. Нормы планировки и застройки = Горадабудаўніцтва. Населеныя пункты. Нормы планіроўкі і забудовы: ТКП 45-3.01-116-2008 (02250). – Введ. 01.07.2009 (с отменой СНБ 3.01.04-02). – Мн.: МАиС Республики Беларусь, 2009 – 67 с.
3. Клевко, Э. Н. Градостроительное развитие малых городов Белоруссии: Обзор / [сост. Э. Н. Клевко]. – М. : ЦНТИ по гражд. стр-ву и архитектуре, 1976. – 43 с. – (Сер. «Градостроительство» / Гос. ком. по гражд. стр-ву и архитектуре при Госстрое СССР, Центр науч.-техн. информации по гражд. стр-ву и архитектуре).
4. Кострикин, Н. Д. Искусство городского плана / Н. Д. Кострикин // Архитектура СССР. – 1984. – №3. – С. 32-37
5. Малые города Беларуси : пособие проектировщику / М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, Науч.-проектное респ. унитарное предприятие «БелНИИПградостроительства»; [Э. Н. Клевко и др.]. – Минск : Минсктиппроект, 2006. – 192 с.
6. Ничкасов, А. Возрождение малых городов – наш долг перед будущими поколениями / А. Ничкасов // Архитектура и строительство [Электронный ресурс]. – 2004. – Режим доступа: <http://ais.by/story/281>. – Дата доступа: 26.04.2015.
7. Ничкасов, А. Малые города Беларуси: прошлое, настоящее, будущее / А. Ничкасов, Э. Клевко // Архитектура и строительство. – 2008. – № 2. – С. 10–17.
8. Потаев, Г. А. Градостроительство. Теория и практика: учеб. пособие / Г. А. Потаев. – М. : Инфра-М, Форум, 2014. – 432 с.
9. Семенкевич, Д. Малые города – опорные центры сельского расселения/ Д. Семенкевич // Архитектура и строительство. – 2008. – № 2. – С. 18–20.
10. Энциклопедия строительства и архитектуры. Теория современного градостроительства [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://olymp.in/news/2-ponyatie-karkasa-tkani-gradostroitelnoj-sistemy/791>. – Дата доступа: 01.09.2018.

## ЗДАНИЕ БРЕСТСКОГО ОБЛИСПОЛКОМА КАК ОБЪЕКТ ИСТОРИКО-КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ

Тур Э.А., Басов С.В.

**Введение.** В последние годы значительно возрос объем работ по сохранению, реставрации, восстановлению зданий и сооружений, являющимися объектами историко-культурного наследия Республики Беларусь. Основным направлением развития современного строительства по-прежнему является повышение технологичности и качества вновь возводимых объектов. Однако постоянное совершенствование методов строительных работ не снимает одну из важнейших задач – сохранения архитектурного наследия прошлого с учётом старых технологий. Научный подход к вопросам реставрации памятников культуры позволяет сохранить историко-культурное наследие нашей страны. Реставрация объекта, представляющего историко-культурную ценность, должна опираться на многосторонние комплексные исследования. Цель данных работ – составить представление о материалах, использованных при возведении здания, наметить необходимые технические меры для обеспечения длительной сохранности его конструкций, разработать технологические рекомендации и подобрать новые материалы для реставрационных работ. Объектом исследования являлось здание облисполкома по ул. Ленина, 11 в г. Бресте (рисунок 1). Цель работы - проведение физико-химических исследований минеральных строительных растворов и окрасочных составов объекта «Капитальный ремонт фасадов здания облисполкома: нового корпуса (блоки «А», «Б», «В») и старого корпуса по ул. Ленина, 11 в г. Бресте» и разработка технологических рекомендаций по выполнению отделочных работ и подбору ремонтно-реставрационных материалов.



Рисунок 1 – Здание Брестского облисполкома.

**Основная часть.** Комплексные лабораторные исследования отобранных образцов (фрагментов фасадов, штукатурки и т.д.) включают в себя: изучение химического состава раствора с определением процентного соотношения основных компонентов; гранулометрический анализ, выявляющий путём просеивания сквозь серию сит с разными ячейками распределение заполнителя минерального строительного раствора по фракциям; петрографический анализ – изучение под микроскопом шлифов раствора и других материалов. Количественные соотношения компонентов раствора определяются в основном химическим анализом. Но возможны приближённые подсчёты при микроскопическом изучении образцов.

Гораздо большие результаты даёт изучение качественного состава. Наличие тех или иных незначительных, но характерных примесей, особенности строения зёрен песка могут служить свидетельством не только технологических различий, но и использования материалов, добытых в разных карьерах. Микроскопические исследования дают важные результаты при изучении не только растворов, но и окрасочных составов.

Окончательный вывод относительно состава исследуемых материалов может быть сделан лишь на основании всего комплекса проводимых анализов.

Правильность полученных результатов во многом зависит от тщательности отбора образцов, которые должны изыматься с разных участков здания или сооружения, во избежание случайных ошибок.

Анализ образцов выполнялся по стандартным методикам выполнения измерений, допущенных к применению в Республики Беларусь. Для анализа представленных образцов применяли микрохимический, гранулометрический и петрографический методы исследований [1, 2, 3]. Основными задачами петрографических исследований являлись: диагностика минеральных материалов и определение количественно-минералогического и химического состава растворов. Состав минералов определяли иммерсионным методом (определения показателей преломления), основанном на погружении зерен минералов в различные жидкости и сравнении показателей преломления минерала и жидкости.

Гранулометрический состав наполнителей строительных растворов определяли ситовым методом. Он характеризуется содержанием в растворе зерен различной крупности и определяется просеиванием средней пробы через сита. Набор стандартных сит для просеивания песка включал сита с отверстиями 3; 2; 1; 0,5; 0,25; 0,125; 0,063; 0,045 мм. Сита с отверстиями 3 мм и более служат для выявления засоренности зернами гравия или щебня. Пробу сухого раствора, разрушенного вручную или при помощи лабораторного пресса, высыпали на сито с отверстиями 3 мм, под которым располагали остальные сита (в порядке последовательного уменьшения размеров отверстий) и поддон.

После просеивания раствора через сита ручным встряхиванием определяли частные остатки на ситах, выражаемые в процентах к общей массе пробы, и полные остатки, которые получились бы на каждом сите, если бы всю пробу раствора просеивали только сквозь него. Полные остатки находили суммированием частных остатков на данном сите и всех ситах с более крупными отверстиями.

Цвета лакокрасочных покрытий и отделочных составов указаны по каталогу «3D plus System» компании CAPAROL, который используется архитекторами в настоящее время для подбора цветового решения. Цвет покрытия определяли путём визуального сравнения образца с эталонной типографской выкраской [4]. Для устранения метамерии определение цвета проводили при рассеянном естественном освещении.

Шлифы образцов исследовали при помощи микроскопа.

Определение водородного показателя водной вытяжки растворов осуществлялось потенциометрическим методом при помощи рН-метра HANNA HI 98127.

На исследования представлены штукатурные известково-цементно-песчаные, известково-песчаные и цементно-песчаные растворы с главного, боковых и дворовых фасадов здания облисполкома. Соответствующие известково-песчаные растворы практически не отличаются соотношением компонентов и составом. Исследованные известково-цементно-песчаные, цементно-песчаные растворы отличаются соотношением компонентов, в особенности ремонт-

ные цементно-песчаные растворы выделяются явным недовложением цемента. Минеральный состав наполнителя полевошпатово-кварцевый, в основном, кварцевый песок.

Результаты исследования строительных растворов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты исследования строительных растворов

№	Физико-химические показатели строительных штукатурных растворов					
	Вид раствора	Количественное соотношение компонентов	содержание фракции кварцевого песка с размером зерна, %			
			0,25-0,125 мм	0,5-0,25 мм	1,0-0,5 мм	более 1 мм
1	Изв.-цем.-песч.	1:1:4 - 1:1:4,5	34	49	15	2
2	Изв.-цем.-песч.	1:1:6	33	46	19	2
3	Изв.-цем.-песч.	1:1:8	33	54	13	-
4	Изв.-песчан.	1:5	30	59	11	-
5	Изв.-песчан.	1:6	29	56	15	-
6	Изв.-песчан.	1:4,5-1:5	35	24	33	8
7	Цем.-песчан.	1:20	21	57	21	1
8	Цем.-песчан.	1:27	22	56	21	1

При изучении шлифов штукатурного раствора №6 под микроскопом и при измельчении раствора обнаружено, что штукатурный раствор накладывали слоями: слой известково-песчаного раствора – очень тонкий слой желтой охры с незначительным добавлением слюды – слой известково-песчаного раствора – очень тонкий слой желтой охры с незначительным добавлением слюды и т.д. Состав сохранил высокую прочность.

При исследовании штукатурных растворов №7 и №8 определено, что в составах отсутствует связь между структурными элементами (легко разрушаются) вследствие очень малого количества вяжущего. Очевидно – составы ремонтные, нарушено соотношение компонентов при приготовлении растворов (недовложение цемента).

Лицевая поверхность плоскости стены на уровне середины окна 2-го этажа фасада 1-1 Блока «А» и плоскости стены на уровне низа окна 1-го этажа фасада 1-1 Блока «А» окрашена силикатным составом на минеральной основе (связующее – жидкое калиевое стекло  $K_2SiO_3$ ) грязно-молочного цвета. Цвет близок к образцу «Off White» по каталогу «3D plus System» компании CAPAROL. Отмечена высокая адгезия к подложке (связана с химическим средством). Также отмечены следы незначительной деструкции (небольшое меление, небольшое грязеудержание), связанной с длительным сроком эксплуатации здания без ремонта. Лицевая поверхность плоскости стены над окном 2-го этажа фасада 2-2, торец Блока «А», и плоскости стены под окном 1-го этажа фасада 2-2, торец Блока «А», окрашена составом на минеральной основе грязно-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Ginster 80» по каталогу «3D plus System» компании CAPAROL. Отмечены следы деструкции (меление, небольшое грязеудержание), связанной с длительным сроком эксплуатации здания без ремонта. Кроме того отмечены следы фотоокислительной деструкции – состав сильно «выгорел», предположительно изначально был на тон темнее, т.е. близок к образцу «Ginster 75» по каталогу «3D plus System». Лицевая поверхность плоскости стены под окном 1-го этажа фасада 2-2, слева от декоративной металлической решетки, торец Блока «А», и плоскости стены под окном 3-го этажа фасада 2-2, торец Блока «А», окрашена составом на минеральной основе грязно-серовато-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Curcuma 60» по каталогу «3D plus System» компании CAPAROL. Отмечены следы деструкции (меление, небольшое грязеудержание), связанной с длительным сроком эксплуатации здания без ремонта. Кроме того отмечены следы фотоокислительной деструкции – состав сильно «выгорел», предположительно изначально был на тон темнее, т.е. близок к образцу «Curcuma 55» по каталогу «3D plus System». Лицевая поверхность плоскости стены под окном 1-го этажа на отметке 2,56 м (над цоколем) и плоскости стены на уровне окна 2-го этажа на отметке 6,45 м фасада 2-2; старое здание,

боковой фасад, окрашена структурным отделочным составом на минеральной основе (связующее – жидкое калиевое стекло  $K_2SiO_3$ ) грязно-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Curcuma 90» по каталогу «3D plus System» компании CAPAROL. Отмечены следы деструкции – меление, возможно потеря изначального цветового тона вследствие фотоокислительной деструкции. Лицевая поверхность плоскости стены под окном 1-го этажа (над цоколем) главного фасада старого здания в осях 1-16 слева от центрального входа в здание и плоскости стены между окном 1-го этажа (над цоколем) и центральным входом главного фасада старого здания в осях 1-16 слева от центрального входа в здание, а также лицевая поверхность плоскости стены под окном 1-го этажа (над цоколем) дворового фасада старого здания в осях 16-1 и плоскости стены на уровне окна 2-го этажа (между окнами) дворового фасада старого здания в осях 16-1, а также лицевая поверхность плоскости стены на уровне окна 1-го этажа (между окнами) дворового фасада старого здания 6-6 и плоскости стены на уровне середины окна 2-го этажа (между окнами) дворового фасада старого здания 6-6 окрашена структурным отделочным составом на минеральной основе (связующее – жидкое калиевое стекло  $K_2SiO_3$ ) грязно-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Ginster 55» по каталогу «3D plus System» компании CAPAROL. Отмечены следы деструкции – меление, возможно потеря изначального цветового тона вследствие фотоокислительной деструкции.

Старое здание и пристроенные позже блоки ранее не перекрашивались, а лишь ремонтировалось отдельными фрагментами. Поэтому изначальными и главный, и дворовые фасады центрального старого здания были окрашены высококачественным структурным отделочным составом на минеральной основе (связующее – жидкое калиевое стекло  $K_2SiO_3$ ) грязно-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Ginster 55» по каталогу «3D plus System» компании CAPAROL. Новые пристроенные здания также окрашивались высококачественными силикатными составами, цвета которых подбирали в тон или близкими по цвету к старому зданию. Таким образом, фасад 1-1 Блока А был окрашен силикатным составом на минеральной основе грязно-молочного цвета. Цвет близок к образцу «Off White» по каталогу «3D plus System». Фасад 2-2, торец блока А был окрашен составом на минеральной основе грязно-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Ginster 80» по каталогу «3D plus System». Плоскость стены фасада 2-2, слева от декоративной металлической решетки, торец Блока «А», окрашена составом на минеральной основе грязно-серовато-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Curcuma 60» по каталогу «3D plus System». Плоскость стены фасада 2-2; старое здание, боковой фасад, окрашена структурным отделочным составом на силикатной основе грязно-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Curcuma 90» по каталогу «3D plus System». Практически у всех окрасочных составов отмечены следы деструкции (меление, небольшое грязеудержание), связанной с длительным сроком эксплуатации здания без ремонта. Кроме того отмечены следы фотоокислительной деструкции – составы сильно «выгорели».

Ранние штукатурные работы (на старом здании и пристроенных позже блоках) производились известково-песчаными составами, поздние ремонтные – известково-цементно-песчаными и цементно-песчаными составами.

При проведении реставрационных работ следует учитывать, что ранние исследованные штукатурки выполнены известково-песчаными составами (бесцементными), обладающими высокой пористостью, газо- и паропроницаемостью. В связи с этим к материалам, используемым при проведении реставрационных работ, предъявляются следующие требования: материалы по своим эксплуатационным характеристикам должны быть аналогичны первоначальному; материалы должны быть химически совместимы с оригинальными и обладать высокой щелочестойкостью [3, 5].

Проведению штукатурных и окрасочных работ должны предшествовать такие вспомогательные работы, как ремонт кровли, водосточных систем, а также работы по гидроизоляции здания [4].

Поэтому рекомендуется следующая схема проведения ремонтно-реставрационных работ:

1. Удаление всех имеющихся слоёв окрасочных составов, а также деструктированных (разрушенных) фрагментов штукатурного слоя;

2. Подготовка поверхности под покраску: восполнение утраченных фрагментов штукатурки, по необходимости – новые штукатурные работы; грунтование поверхности фасадов;

3. Окрашивание поверхности фасадов.

Все отделочные слои фасада здания (штукатурку, окрасочные составы) следует механически удалить до основания. Для этого необходимо использовать жёсткие щётки, а также скребки и шпатели. Допускается промывка поверхности холодной водой под давлением. Силикатные окрасочные составы имеют хорошую адгезию к минеральному основанию вследствие химического средства, поэтому их удаление может быть связано с определенными трудностями [6].

Для восстановления штукатурного слоя рекомендуется использовать штукатурные смеси на основе известкового вяжущего, не содержащие цемента, обладающие водостойкостью, высокой паропроницаемостью и адгезией к основанию. В частности рекомендуется штукатурная сухая смесь «Тайфун Мастер №28» (отечественных производителей) или аналогичная, специально предназначенная для выполнения реставрационных штукатурных работ по основаниям исторических зданий и памятников архитектуры, где требуется применение растворов, не содержащих цементное вяжущее. Для получения высококачественной отделки (сопоставимой по качеству с изначальной) из силикатных материалов CAPAROL, серии «Sylitol» («Силитол») рекомендуются штукатурки «Силитол» различной зернистости: «Sylitol-Scheibenputze 15», «Sylitol-Scheibenputze 20», «Sylitol-Rillenputze 20», «Sylitol-Scheibenputze 30» или облагороженные штукатурки «Силитол»: «Sylitol-Edelputz K 25», «Sylitol-Edelputz R 25». Новую штукатурку рекомендуется выдерживать в неокрашенном виде 2-4 недели (согласно рекомендациям производителя и в зависимости от погодных условий).

Для выравнивания неровно затёртой штукатурки и затирки микротрещин рекомендуется использовать известковую затирку на основе диспергированной белой извести «Calcimir Kalkschlamme» (CAPAROL) или аналогичную, других производителей, специально предназначенную для выполнения реставрационных работ по основаниям исторических зданий и памятников архитектуры, где требуется применение растворов, не содержащих цементное вяжущее [3].

Кроме того, для получения высококачественной наружной отделки на фасадах здания, рекомендуется затирать поверхность или отдельные участки ремонтной минеральной шпатлёвкой «Capalith Fassadenspachtel P» CAPAROL («Капалит P») с или без (в зависимости от поверхности) «Капалит-Армирующая стеклоткань» («Capalith – Armierungsgewebe»). Для фасадов, подверженных сильным атмосферным воздействиям, рекомендуется дополнительно производить обработку штукатурки промежуточным отделочным материалом «Sylitol-Minera» (заполняющей адгезионной грунтовкой) CAPAROL.

Перед окраской поверхность рекомендуется обработать грунтовкой изготовленной на основе высокоактивной гидратной извести (если до этого не производилась обработка промежуточным отделочным материалом «Sylitol-Minera» CAPAROL). Грунтовка должна обладать высокой паропроницаемостью, максимально приближенной к значению паропроницаемости минеральных составов. Грунтование проводится с целью уменьшения водопоглощения основания и улучшения адгезии к основанию последующего слоя лакокрасочного покрытия [5]. Для обработки минеральных известковых поверхностей рекомендуется адгезионная грунтовка «Histolith Calcino-Grund» CAPAROL или аналогичные составы других производителей (в том числе отечественных), предназначенные для грунтования стен, оштукатуренных известковыми штукатурками на исторических объектах и памятниках архитектуры.

Перед оштукатуриванием поверхность необходимо тщательно обеспылить и очистить от загрязнений.

Окрашивание поверхности фасадов следует проводить составами, формирующими покрытие с высокой паропроницаемостью и низким водопоглощением. Для этого в наибольшей степени подходят краски на силикатной основе. Такие краски образуют наиболее микропористое покрытие, гидрофобное покрытие с низким грязеудержанием и могут наноситься на высокощелочные основания известковых штукатурок [5].

В частности, рекомендуются фасадные краски «Sylitol-Fassadenfarben» (CAPAROL), которые специально предназначены для проведения реставрационных работ по богатым известью основаниям. Данные краски содержат в своём составе жидкое стекло с органическими стабилизаторами, обладают высокой укрывистостью и светостойкостью [5]. Перед нанесением основного слоя краски рекомендуется производить грунтовочное покрытие смесью из двух частей фасадной краски «Sylitol Silikat-Fassadenfarben» и одной части концентрата «Sylitol-Konzentrat». Для финишного покрытия применяется фасадная краска «Sylitol Silikat-Fassadenfarben» без разбавления или с разбавлением не более 5% концентратом «Sylitol-Konzentrat». Кроме фасадной краски «Sylitol Silikat-Fassadenfarben» для финишного покрытия может применяться модифицированная дисперсионная силикатная краска «Capamix Sylitol-Finish». Концентрат «Sylitol-Konzentrat» представляет собой грунтовку и растворитель на силикатной основе для укрепления минеральных подложек и выравнивания сильно или неравномерно впитывающих поверхностей, а также для разбавления матетриалов группы «Sylitol» [7].

В качестве альтернативы, возможно применение высококачественных известковых красок «Histolith Fassadenkalk», «Histolith Innenkalk», «Calcimur Fassaden-Kalkfarbe» CAPAROL, специально предназначенные для реставрационных работ по известковым основаниям, имеющие хорошую паропроницаемость [5].

Возможно применение аналогичных красок других производителей, в том числе отечественных, специально предназначенных для реставрационных работ (с предоставлением предприятием-изготовителем соответствующей документации, подтверждающей качество и область применения окрасочных составов и гарантий предприятия-изготовителя, касающихся срока службы данных составов для наружных работ).

Производить покраску фасадов рекомендуется не ранее, чем через 28 суток после выполнения всех подготовительных (штукатурных и т.д.) работ.

При окраске данного фасада не допустимо использование обычных водно-дисперсионных красок на основе акриловых полимеров. В этом случае может произойти омыление полимерного плёнокообразователя, что сопровождается шелушением краски, отслоением её от подложки и изменением первоначального цвета. Кроме того, низкая паропроницаемость покрытия может привести к его отслоению от минеральной подложки [8]. При проведении окрасочных работ следует соблюдать инструкции и рекомендации предприятия-изготовителя лакокрасочных материалов, используемых в реставрационных работах.

**Выводы.** В процессе работы исследованы образцы минеральных строительных растворов и окрасочных составов, отобранные с фасадов здания Брестского облисполкома. Разработаны технологические рекомендации по выполнению отделочных работ и подбору ремонтно-реставрационных материалов. Старое здание Брестского облисполкома и пристроенные позже блоки ранее не перекрашивались, а лишь ремонтировалось отдельными фрагментами. Поэтому изначально главный, а также дворовые фасады центрального старого здания были окрашены высококачественным структурным отделочным составом на минеральной основе (связующее – жидкое калиевое стекло) грязно-бежевого цвета. Цвет близок к образцу «Ginster 55». Новые пристроенные здания также окрашивались высококачественными силикатными составами, цвета которых подбирали в тон или близкими по цвету к старому зданию. Таким образом, главный фасад был окрашен силикатным составом на минеральной основе грязно-молочного цвета. Боковой фасад был окрашен составом на минеральной основе грязно-бежевого цвета. Фасад старого здания был окрашен структурным отделочным составом на силикатной основе грязно-бежевого цвета. Практически у всех окрасочных составов отмечены следы деструкции (меление, грязеудержание), связанной с длительным сроком эксплуатации здания без ремонта. Кроме того отмечены следы фотоокислительной деструкции – составы сильно «выгорели». Ранние штукатурные работы (на старом здании и пристроенных позже блоках) производились известково-песчаными составами, поздние ремонтные – известково-цементно-песчаными и цементно-песчаными составами. Эффективность данного исследования – была выработана концепция сохранения историко-культурной ценности.



Многие десятилетия из-за отсутствия средств реставрация зданий в большинстве случаев сводилась лишь к легкому косметическому ремонту. Неоднократные ремонты привели к образованию многослойного «пирога» из различных штукатурок и других отделочных материалов [8]. При проведении обследования часто выясняется, что кроме реставрации самого фасада здания необходимо выполнить комплекс работ по усилению фундамента и устройству гидроизоляции в подвальных помещениях, по устранению причин капиллярного подсоса влаги в ограждающие конструкции здания.

#### Список источников

1. Никитин Н.К. Химия в реставрации: справ. пособие / М.К. Никитин, Е.П. Мельникова. – Л.: Химия, 1990. – 304 с.
2. Ратинов В.Б. Химия в строительстве / В.Б. Ратинов, Ф.М. Иванов. – М.: Стройиздат, 1969. – 198 с.
3. Ивлиев А.А. Реставрационные строительные работы / А.А. Ивлиев, А.А. Калыгин. – М.: ПрофОбрИздат, 2001. – 272 с.
4. Фрессель Ф. Ремонт влажных и повреждённых солями строительных сооружений / Ф. Фрессель. – М.: ООО «Пэйнт-медиа», 2006. – 320 с.
5. Брок Т. Европейское руководство по лакокрасочным материалам и покрытиям / Т. Брок, М. Гротеклаус, П. Мишке. – пер. с англ. под ред. Л.Н. Машляковского. – М.: Пэйнт-Медиа, 2004. – 548 с.
6. Подъяпольский С.С. Реставрация памятников архитектуры / С.С. Подъяпольский, Г.Б. Бессонов, Л.А. Беляев, Т.М. Постникова. – М.: Стройиздат, 1988. – 267 с.
7. Тур Э.А. Исследование отделочных материалов, применяемых ранее на фасадах здания Брестского облисполкома / Э.А. Тур, А.В. Тур // Менделеевские чтения 2018.: сб. материалов Междунар. науч.-практ. конф. по химии и хим. образованию, Брест, 2 марта 2018 г. / Брест. гос. ун-т имени А.С. Пушкина; под общ. ред. Н.Ю. Колбас. – Брест: БрГУ, 2018. – С. 104-108.
8. Тур Э.А. К вопросу о сохранении объектов историко-культурного наследия в г. Бресте / Э.А. Тур, С.В. Басов // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2018. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 17-21.

## ПРИНЦИПЫ ОРГАНИЗАЦИИ ПЕРЕДВИЖЕНИЯ МАЛОМОБИЛЬНЫХ ГРУПП НАСЕЛЕНИЯ В ЖИЛЫХ ОБРАЗОВАНИЯХ

Фоменкова С.Ф.

Процесс гуманизации жизненной среды маломобильной группы населения, их максимально возможной интеграции во все сферы жизни общества – проживание, труд, быт, образование, досуг, реабилитация – проблема, решение которой должно стать неотъемлемой частью разработки проектов планировки и застройки городов, и их районов. Это означает необходимость создания градостроительными способами среды жизнедеятельности для маломобильных групп населения, объединяющих комплекс объектов социальной, транспортной, инженерной инфраструктуры, средств информации и связи, которыми они пользуются и с помощью которых осуществляют трудовую деятельность и реализуют свои культурно-бытовые потребности. Территориально- планировочный аспект этой проблемы связан с необходимостью обеспечения доступности для маломобильных групп населения всей городской инфраструктуры и создания условий для их беспрепятственного передвижения.

**Введение.** Во многих странах мира в последние годы ведется большая и дорогостоящая работа по адаптации среды обитания к возможностям физически ослабленных лиц. (рисунок 1)



Рисунок 1 – Физически ослабленные лица

В Республике Беларусь по данным на 2017 год 554 908 человек – это граждане с ограниченными возможностями здоровья – т.е. 6% от всего населения РБ.

Одним из направлений стратегии социально-экономического развития Республики Беларусь является реабилитация и социальная интеграция инвалидов маломобильной группы населения.

При реконструкции и новом проектировании жилых, общественных и промышленных зданий следует предусматривать для маломобильной группы населения условия жизнедеятельности, равные с остальными категориями населения. (рисунок 2).

Термин «безбарьерная среда» применяется к элементам окружающей среды, в которую могут свободно заходить, попадать и которую могут использовать люди с физическими, сенсорными и интеллектуальными нарушениями, а также мамы с колясками, велосипедисты и просто пожилые люди.



Рисунок 2 – Танцы для инвалидов-колясочников

Первоначально это выражение использовалось для описания зданий и компонентов, которыми могли пользоваться люди, использующие инвалидную коляску. Однако впоследствии в определение были включены стандарты, которые подходили людям с другими видами инвалидности.

В широком смысле, доступный дизайн (безбарьерный дизайн) – это дизайн, который создает наиболее легкие и безопасные условия для наибольшего числа людей и способствует их независимому образу жизни.

Проектные решения объектов, доступных для маломобильной группы, не должны ограничивать условия жизнедеятельности других групп населения, а также эффективность эксплуатации зданий.

С 2008 года в Беларуси действует Закон о правах инвалидов, а в 2007 – 2010 годах выполнялась Государственная программа «О безбарьерной среде жизнедеятельности физически ослабленных лиц». Основные положения этого документа получили развитие в новых программах по безбарьерной среде на 2011-2015 и 2016-2020 гг. Данные программы поддерживаются нормами проектирования – изменениями СНиП, СНБ, ТКП и специальными стандартами. [1,2] (рисунок 3)



Рисунок 3 – Концепция универсального дизайна

Несмотря на принятые нормы в Республике Беларусь, проблема адаптации городской среды остается актуальной, что хорошо видно на примере городов Беларуси, в которых остается нерешенной социальная задача – создание равных возможностей для маломобильной группы во всех сферах жизни общества путем обеспечения доступности физического, социального, экономического и культурного окружения, здравоохранения и образования, информации и связи.

**Основная часть.** Архитектурная среда жилых и общественных зданий и сооружений должна быть доступна не только для «стандартных» людей, но и для людей с инвалидностью, а также других категорий маломобильных граждан.

Существуют разные категории маломобильных групп, каждая из которых имеет свои специфические потребности в плане приспособления окружающей среды. В зависимости от вида физических и сенсорных ограничений требуются разные подходы к формированию безбарьерной среды.

Основным условием формирования доступной среды является индивидуальный подход в решении вопросов доступности применительно к каждому конкретному человеку ограниченными с физическими возможностями с учетом его потребностей, окружения, семейных условий, образования, вида трудовой деятельности, личностных особенностей.

Проблема создания безбарьерной среды для инвалидов и других маломобильных групп населения продолжает оставаться актуальной. Людям с ограниченными возможностями здоровья, как правило, недоступны многие административные, общественные и даже жилые здания.

Критерии качества архитектурной среды.

Повышение качества архитектурной среды достигается при соблюдении безопасности, доступности, удобства и информативности зданий для нужд маломобильной группы населения без ущемления прав и возможностей других людей.

По степени значимости эти критерии имеют следующий порядок приоритетов:

1. Доступность;
2. Безопасность;
3. Информативность;
4. Комфортность.

Критерий доступности содержит следующие требования:

- беспрепятственного движения по коммуникативным путям, пространствам и помещениям;
- достижения места целевого назначения или обслуживания и пользования предоставленными возможностями;
- возможности воспользоваться местами отдыха, ожидания и сопутствующего обслуживания.

Информативность обеспечивает разностороннюю возможность своевременного получения и осознания информации, и соответствующего реагирования на нее.

Требования критерия информативности включает в себя следующие пункты:

- использование средств информирования, соответствующих особенностям различных групп потребителей;
- своевременное распознавание ориентиров в архитектурной среде общественных зданий;
- точную идентификацию своего места нахождения и мест, являющихся целью посещения;
- возможность эффективной ориентации как в светлое, так и в темное время суток;
- возможность иметь непрерывную информационную поддержку на всем пути следования по зданию.

Характер и размещение исполнения элементов информационного обеспечения должны учитывать:

- расстояние, с которого сообщение может быть эффективно воспринято;
- углы поля наблюдения, удобные для восприятия зрительной информации;
- ясное начертание и контрастность, а при необходимости – рельефность изображения;
- соответствие применяемых символов или пластических приемов общепринятому значению:

- исключение помех восприятию информационных средств (бликование указателей, слепящее освещение, совмещение зон действия различных акустических источников, акустическая тень).

Уровень комфортности архитектурной среды оценивается как с физической, так и с психологической позиций.

Повышение комфортности осуществляется путем сокращения необходимого пути и времени для получения на одном месте нескольких услуг, увеличения числа мест отдыха, получения заблаговременно нужной информации, применения необходимого и эргономического оборудования. [7]

Концепция универсального дизайна

Универсальный дизайн – это широкий спектр идей по созданию доступной среды не только для граждан с ограниченными возможностями здоровья и пожилых людей, но и для всей категорий населения. Под созданием среды подразумевается строительство зданий и сооружений с учетом их безопасной и удобной эксплуатации, предоставления услуг, в которых нуждаются люди, производство товаров. (рисунок 4)

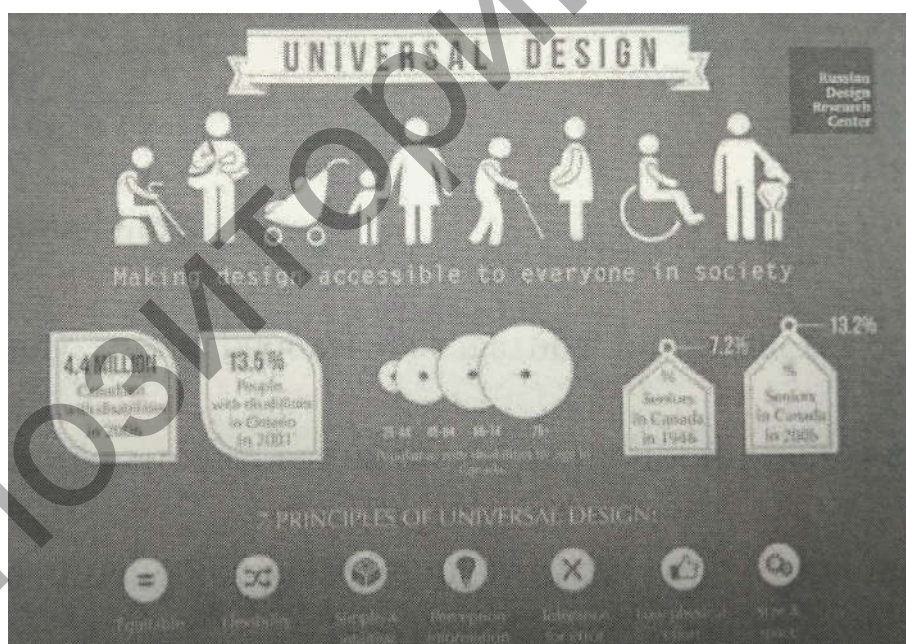


Рисунок 4 – Концепция универсального дизайна

Концепция создания доступной среды возникла во второй половине 20 века, ее впервые сформулировал Селвин Голдсмит в книге «проектирование для инвалидов». Одной из самых значительных его идей, воплощенных в жизнь является создание заниженного бордюра, считающейся теперь стандартным требованием организации архитектурной среды. Термин «универсальный дизайн» впервые введен архитектором Рональдом Л. Мейсом, чтобы описать понятие проектирования любых продуктов и среды с позиций эстетики и доступного пользования.

## Основные принципы универсального дизайна

К принципам универсального дизайна относятся семь правил:

1. Равенство в использовании;
2. Гибкость в использовании;
3. Простой и интуитивно понятный дизайн;
4. Легко воспринимаемая информация;
5. Допустимость ошибки;
6. Низкое физическое усилие;
7. Размер и пространство для доступа и использования;

Учитывая данные принципы при проектировании и создании обстановки, предметов, услуг можно создать среду, в которой комфортно будут себя ощущать все категории населения. [4]

В целях формирования условий для беспрепятственного доступа инвалидов и других маломобильных групп населения к объектам и услугам, а также повышения уровня жизни маломобильной группы населения в Республике Беларусь появилась государственная программа «О безбарьерной среде жизнедеятельности физически ослабленных лиц» на 2016-2020 года. Одной из задач программы является обеспечение доступности объектов и услуг в основных сферах жизнедеятельности маломобильных групп населения. [2]

При разработке проектов планировки и застройки населенных мест необходимо учитывать потребности маломобильных групп населения.

Для их расселения рекомендуется предусматривать квартиры на первых этажах обычных жилых домов с выходом непосредственно на прилегающую территорию, в специальных жилых домах, в которых планировка квартир, коридоры, галереи, лифты приспособлены для физически ослабленных лиц, и в специализированных дома-интернатах с полным обслуживанием вблизи озелененных территорий.

Объектами преимущественного посещения физически ослабленных лиц в структуре города являются: территориальные центры социальной помощи; центры реабилитации или физкультурно-оздоровительные комплексы для физически ослабленных лиц; предприятия и учреждения, имеющие спеццехи, спецучастки, на которых используется труд маломобильной группы населения. Расселение людей с нарушением функций опорно-двигательного аппарата необходимо обеспечить им доступность этих объектов.

Торгово-бытовые услуги маломобильным группам необходимо оказывать в предприятиях и учреждениях повседневного обслуживания, предназначенных для посещения всеми категориями населения, но имеющих специальные устройства, обеспечивающие удобства передвижения физически ослабленных лиц. Удовлетворение культурно-просветительных потребностей целесообразно вести в специализированных центрах. Размещать эти объекты в первых этажах жилых домов.

При формировании системы пешеходных связей следует учитывать специфику передвижения людей с нарушением опорно-двигательных функций и с дефектами зрения. В этих случаях необходимо избегать перепадов уровней и препятствий, устраивая лестницы с поручнями, дублируемыми пандусами, устраивать ограждения. Пути от жилых домов до общественных зданий, остановок общественного транспорта рекомендуется проектировать с наименьшим количеством пандусов.

Для передвижения людей с нарушениями функций опорно-двигательной системы, в зависимости от планировочных условий, должны быть оборудованы приспособления для удобства съезда и въезда в транспорт. При проектировании пересадочных узлов направление пешеходных путей должны прокладываться по кратчайшим направлениям. Продольный уклон тротуаров и пешеходных дорожек не должен превышать 5 ‰, поперечный - 2 ‰. В конструкциях пешеходных узлов необходимо создавать подъемники, обеспечивающих

доступ к остановкам общественного транспорта, к платформам железнодорожного транспорта и метрополитена.

Остановки общественного транспорта и парковки должны быть оборудованы хорошо читаемой информацией, предупреждающей об опасности.

На парковках часть площади должна быть выделена для автомобилей физически ослабленных лиц, передвигающихся в креслах-колясках. Площадь машино-места – 3,5х8,0 м.

Изменения в цвете, в характере поверхности тротуара и проезжей части должны предупреждать слабовидящих о наличии места посадки в автомобиль и границе, изолирующей пешеходный тротуар от проезжей части.

При создании бестранспортных зон и пешеходных улиц следует предусматривать удобное передвижение физически ослабленных лиц. Поскольку длина преодолеваемого ими пути без отдыха колеблется от 100 до 500 м, рекомендуется разделение пешеходных улиц на участки 200-250 м проходами, по которым можно добраться до остановки транспорта или стоянки такси.

Пешеходный путь для людей с дефектами зрения организуется с помощью «направляющей линии», которая создается тактильными средствами, а также звуковой или визуальной информацией. При этом края тротуара служат указателем направления движения. Пешеходные переходы оборудуются устройствами для подачи звуковых сигналов, связанных с сигналами светофора.

На всем протяжении пешеходного пути лестницы необходимо дублируются пандусами.

При благоустройстве городской территории целесообразно расширить перечень малых форм архитектуры, которые учитывают антропометрические характеристики маломобильных групп населения (банкоматы, скамейки, знаки, указатели, информационное табло и т.п.)

**Заключение.** Чаще всего человек, который далек от проблем людей с ограниченными возможностями, видит пандус и думает, что это уже безбарьерная (доступная) среда, а значит место доступно для маломобильных групп. Но одного пандуса мало, должна быть продумана каждая деталь организации доступной среды. Например, поручни обязательно должны быть с двух сторон пешеходных путей, используемых для движения маломобильных групп населения, и не слишком далеко друг от друга, чтобы человек в коляске мог комфортно взяться за них, иначе нет никакого смысла. На практике достаточно часто получается так, что есть лишь элементы безбарьерного пространства, но нет комплекса, формирующего адаптационную среду.

К сожалению, достаточно часто вкладываются средства в создание безбарьерной среды, но элементы этой среды выполнены с нарушением существующих норм проектирования. Для того, чтобы строить действительно эргономичное для каждого городское пространство, нужно на каждом этапе понимать потребности маломобильных групп населения и чувствовать свою ответственность за каждый шаг на пути к созданию того или иного элемента этой среды.

В Мингорисполкоме создана специальная рабочая группа, которая занимается мониторингом объектов социальной структуры. В нее входят представители инвалидов-колясочников, инвалидов по зрению и слуху. Они выступают в роли экспертов, оценивают удобство безбарьерной среды с тем, чтобы своевременно устранить недочеты, связанные с их проектированием и строительством.

Одна из недавних инициатив Республиканской ассоциации инвалидов-колясочников – проект «Доступный город». При реализации этого проекта был разработан информационный портал [freeway.by](http://freeway.by), посвященный вопросам безбарьерной среды. На нем размещены так называемые «карты доступности» белорусских городов, где обозначены различные объекты социальной инфраструктуры и степень их доступности для физически ослабленных лиц.

Проект «Доступный город» призван популяризовать идею безбарьерной среды. Последнее пятилетие принесло значительный сдвиг в вопросах доступной среды в Республике Беларусь. Много уже сделано, но еще больше предстоит сделать. При реализации программы на 2016-2020 годы продолжат развиваться уже существующие направления по созданию безбарьерной среды и будут предложены новые направления. Так, больше станет мероприятий по созданию безбарьерной среды для инвалидов по зрению и слуху – оборудование перекрестков тактильной плиткой, установка светофоров со звуковым сигналом, расширение штата сурдопереводчиков. В планах программы создание Центра приема и передачи информации для инвалидов по слуху и зрению и внедрение услуг по сопровождению инвалидов по зрению.

Первые нормы по обеспечению доступности к объектам инфраструктуры появились в Европе и США в 50-70-е годы прошлого столетия. В Беларуси, в сущности, первые шаги были сделаны всего 15 лет назад. Очевидно, что и уровень адаптации инфраструктуры не может быть соизмерим с европейским. Однако изменением отношения всего общества, совместными усилиями каждого и с использованием опыта стран, преуспевших в создании безбарьерной среды, в том числе законодательного, можно создать доступную инфраструктуру, не проходя путь длиной в десятилетие.

#### Список источников

1. Государственная программа по созданию безбарьерной среды жизнедеятельности физически ослабленных лиц на 2011-2015 годы, Постановление Совета Министров Республики Беларусь 01.11.2010 №1602.

2. СТБ 2030-2010 «Среда обитания для физически ослабленных лиц. Основные положения», Госстандарт 2010, Минск.

3. ТКП 45-3.03-227-2010 (02250) «Улицы населенных пунктов. Строительные нормы проектирования», Министерство архитектуры и строительства в Республике Беларусь, Минск 2011.

4. Доступная среда и универсальный дизайн глазами инвалида. Базовый курс. Елена Леонтьева. Екатеринбург, Tatlin, 2013.-128с.

5. Краткие методические указания по созданию доступной среды для маломобильных групп населения, Шафигуллин А.Р., Просвирякова И.Ю., Черных Р.В. Казань, Типография ИП Гарипова Г.Г., 420138, 2012.- 38с.

6. Универсальный дизайн (Электронный ресурс)/ Группа компаний «Без преград» - Режим доступа:

7. Критерии качества архитектурной среды для нужд инвалидов [Электронный ресурс] /- Режим доступа: <http://invasait.ru/dostupnaya/kriterii-kachestva-arhitekturnoi-sredy-dlya-nuzhd-invalidov>- Дата доступа: 18.08.2017.



**Новые конструкции зданий и сооружений, совершенствование методов их расчета**

Репозиторий ВРГТУ

## THE IMPACT OF THE ANCHORAGE AND ANGLE OF THE BONDED ANCHORS IN THE CONCRETE SUBSTRATE ON THE TYPE OF FAILURE

Dariusz Tomaszewicz

### 1. Introduction

The use of new anchorages is a phenomenon often found in engineering practice [1, 2, 3]. The full range of anchors includes: simple anchor bolts, straight bending screws, bolts with a hook, bolts with anchor plate from the group of pasted anchors and screws with an expanding cone, i.e. mechanical anchors, used as bolt anchors, sleeve anchors, hammered anchors with thread internal ones that are particularly suitable for small anchoring depths.

The next group are nail anchors, which include the previously mentioned screws with a hook. The assortment of anchors available on the market depends on the material in which it will be applied. In this article, research and application description apply to simple bonded anchors in the form of threaded rods applied in concrete. The work of oblique anchors and their role in strengthening the construction of three-layer walls of large-panel buildings are also considered.

### 2. Research stand

The tests were carried out at the Bialystok University of Technology in Bialystok using a hydraulic load feeding system HYSDOZOK (fig. 1).



Figure 1 – View of the research stand

The system consists of a single-pump power supply unit, a wiring-joint installation, ten independent control units and a mobile operator station [4, 5]. The test stand was equipped with a hydraulic cylinder for setting the vertical (bursting) gain with a step of 0.5 kN/s [6] up to a load limit value of 80 kN. When testing the anchorages installed at an angle of  $90^{\circ}$  in three-layer samples, a horizontal actuator was additionally mounted on the test bench to create a shear force on the surface layer of concrete with a constant load of 1.4 kN (fig. 2).

### 3. The course of research results

The research is part of the main research carried out for the author's doctoral dissertation. An integral part of the research are anchors mounted at an angle as part of a set of anchors modeled on the COPY-ECO system [7]. The author prepared a research plan, which assumed the design of a retaining plate, mounted for the time of testing on the top of the sample. The thrust slab rested on the rollers, thus eliminating the effects of friction between the surface of the board and the concrete sample.

The thrust slab was attached to the beam of the test stand by means of M22 screws.



Figure 2 – The course of testing the sample anchored at an angle of 90°

Table 1 – List of parameters of samples anchored at an angle of 90 degrees and results of their tests

Type of samples	Concrete class	Type of resin	Embedment depth [mm]	Anchorage angle [°]	Destructive force [kN]	Limit force [kN]	Difference [%]
three-layer	C <sup>12/15</sup>	AnchorFix-1	20	90	6,00	13,46	55,42
		R-KER			5,70	8,43	32,38
		AnchorFix-1	40		8,50	25,52	66,69
		R-KER			5,00	15,47	67,68
		AnchorFix-1	60		7,90	37,57	78,97
		R-KER			10,50	22,50	53,33

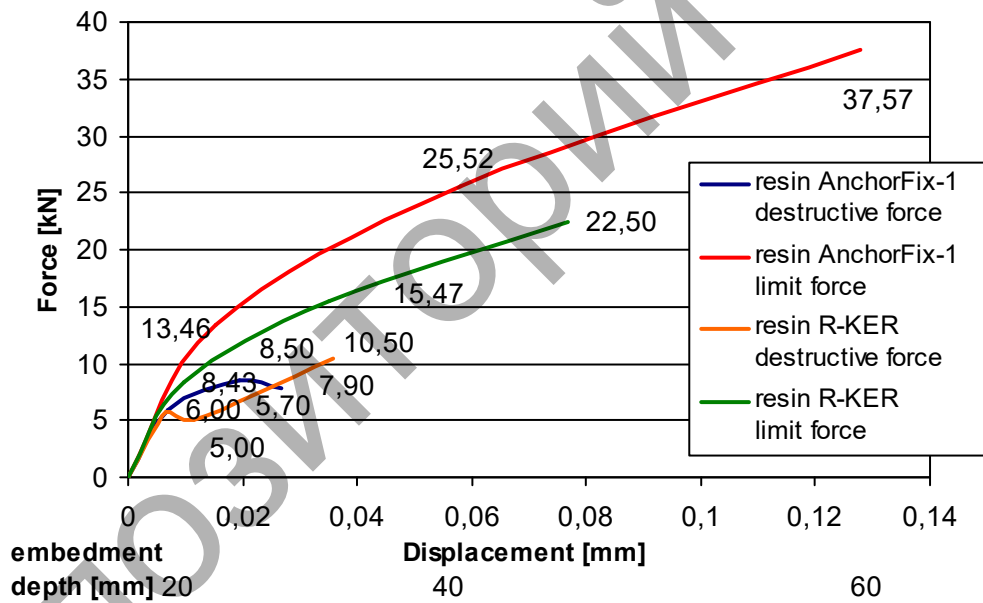


Figure 3 – Force-displacement graph depending on the type of resin and anchorage depth mounted at an angle of 90°.

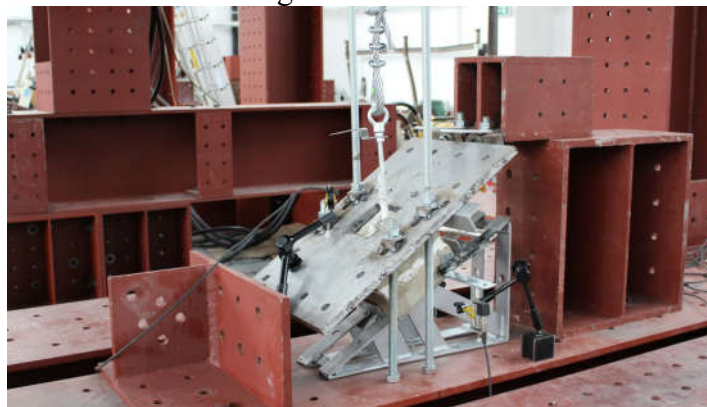


Figure 4 – The course of testing the sample anchored at an angle of 60°

Table 2 – List of parameters of samples anchored at an angle of 60 degrees and results of their tests

Typ próbek	Klasa betonu	Rodzaj żywicy	Głębokość zakotwienia [mm]	Kąt zakotwienia [°]	Siła niszcząca [kN]	Siła graniczna [kN]	Różnica [%]
three-layer	C 12/15	AnchorFix-1	40	60	11,25	12,06	6,72
		AnchorFix-1			9,10		24,54

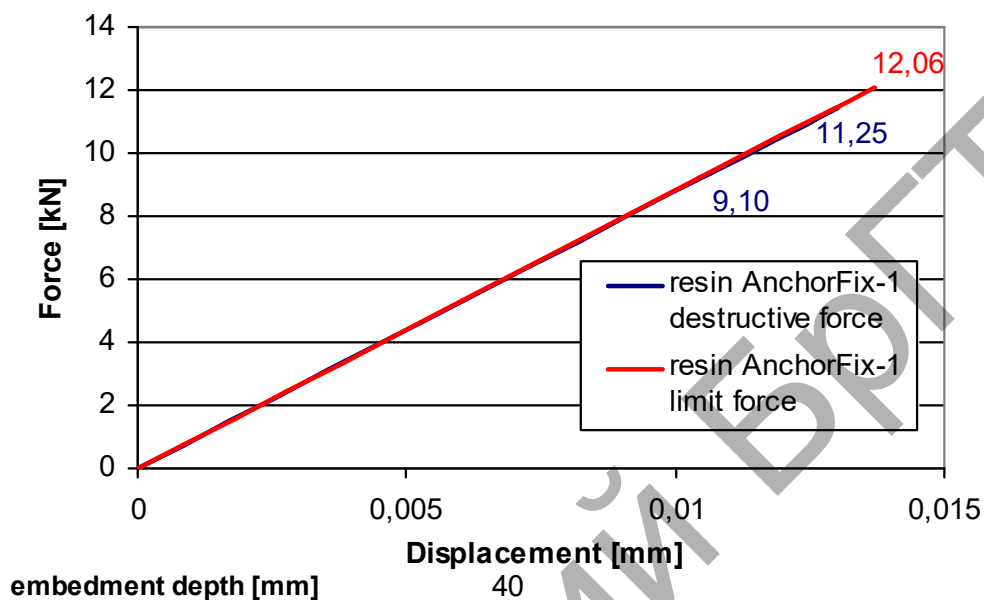


Figure 5 – Force-displacement graph depending on one type of resin and one embedment depth

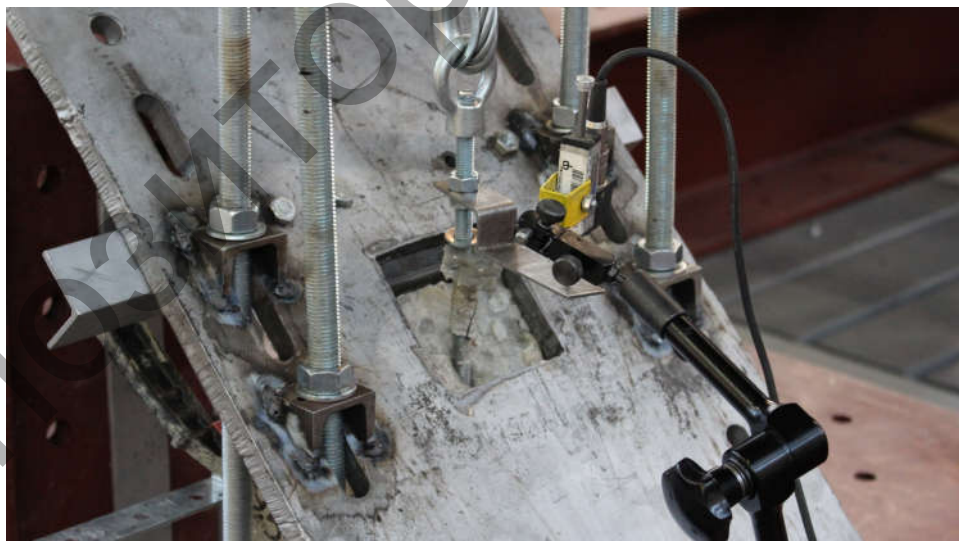


Figure 6 – The course of testing the sample anchored at an angle of 45°

Table 3 – List of parameters of samples anchored at an angle of 45 degrees and results of their tests

Typ próbek	Klasa betonu	Rodzaj żywicy	Głębokość zakotwienia [mm]	Kąt zakotwienia [°]	Siła niszcząca [kN]	Siła graniczna [kN]	Różnica [%]
three-layer	C 12/15	AnchorFix-1	40	45	3,50	17,05	79,47
		AnchorFix-1			4,20		75,37

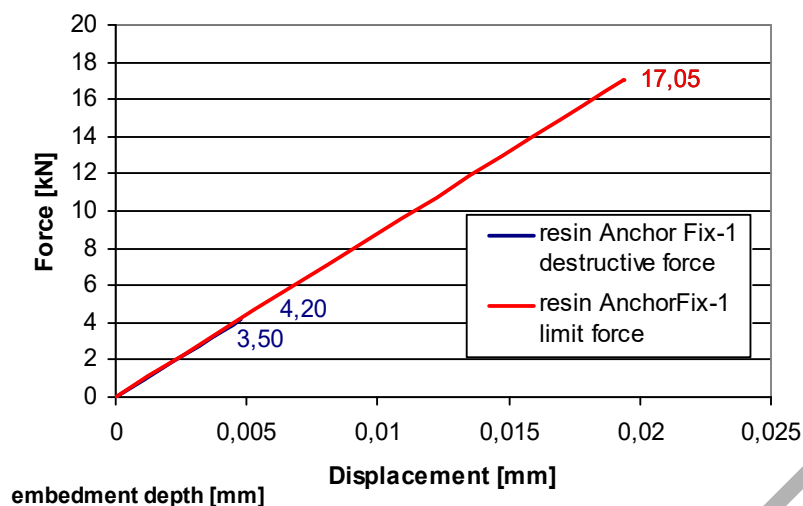


Figure 7 – Force-displacement graph depending on one type of resin and one embedment depth



Figure 8 – Przebieg badania próbki zakotwionej pod kątem 30°

Table 4 – List of parameters of samples anchored at an angle of 30 degrees and results of their tests

Typ próbek	Klasa betonu	Rodzaj żywicy	Głębokość zakotwienia [mm]	Kąt zakotwienia [°]	Siła niszcząca [kN]	Siła graniczna [kN]	Różnica [%]
single-layer	C 12/15	AnchorFix-1	95	30	10,60	49,62	78,64
		R-KER			11,90	28,94	58,88

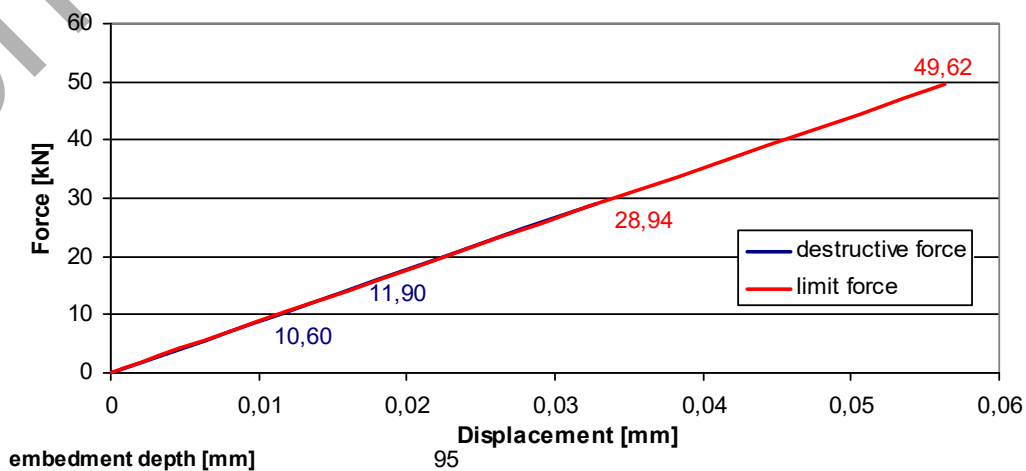


Figure 9 – Force-displacement graph depending on one type of resin and one embedment depth.

#### 4. Conclusions

There is no doubt that the use of diagonal anchorages significantly reduces the load on perpendicular anchors. In addition, these anchorages take over the tensile stresses. It can therefore be concluded that the use of two oblique anchorages as a single connector system will fulfill its role in extending the durability of the connections of the three-layer walls of large-panel slab buildings. Oblique anchors transfer tensile stresses and their relationship in the force-displacement relationship is linear for both the breaking force and the boundary force, regardless of the resin used, the angle of inclination and the depth of anchoring. In the case of testing the load capacity of diagonal anchors, the force-displacement dependencies both in the case of breaking force and boundary force are of linear nature regardless of the angle of the anchor, type of resin or embedment depth. Differences in the values of forces reaching almost 80% of the difference resulted from the fact of anchoring design in difficult weather conditions (low temperature, rainfall).

The most important fact, which is the whole interpretation in this type of connections, is the thorough cleaning and thorough distribution of the resin at the anchorage site.

#### References

1. Security of external invoices in buildings with „large slab”/ R. Ignatowicz et J. Gierczak – *Materiały Budowlane* 2/2006 – p. 34-36 (in Polish).
2. Work of steel anchorage fastened by stiff and flexible adhesives/A. Kwiecień – *Czasopismo Techniczne Budownictwo* – p. 205-218 (in Polish).
3. Impact of panel buildings reinforcements on the local change of wall thermal insulation / W. Ligęza et J. Dębowski – *Czasopismo Techniczne. Budownictwo*, 2009 – p. 147-155 (in Polish).
4. HYSDOZOK - automated system for assigning loads in structure tests/I. Ligocki – *Konstrukcje stalowe* 3/2002 (in Polish).
5. Hydraulic HYSDOZOK system used to load structure loads/ E. Hyrczak et M. Kolarzowski – *Hydraulika i pneumatyka* 4/2003 – p. 17-18 (in Polish).
6. PN-EN 12504-3: 2006 Concrete testing in structures - Part 3: Determination of breaking force (in Polish)
7. KOELNER-RAWPLUG Technical Catalog, Edition 10 (in Polish).

## К ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ПРОГРАММЫ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОГО АНАЛИЗА FEMAP&NASTRAN В ЗАДАЧАХ РАСЧЕТА И ОПТИМИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Борисевич А. А.

Научные достижения в строительной механике и численных методах решения прикладных задач в сочетании с современными языками программирования послужили основой к созданию целого ряда мощных проектно-вычислительных комплексов для решения разнообразных задач при статических и динамических воздействиях на исследуемые объекты.

Для исследования напряженно-деформированного состояния системы «здание – фундамент – основание» используются ПК SOFiSTiK, SCAD, PLAXIS, ANSYS, модуль APM Structure3D, входящий в систему APN Civil Engineering и другие. ООО «ЕВРОСОФТ» — российское научно-производственное предприятие разрабатывает и поставляет на внутренний и внешний рынок программное и информационное обеспечение для автоматизированного проектирования зданий и сооружений — неотъемлемую часть систем автоматизации проектирования (САПР) в строительстве. Основной разработкой фирмы является система автоматизированного строительного проектирования СТАРКОН. Центральным ядром системы служит программный комплекс STARK ES, предназначенный для решения задач расчета произвольных пространственных конструкций на прочность, устойчивость и колебания с помощью метода конечных элементов.

В настоящей работе акцентировано внимание научных работников и проектировщиков на большие возможности программного продукта Femap&Nastran.

Конечно-элементная модель пространственной рамы, опирающейся на деформируемое основание, показана на рисунке 1. Деформируемое основание имеет размеры в плане 23.6 x 35.6 м, по высоте – 11.2 м. Отметка подошвы фундамента:  $y = 0.0$  м, нижней плоскости основания соответствует отметка  $y = -10.0$  м. Верхняя плоскость каркаса находится на отметке 25.2 м, высота каждого этажа равна 4.8 м.

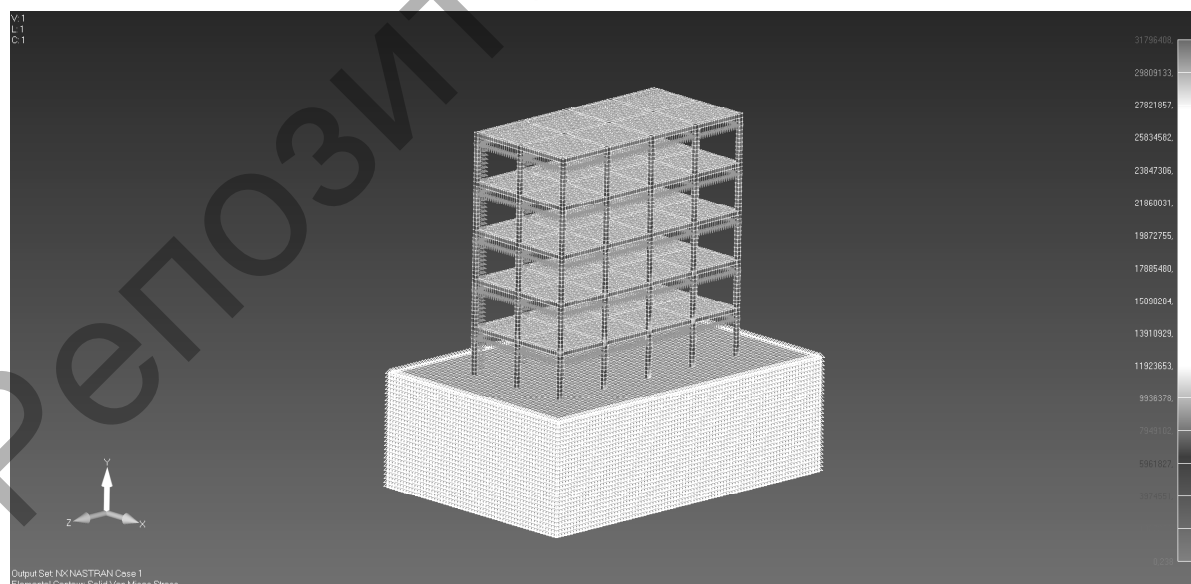


Рисунок 1

Для описания железобетонных элементов этой модели использованы объемные элементы типа Solid (Твердотельный, пространственный элемент; длина КЭ равна 0.3 м) и линейные (одномерный) элементы типа Rod (Стержень) - для моделирования арматуры. Сечение колонн железобетонного каркаса принято размером  $0.4 \times 0.4 \text{ м}^2$  неизменным по высоте пяти-

этажного здания, ригели перекрытий имеют прямоугольное сечение размером  $0.3 \times 0.4 \text{ м}^2$ , толщина плит перекрытия –  $0.2 \text{ м}$ . Для анализа чувствительности напряженно-деформированного состояния (НДС) каркаса к изменению некоторых его параметров приняты следующие характеристики материалов.

Характеристики бетона: модуль упругости  $E=4 \times 10^4 \text{ МПа}$ , расчетное сопротивление на сжатие –  $R = 36 \text{ МПа}$ , коэффициент Пуассона  $\nu = 0.2$ , плотность материала  $\rho = 2500 \text{ кг/ м}^3$ ; модуль сдвига вычисляется по формуле  $G = E/(2*(1+\nu))$ .

Колонны армированы, в тестовом примере продольная арматура размещена по каждому углу сечения колонны (площадь сечения арматуры в одном углу равна  $0.00282743 \text{ м}^2$ , что соответствует площади четырех стержней диаметром  $0.03 \text{ м}$ ); поперечная арматура на модели отсутствует. Ригели имеют нижнюю и верхнюю рабочую арматуру (площадь сечения каждой соответствует площади четырех стержней диаметром  $0.03 \text{ м}$ ).

Характеристики арматуры: модуль упругости  $E=2 \times 10^5 \text{ МПа}$ , расчетное сопротивление на сжатие –  $R = 400 \text{ МПа}$ , коэффициент Пуассона  $\nu = 0.3$ , плотность материала  $\rho = 7850 \text{ кг/ м}^3$ ; модуль сдвига вычисляется по формуле  $G = E/(2*(1+\nu))$ .

Материал основания рамы имеет характеристики: модуль упругости  $E=16 \text{ МПа}$ , коэффициент Пуассона  $\nu = 0.3$ , плотность материала  $\rho = 1760 \text{ кг/ м}^3$ ; модуль сдвига вычисляется по формуле  $G = E/(2*(1+\nu))$ .

Внешняя вертикальная нагрузка на узлы ригелей по всем этажам принята равной  $3 \text{ кН}$ , на узлы ригелей перекрытия –  $1.5 \text{ кН}$ . Горизонтальная нагрузка направлена вдоль оси X (вдоль меньшего размера в плане каркаса), нагрузка на узел равна  $0.5 \text{ кН}$ , приложена ко всем узлам на плоскости XY.

Приведем некоторые результаты статического расчета.

Для рамы на грунтовом основании максимальное вертикальное перемещение под подошвой фундамента (на отметке  $y = 0.0$ ) равно  $-0.0264 \text{ м}$ ; для узла, расположенного на покрытии каркаса –  $-0.02986 \text{ м}$  (узел 36718); максимальное горизонтальное перемещение узла перекрытия равно  $0.00619 \text{ м}$ .

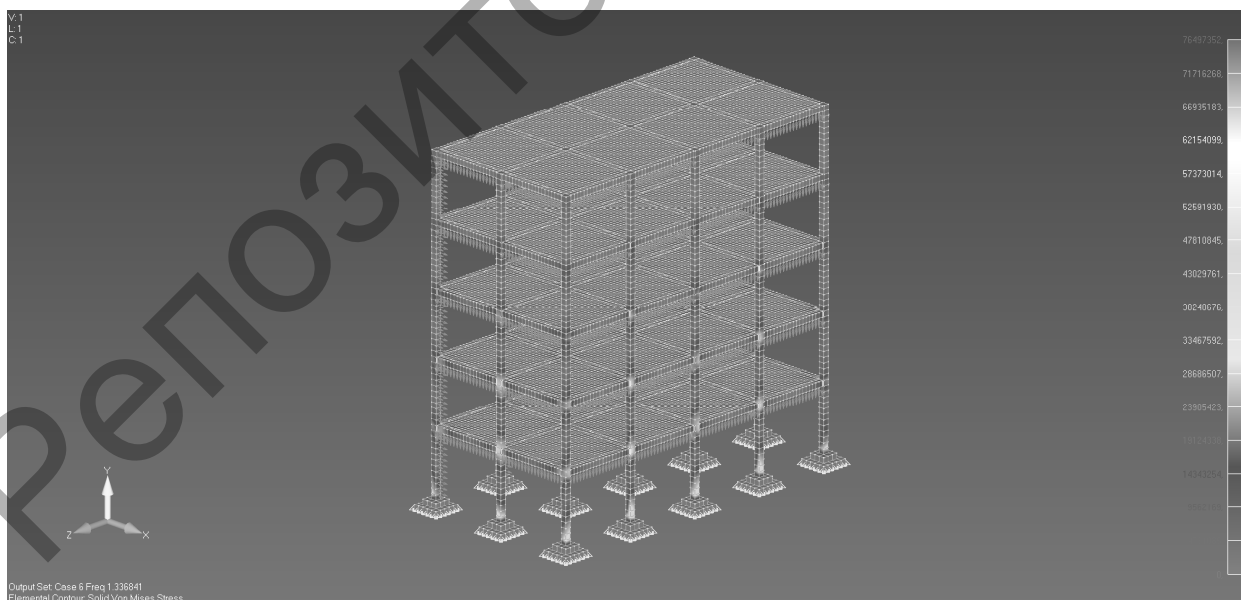


Рисунок 2

Максимальные эквивалентные напряжения по гипотезе энергии формоизменения (Solid Von Mises Stress) наблюдались в КЭ колонны первого этажа ( $\sigma_{\text{эв}} = 8,197 \text{ МПа}$ ), соответствующее напряжение в грунте под подошвой фундамента оказалось равным  $128.9 \text{ кН/м}^2$ . Минимальное напряжение в стержне арматуры колонны равно  $-76.58 \text{ МПа}$ , максимальное –



(+45.195МПа). Для той же рамы, расположенной на неподатливом основании, максимальные эквивалентные напряжения в КЭ колонны равны  $\sigma_{\text{эв}} = 8,609$  МПа; минимальное напряжение в стержне арматуры колонны равно -77.2 МПа, максимальное – (+17.77 МПа).

Принятая для исследования конечно-элементная модель пространственной рамы является многопараметрической. Переменными проектирования (ПП) в настоящей модели являются форма и размеры поперечных сечений колонн и ригелей, площадь арматуры колонн и ригелей (верхняя и нижняя арматура), механические характеристики материалов. Можно учесть и множество других особенностей. Аналитическое решение задачи о поиске оптимального проекта для такой сложной задачи практически невозможно. Исследуя чувствительность показателя эффективности проекта к изменению каждого параметра можно, учитывая приоритетность ПП, организовать направленный поиск оптимального проекта.

Покажем далее особенности расчета каркаса, расположенного на неподатливом основании, на действие динамической нагрузки и выполним анализ полученных результатов расчета.

Для каркаса, расположенного на неподатливом основании, получен спектр собственных частот: [1.315, 1.337, 1.499, 4.068, 4.128, 4.658, 7.167, 7.255, 8.230, 10.347] Hz. В дальнейшем сравним их с частотами для каркаса, расположенного на грунтовом основании.

Гармоническая нагрузка на ригели первого этажа (отметка  $Y = 6.0$  м) по осям элементов с координатами  $X = 0.0$  м,  $X = 6.0$  м и  $X = 12.0$  м приложена в узлах КЭ (по обе стороны элементов) с координатами  $Z = 8.1$  м и  $Z = 9.9$  м (рисунок 1). Амплитудное значение нагрузки на узлы равнялось 50 кН (при  $X = 0.0$  м и  $X = 12.0$  м) и 100 кН (при  $X = 6.0$  м).

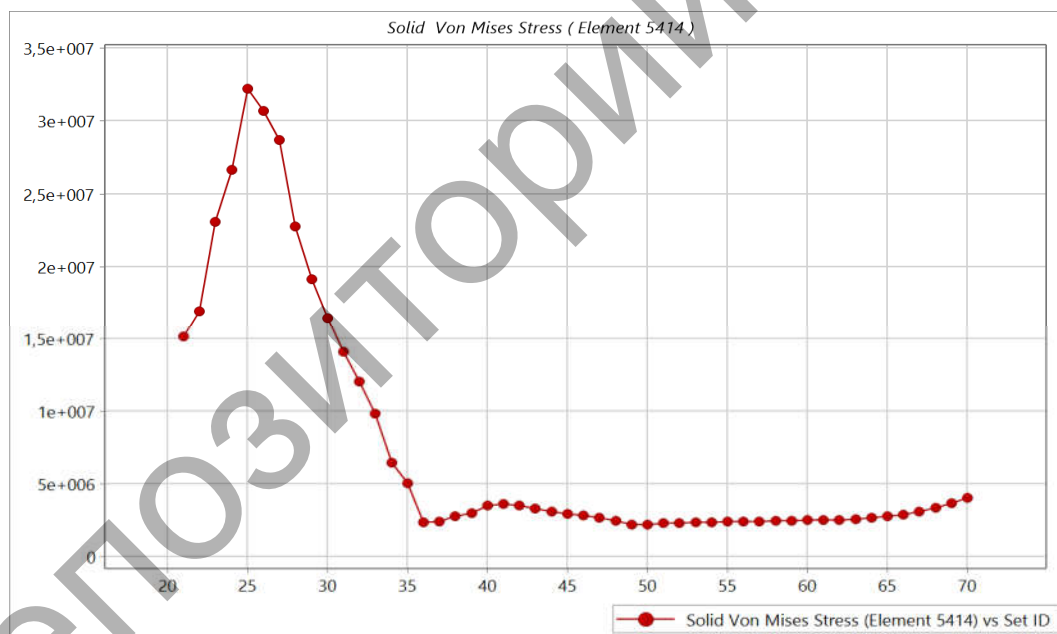


Рисунок 3

Максимальные эквивалентные напряжения по гипотезе энергии формоизменения (Solid Von Mises Stress) наблюдались в КЭ 5414 (колонна первого этажа, привязка к узлу 4625 с координатами (6.2, 6.0, 23.8)) при частоте 1.315 Hz ( $\sigma_{\text{эв}} = 32.2$  МПа). На рисунке 3 показан график изменения напряжения в этом элементе в зависимости от исследуемого случая динамической нагрузки. Этому же графику соответствует график на рисунке 4, на котором по горизонтали показаны значения частот.

Максимальные эквивалентные напряжения в арматуре колонны при динамической нагрузке равны 306,1 МПа (стержень соединяет узлы 41355 (5.8, 0.8, 18.2) и 4527 (5.8, 1.2, 18.2)) возникают при частоте 1.315 Hz.

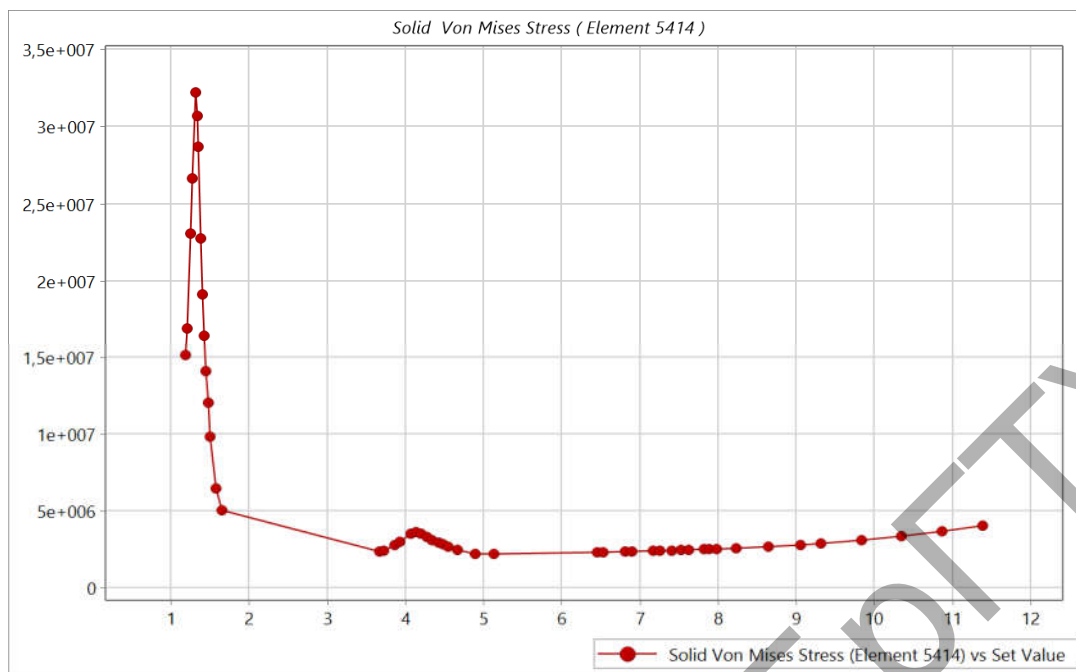


Рисунок 4

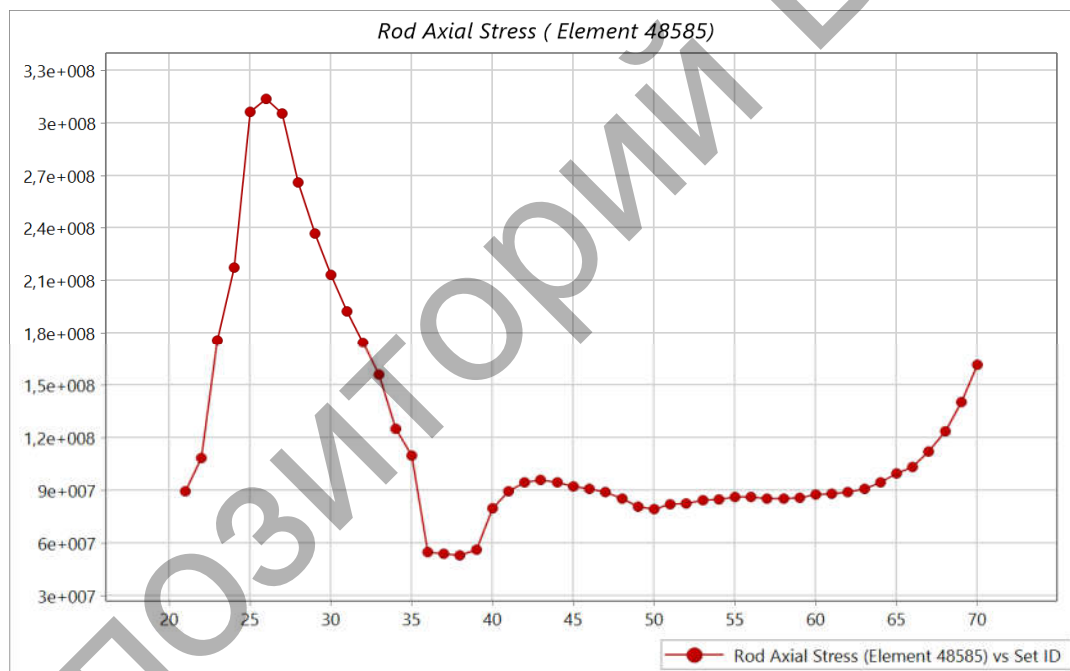


Рисунок 5

Максимальное горизонтальное перемещение узла равно 0.1 м (узел 37059,  $y = 25.2$  м).

Выполнить аналогичные исследования для каркаса, расположенного на грунтовом основании, автору не удалось. Для решения задачи требуется высокая производительность компьютера.

Собственные частоты каркаса, расположенного на грунтовом основании, вычислены. Спектр собственных частот следующий: [0.883, 0.998, 1.972, 2.246, 2.401, 2.500, 2.794, 2.849, 3.158, 3.310] Hz. Упругое основание является, в определенной мере, гасителем колебаний.

#### Список источников

1. Борисевич А. А. Строительная механика: учебное пособие для вузов/А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. И. Игнатюк. — Минск: БНТУ, 2009. — 756 с.
2. Шимкович Д.Г. Femap & Nastran. Инженерный анализ методом конечных элементов — М.: ДМК Пресс, 2012. — 702 с., ил. (Серия «Проектирование»).

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПРИМЕНЕНИЕМ УГЛЕРОДНОЙ ЛЕНТЫ

Волик А. Р.

В статье рассматриваются достоинства и недостатки усиления железобетонных конструкций с помощью углеродной ленты, представлены результаты экспериментальных исследований железобетонных балок, усиленных лентой.

В настоящее время весьма актуальной является тема повышения долговечности зданий и сооружений, проведения ремонтных работ, зачастую связанных с восстановлением первоначальной несущей способности конструкций или их усилением. Увеличение стоимости данных работ приводят к необходимости применения новых видов современных материалов [1].

Анализ усиления железобетонных конструкций показал то, что изменение геометрических размеров поперечного сечения и устройство внешних конструкций исчерпало себя. Дальнейшее их развитие принесёт незначительную экономию материалов, в то время как существует потребность в гораздо большей экономии. В связи с этим разработано большое количество способов усиления железобетонных конструкций: устройство внешних конструкций (стяжек, поясов и т.д.), которое приводит к изменению архитектурного вида сооружения; использование композитных материалов и др.

Направление в сторону усовершенствования железобетонных конструкций с использованием композитных материалов является наиболее приоритетным, так как оно поможет достичь большей экономии материала, однако существует необходимость в обеспечении эффективного использования свойств каждого материала и их совместную работу.

К преимуществам использования композитных материалов относят [2, 3, 6]: малый удельный вес композитных материалов по отношению к железобетону, что упрощает монтаж, увеличение долговечности и защита обклеенной грани от коррозии; совместная работа композитного материала (внешнего армирования) и усиливаемой конструкции, что обеспечивается надёжным клеевым соединением; хорошие физико-механические свойства (модуль упругости, прочность на растяжение, предельное удлинение); элементы усиления на основе композитных материалов не подвержены коррозии и воздействию агрессивных сред, кроме того они не проводят электрический ток; возможность производства работ в крайне стеснённых и даже замкнутых условиях; работы по усилению возможно выполнить в кратчайшие сроки.

Несмотря на значительное количество достоинств, к сожалению, такие конструкции имеют и ряд недостатков: максимальная эксплуатационная температура системы высокопрочного усиления составляет от 60 ° до 150 °С, что требует теплозащиты и огнезащиты таких конструкций; определенные требования к подготовке поверхности усиливаемой железобетонной конструкции; требуются высококвалифицированные работники.

Система усиления с использованием композитных материалов (ткани и ленты) предназначена на восприятие растягивающих усилий с учётом совместимости деформаций внешней арматуры и бетона конструкций. Усилия в сжатой зоне бетона в предельном состоянии изгибаемого элемента воспринимаются бетоном и сжатой стержневой арматурой, а в растянутой – стержневой арматурой и внешней композитной арматурой [4].

Система внешнего армирования углеродными лентами может применяться для ремонта и восстановления железобетонных конструкций, последствий разрушения бетона и коррозии арматуры железобетонных конструкций, подвергшимся действию агрессивной среды. Технология применения внешнего армирования углеродными лентами снижает трудозатраты, позволяет проводить работы в срок от 1 до 3 недель, в зависимости от объёмов. Кроме того, позволяет увеличить несущую способность балок, перекрытий, фундаментов и других конструктивных элементов в 2 – 4 раза [6].

Основными свойствами углеродного волокна, позволяющими говорить о его уникальности, являются высокая прочность 1700...4800 МПа при модуле упругости  $E = 70000...640000$  МПа и стойкость ко всем агрессивным средам.

В результате экспериментальных исследований [1, 6] было установлено, что балки, армированные углеродным холстом, работают более упруго и имеют повышенную жёсткость по сравнению с железобетонными балками и несущую способность. Прочность таких балок зависит от способа укладки армирующего холста и, соответственно, от его сцепления с бетоном.

В настоящее время осуществляется производство различного вида композитных материалов, однако нормативная база по использованию композитных материалов отсутствует. Поэтому данная работа актуальна и позволяет эффективно использовать композитное армирование в бетонных и железобетонных конструкциях.

Для определения эффективности усиления изгибаемых элементов композитной тканью (углеродной лентой) были проведены экспериментальные исследования балок размерами  $60 \times 120 \times 1000$  мм, усиленные композитной тканью (углеродной лентой Fib Arm Tap 530/300). Балки были изготовлены на заводе КПД ОАО «Гродножилстрой» из бетона класса С25/30.

За образец эталон (Б1) выбрана железобетонная балка, армированная сварным каркасом, изготовленным при помощи точечной сварки из арматуры класса S500. Второй образец – железобетонная балка (Б2), усиленная одним слоем углеродной ленты Fib Arm Tap. Внутреннее армирование балки такое же, как и у балки Б1: в растянутой зоне армирована металлической арматурой  $\varnothing 8$  класса S500. Поперечная арматура  $\varnothing 4$  класса S500 установлена с шагом 50 мм, арматура сжатой зоны –  $\varnothing 8$  класса S500 (рис. 1).

Испытания опытных балок производили по балочной схеме с приложением сосредоточенных усилий в третях пролета.

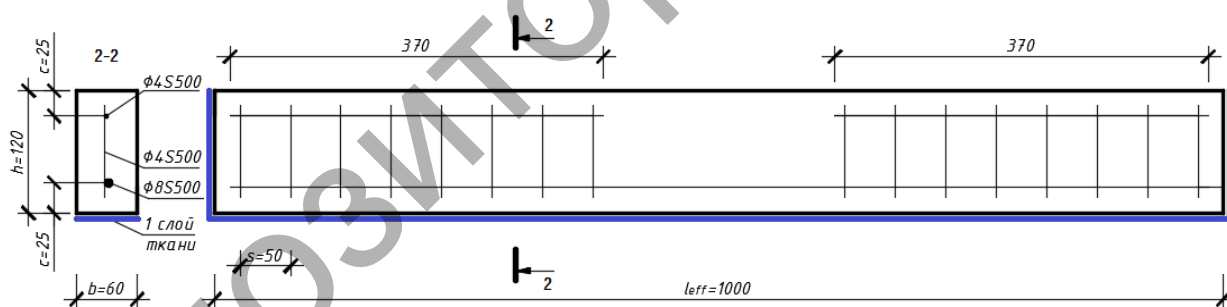


Рисунок 1 – Схема армирования усиленной балки

Анализ результатов несущей способности экспериментальных балок показал (рис. 2), что:

- разрушение эталонной железобетонной балки (Б1) произошло по нормальному сечению в зоне чистого изгиба в результате пластических деформаций в растянутой зоне арматуры, приводящих к раздроблению бетона сжатой зоны. Величина разрушающего момента составила 1,35 кНм.
- разрушение усиленной балки (Б2) произошло по нормальному сечению в зоне чистого изгиба без разрыва ткани с величиной разрушающего момента 3,75 кНм.
- что усиление железобетонных балок путем наклейки углеродной ленты на растянутую грань увеличивает несущую способность в 3,47 раза.



Рисунок 2 – Характер разрушения экспериментальных балок

Трещины в балке Б1 появились раньше, чем трещины в усиленной балке Б2. Момент трещинообразования в железобетонной балке Б1 составил 0,3 кН·м, что составляет 28% от разрушающего момента, в усиленной балке Б2 – 0,89кН·м, что соответствует 24%  $M_{rd}$ .

С увеличением нагрузки происходило образование новых трещин и дальнейшее развитие по высоте и по ширине образовавшихся ранее при разрушении (рис. 3). В усиленной железобетонной балке Б2 трещины развиваются более интенсивно по высоте сечения, количество трещин в усиленной балке больше в 2 раза, чем у железобетонной балки без усиления.

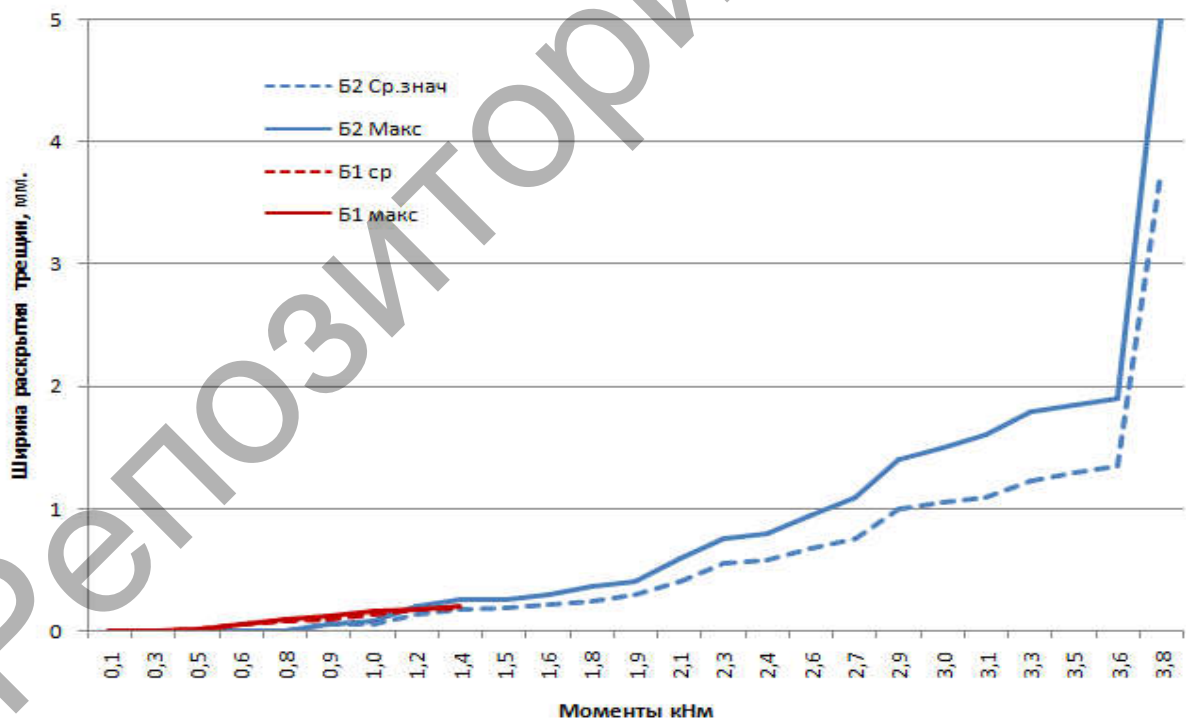


Рисунок 3 – График зависимости ширины раскрытия трещин от изгибающего момента

Анализ экспериментальных данных прогибов показал, что наибольшей жесткостью обладают усиленные балки Б2 (рис. 4). На первых этапах нагружения (до 0,5 кНм) прогиб железобетонной балки Б1 в два раза меньше прогиба балок Б2. При дальнейшем увеличении нагрузки прогибы усиленной балки Б2 меньше до 2 раз, чем у железобетонной балки.

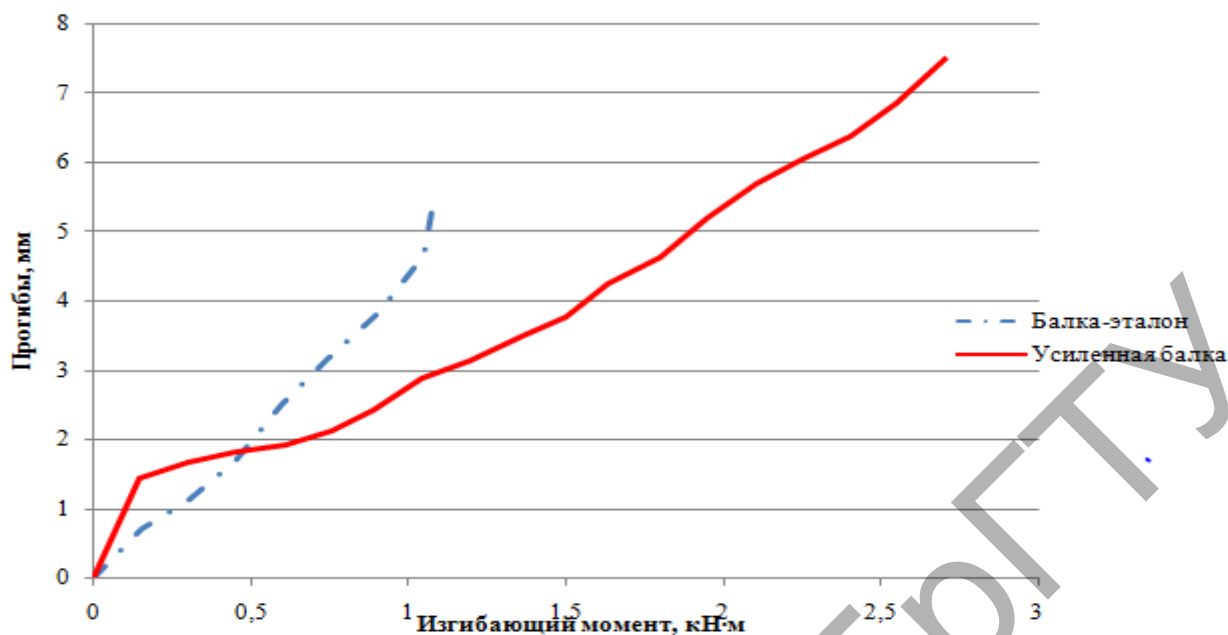


Рисунок 4 – Развитие прогибов экспериментальных балок в зависимости от величины изгибающего момента

Проведённые экспериментальные исследования показали возможность использования углеродной ленты FibArmTap в качестве внешнего армирования в изгибаемых железобетонных балках. Внешнее армирование углеродной ленты не только способствует увеличению несущей способности балок, но влияет на трещинообразование и жесткость балок.

#### Список источников

1. Курлапов Д.В, Родионов А.В. Усиление железобетонных конструкций с применением полимерных композитов. // Инженерно-строительный журнал. – 2009. – № 3. – С. 2-9.
2. Нестеренко Ю.А., Юрьев А.В. Современные методы усиления железобетонных конструкций. // Молодёжный научный форум: технические и математические науки. – С. 1 – 2.
3. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. – М.:ООО "Интераква", Москва, 2006. – 50 с.
4. Савчинский Б.В. Усиление автодорожных железобетонных мостов композиционными материалами. // Научное ведение. – 2010. – С. 3-7.
5. Михуб Ахмат, Польской П.П., Маилян Д.Ф., Блягоз А.М. Сопоставление опытной и теоретической прочности железобетонных балок, усиленных композитными материалами, с использованием разных методов расчёта. // Новые технологии - 2012. - С. 2 – 6.
6. Вагнер Е.С. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. // Достижения вузовской науки - 2010. – С. 2 – 4.
7. Ключев С.В., Гурьянов Ю.В. Внешнее армирование изгибаемых фибробетонных изделий углеволокном. // Magazine of Civil Engineering – 2013. – №1. – С. 1 – 3.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЯХ

Воскобойников И.С., Воробей А.П.

### Введение

В международной литературе представлены многочисленные результаты экспериментальных исследований сопротивления сдвигу плоских армированных и неармированных контактов [1, 2, 3, 4]. В большинстве этих экспериментов контактные соединения были испытаны монотонно возрастающей нагрузкой вплоть до разрушения. Исследования, посвященные поведению контактных соединений, моделирующих шов между старым и новым бетоном при ремонте или усилении конструкций, подвергнутым циклическим нагрузкам, встречаются относительно редко.

Эксперименты, моделирующие поведение контактных соединений выполняются главным образом на: а) монолитных образцах с предварительно сформированной перед испытаниями трещиной по контакту; б) образцах, последовательно забетонированных, и состоящих из двух контактных поверхностей, имитирующих стык между старым и новым бетоном; в) образцах с двумя контактными поверхностями, моделирующими соединение двух сборных элементов; г) балочных образцах, усиленных монолитным слоем, при трёхточечном изгибе, вызывающим косвенный сдвиг.

В настоящей работе приведены результаты исследования балочных элементов при действии циклических нагрузений.

### Методика экспериментальных исследований

В качестве опытных образцов выступали пять сборно-монолитных балочных элементов геометрические характеристики и армирование которых показано на рисунке 1.

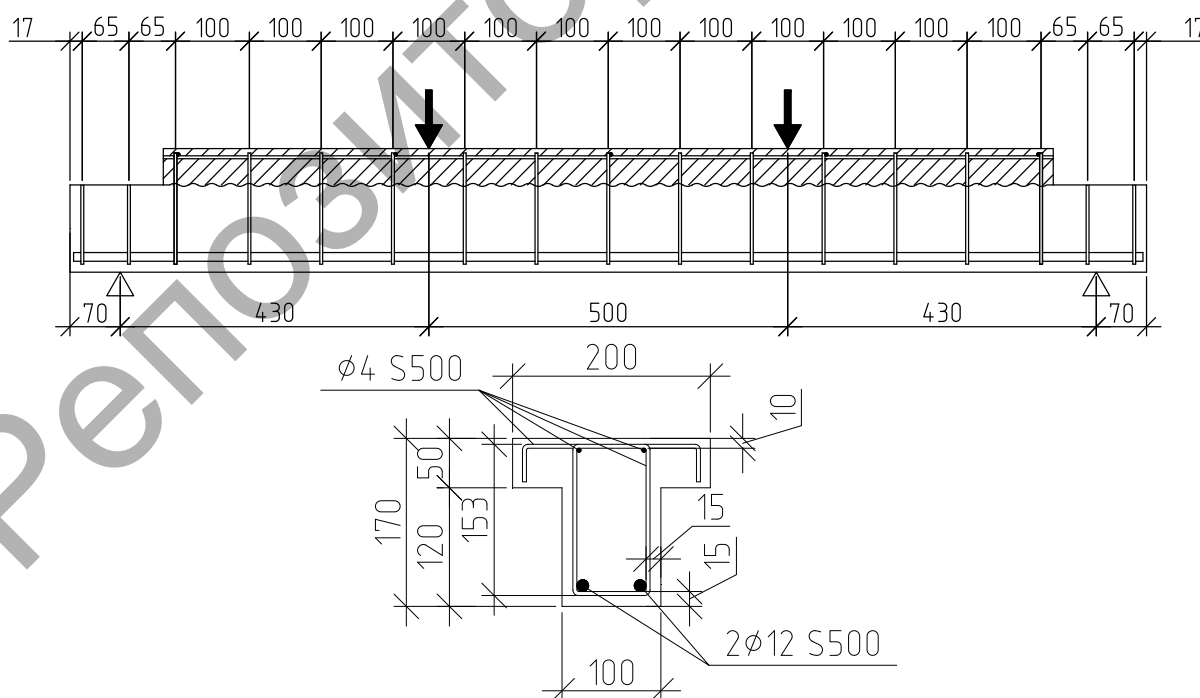


Рисунок 1 – Геометрические характеристики и армирование опытных образцов

Монолитную часть опытных балок выполняли из бетона на напрягающем цементе, изготовленного полупромышленным способом при перемешивании исходных компонентов в со-

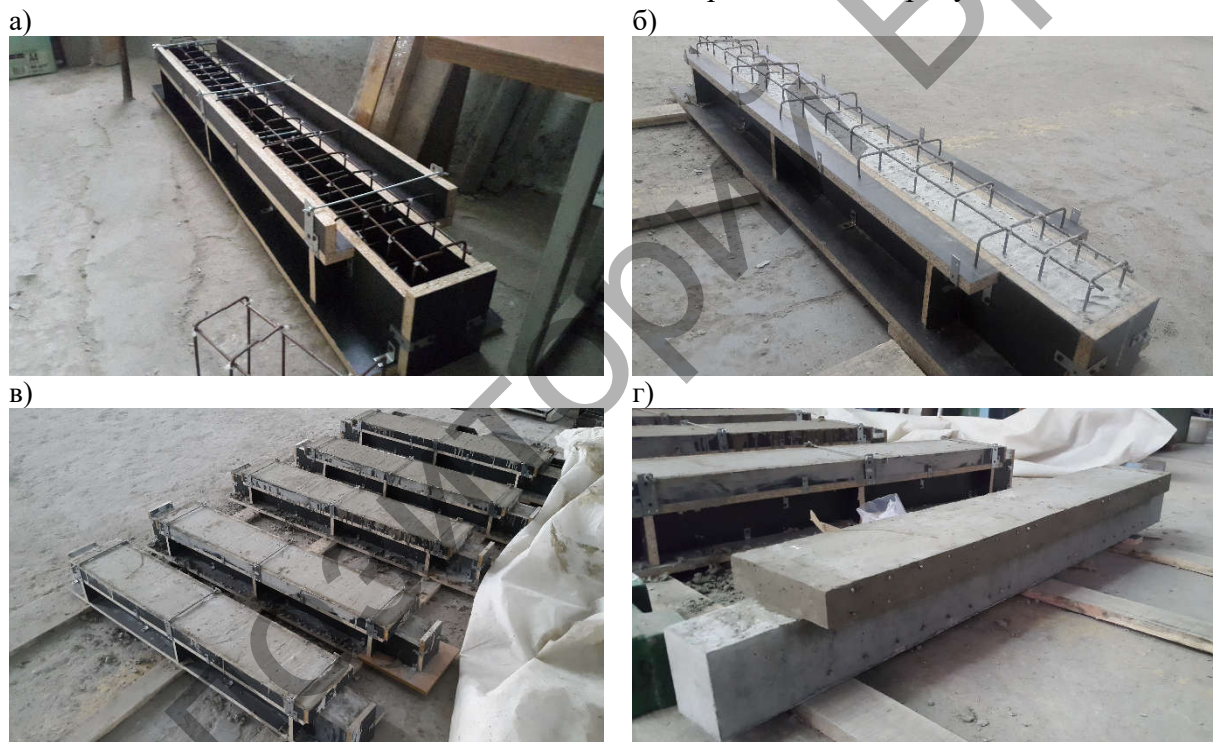
отношении ПЦ:МК:Г–71:14:15. Для приготовления бетонной смеси применяли следующие составляющие: ПЦ – портландцемент СЕМ I-42,5; МК – метакраолин МК-40; Г – молотый двухводный гипсовый камень.

Основные физико-механические характеристики материалов опытных балок приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры опытных балок

Бетон					
сборного элемента		монолитного слоя			
$\bar{f}_{c,cube}$ , МПа	$E_C$ , ГПа	$\bar{f}_{c,cube}$ , МПа	$E_C$ , ГПа	Самонапряжение, МПа	
30,98	19,98	65,2	31,7	1,91	
Арматура					
Класс арматуры	Диаметр $\varnothing$ , мм	Предел текучести, МПа	Временное сопротивление, МПа	Модуль упругости $E_S$ , ГПа	Относительное удлинение при разрыве, %
S500	4,0	481,0	786,0	192,3	4,5
S500	12,0	478,0	780,0	192,8	4,6

Основные этапы изготовления опытных балок представлен на рисунке 2.



а) опалубка с арматурным каркасом; б) забетонированная сборная часть; в) бетонирование монолитной части; г) готовая балка

Рисунок 2 – Процесс изготовления опытных балок

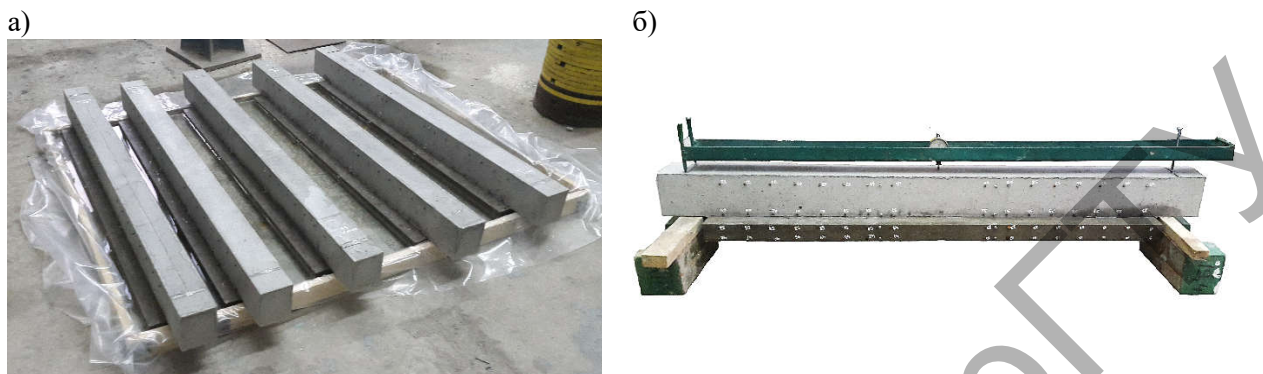
### Стадия самонапряжения

Укладку монолитного слоя производили через 35 дней после бетонирования сборных частей. Зона контакта бетонов специально не обрабатывалась, поэтому шероховатость контакта имела естественную форму незаглаженного бетона.

После достижения напрягающим бетоном (НБ) монолитного слоя средней прочности на сжатие около 7МПа, балки распалубливали и помещали в специально сконструированный бассейн с водой, интенсифицирующий процесс расширения напрягающего бетона (рисунок 3а).



В процессе расширения бетона монолитных частей производили замеры выгиба балок и контроль средних продольных деформаций по высоте сечения в середине пролёта (рисунок 3б). В тот же время на призмах из НБ размерами 100x100x400мм, помещенными в бассейн с водой, производили контроль ограниченных деформаций в стандартных динамометрических кондукторах, а также свободных деформаций линейного расширения.



а) опытные балки, помещенные в бассейн с водой; б) контроль выгиба балок;  
Рисунок 3 – Стадия самоупреждения сборно-монолитных балок

Использование напрягающего бетона в качестве монолитного слоя сборно-монолитной балки способствовало созданию собственного, исходного напряженного состояния в сечении составного элемента. Величины собственных деформаций в период расширения напрягающего бетона зависели от энергоактивности напрягающего бетона и соотношения во времени интенсивности протекания процессов расширения и нарастания прочности структурных связей по контакту «монолитный – сборный элемент». К моменту стабилизации расширения перед проведением статических испытаний величина выгиба балок составляла от 1,75 до 2,16мм на базе 1400мм. В результате выгиба в сборных частях балок образовались трещины, картина которых показана на рис. 4.



Рисунок 4 – Картина трещинообразования при выгибе балки

### Программа испытаний

Программой эксперимента предусматривалось испытание двух балок статической нагрузкой до разрушения с целью: 1) получения среднего значения несущей способности по наклонному сечению; 2) определения характера статического разрушения. Свободно опёртые балки загружали двумя сосредоточенными силами на расстоянии  $2,5d$  от опор. Ступени нагружения составляли 0,1 от ожидаемой разрушающей нагрузки. В момент выдержки на этапах контролировали средние продольные деформации в середине пролёта и на длине пролёта среза по высоте сечения элемента, прогибы, сдвиг и ширина раскрытия контакта между сборной и монолитной частями, ширина раскрытия трещин.

Оставшиеся 3 балки-аналога испытывались в рычажной редукторной установке (рисунок 5) на циклическую нагрузку. Уровень загрузки соответствовал  $0,62F_u$  (2 образца) и  $0,9F_u$ , где  $F_u$  – средняя разрушающая нагрузка по результатам статических испытаний. Характеристики цикла: частота –  $0,017\text{Гц}$  (1 цикл в минуту), коэффициент асимметрии по нагрузке – 0. До требуемого уровня балки загружались ступенчатой статической нагрузкой. Показания по измерительным приборам снимались после 1, 10, 50, 100, 500 цикла (в загруженном и разгруженном состоянии) и далее через каждые 500 циклов до момента разрушения.

### Результаты статических испытаний.

Характер образования трещин нормального отрыва, их количество, шаг и ширина раскрытия свойственны картине трещинообразования в преднапряженных конструкциях, которыми по сути являются исследуемые балки.

Трещины нормального отрыва начали образовываться со второго этапа нагружения, увеличивая свою длину и ширину раскрытия с каждым приращением нагрузки. Вершины этих трещин вплоть до момента разрушения образца не преодолели зону контакта с монолитной частью. Ширина раскрытия стабилизировалась к 5-6 этапу нагружения ( $14,4\text{--}17,7\text{кН}$ ) и не превышала  $0,15\text{мм}$ .

Первые трещины, наклонные к продольной оси элемента (диагональные трещины), появились на 6-9 этапе ( $17,7\text{--}27,4\text{кН}$ ) примерно в середине сборного элемента с начальной шириной раскрытия  $0,05\text{--}0,1\text{мм}$  и развивались в обе стороны.

Для всех испытанных балок наблюдали примерно одинаковую картину образования и развития наклонных трещин. Из появившихся диагональных трещин формировались две магистральные, выделяя сжатый бетонный подкос. С увеличением нагрузки между этими трещинами неминуемо образовывалась горизонтальная трещина расслоения контакта между сборным и монолитным слоями балки, развиваясь далее к точке приложения внешней силы. Трещины поэтапно увеличивали ширину раскрытия вплоть до предельной стадии.

Обе балки разрушились по наклонному сечению от достижения предела текучести поперечными стержнями, пересекавших наклонную трещину, и резкой потери анкеровки продольной рабочей арматурой (см. табл. 2).

Таблица 2 – Основные результаты экспериментальных исследований опытных балочных образцов при статической нагрузке

Марка балки	Разрушающая нагрузка, кН	Предельный сдвиг по контакту, мм	Предельный прогиб в середине пролёта, мм
Б1	93,85	0,225	9,775
Б5	103,73	0,245	11,69

Примечание: сдвиг фиксировали примерно в середине горизонтального участка расслоения между наклонными трещинами. Предельное значение представлено для момента, предшествующего разрушению.

### Результаты испытаний на циклическую нагрузку.

Основные результаты испытаний опытных балок при циклических нагрузках представлены в таблице 3.

Для достижения заданного уровня нагрузки испытываемые балки загружались ступенями по методике статических испытаний. Поэтому порядок образования и раскрытия трещин, зафиксированные деформации и прогибы принципиально не отличались от полученных при статических нагружениях.

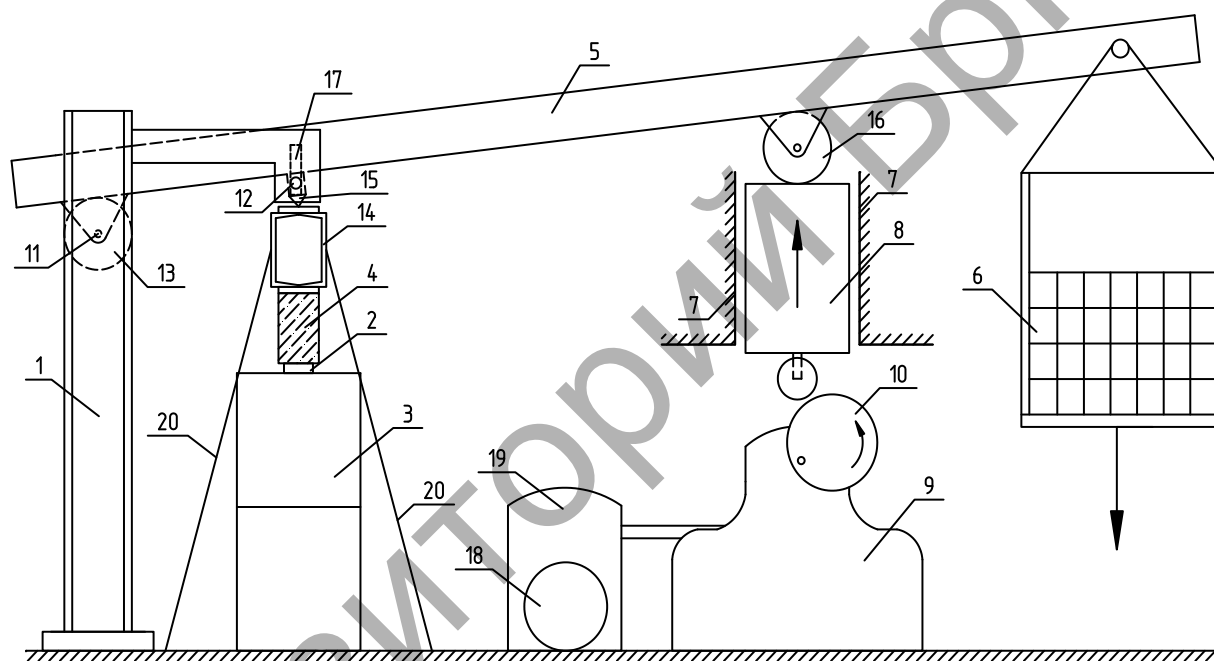
В процессе повторных нагружений наблюдали постепенное сокращение длины зоны анкерования продольной рабочей арматуры в приопорных участках, отсеченных наклонными трещинами. В предельной стадии происходил разрыв поперечных хомутов и разрушение элемента.

Таким образом можно заключить, что разрушение балок при циклическом приложении нагрузки вызывается постепенным разрыхлением структуры бетона и потерей сцепления с рабочей арматурой в приопорной зоне.

Таблица 3 – Основные результаты экспериментальных исследований опытных балочных образцов при циклической нагрузке

Марка балки	Уровень нагружения от статической разрушающей нагрузки, %	Количество циклов до разрушения	Предельное раскрытие трещины по контакту, мм	Предельный сдвиг по контакту, мм	Предельный прогиб в середине пролёта, мм
Б2	0,9	256	1,238	0,607	9,523
Б3	0,62	37740	0,707	0,241	6,733
Б4	0,62	23150	Не измерялось	0,375	7,055

Примечание: сдвиг и раскрытие трещины по контакту фиксировали примерно в середине горизонтального участка расслоения между наклонными трещинами. Предельное значение представлено для момента, предшествующего разрушению.

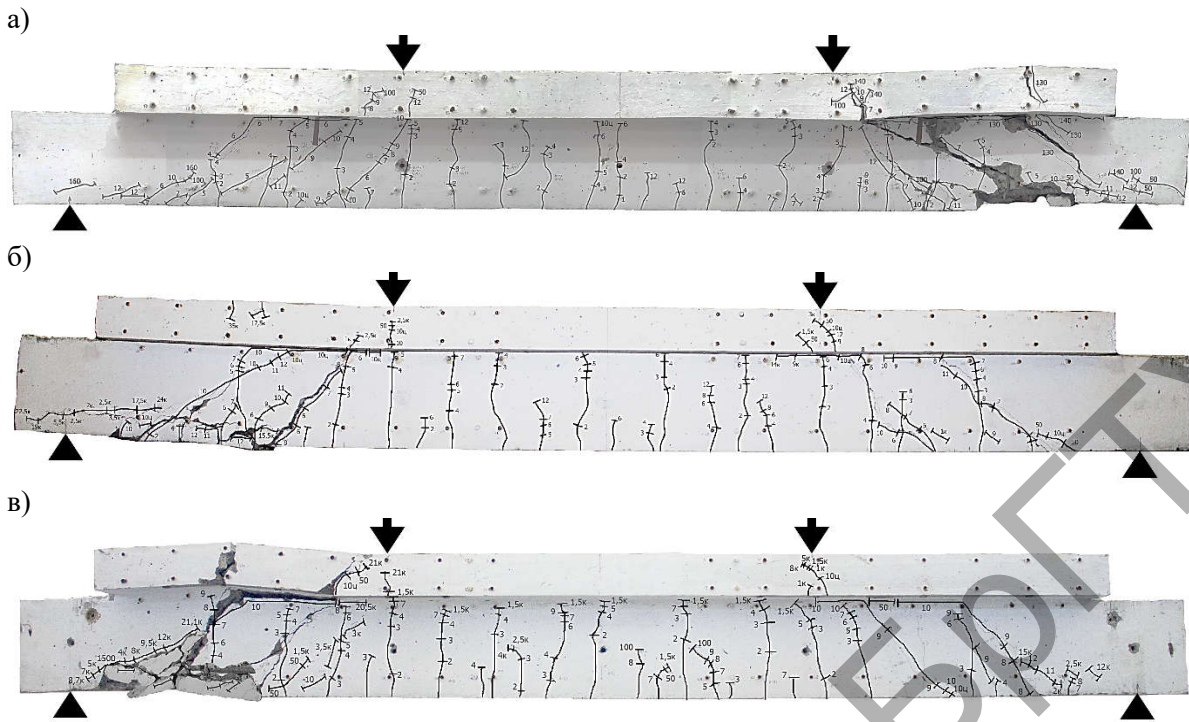


1 - рама; 2, 3 – опоры; 4 – опытная балка; 5 – рычаг; 6 – груз; 7 – направляющие; 8 – толкатель; 9 – привод; 10 – эксцентрик; 11 – шарнир; 12 – фиксатор; 13 – центрирующий цилиндр; 14 – траверса; 15, 16 – опоры; 17 – полз; 18 – электродвигатель; 19 – червячный редуктор; 20 – натяжные тросы.

Рисунок 5 – Редукторная установка для испытания сборно-монолитных балок при циклических нагрузках

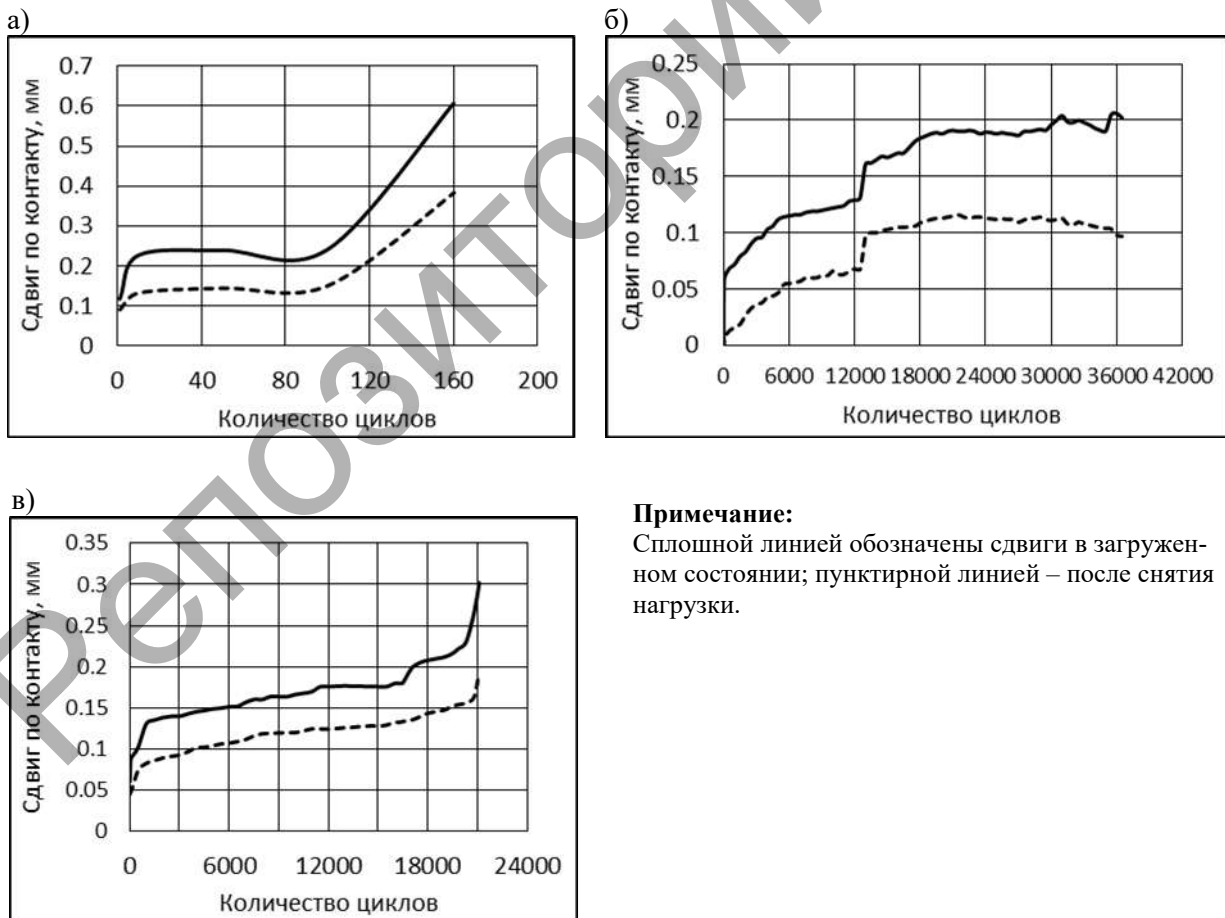
Сдвиг монолитной набетонки относительно сборной части сечения на уровне контакта, а также раскрытие горизонтальной трещины по контакту фиксировали в области, ограниченной наклонными трещинами над выделенным сжатым бетонным подкосом. Данные представлены на рисунках 7, 8 (графики представлены для приопорных зон, в которых произошло разрушение).

Как видно из графиков, показанных на рис. 7 и 8, в процессе развития деформаций контакта можно выделить три стадии: первая характеризуется резким скачком в развитии повреждений и таким же быстрым затуханием, переходя в практически в линейную вторую стадию. Второй этап охватывает большую часть «жизнеспособности» (до 70% общей продолжительности испытания) опытного образца и характеризуется невысоким приростом деформаций. Третья стадия описывается резким скачкообразным деформированием контакта, оканчивающееся физическим разрушением конструкции.



а) балка Б2; б) балка Б3; в) балка Б4

Рисунок 6 – Картина трещинообразования и разрушения опытных сборно-монолитных балок при циклическом приложении нагрузки.

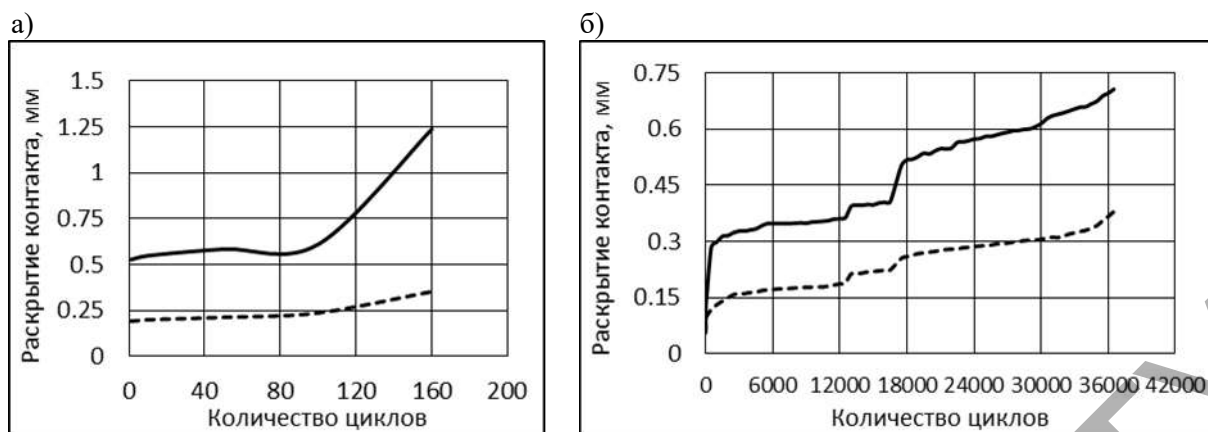


**Примечание:**

Сплошной линией обозначены сдвиги в нагруженном состоянии; пунктирной линией – после снятия нагрузки.

а) балка Б2; б) балка Б3; в) балка Б4

Рисунок 7 – Графики развития сдвига по контакту монолитной части относительно сборной в зависимости от количества циклов нагружения



**Примечание:**

Сплошной линией обозначены раскрытия трещин в нагруженном состоянии; пунктирной линией – после снятия нагрузки.

а) балка Б2; б) балка Б3

Рисунок 8 – Графики изменения ширины раскрытия горизонтальной трещины по контакту монолитной и сборной частей в зависимости от количества циклов нагружения

Так как в эксперименте циклические испытания балочных элементов начинали после формирования начальной трещины расслоения монолитной и сборной частей (на этапе статического нагружения балки до требуемого уровня), и эффект химического сцепления (адгезии) в контакте практически отсутствует, то в основном будет иметь место два механизма передачи среза вдоль трещины: эффект зацепления заполнителей бетона (или эффект трения) и нагельный эффект из-за изгиба поперечных стержней по поверхности контакта. Ввиду того, что сдвиговые смещения развиваются вдоль плоскости трещины, то выступающие по контакту части заполнителя увеличивают ширину раскрытия трещины (эффект дилатансии). Раскрытие трещины увеличивает осевое напряжение стержней, в то время как сдвиговое смещение вызывает в них изгибный эффект. Таким образом полное напряженное состояние в контакте, а именно работа поперечных стержней и окружающего их бетона, регулируется раскрытием трещины по контакту и сдвиговым смещением.

Анализируя отечественные нормативные документы [5], а также ряда европейских стран [6, 7] и США [8] можно заключить следующее:

1) Общеевропейские нормы Еврокод 2 [6] (как и действующий в РБ ТКП EN 1992-1-1 [5]) не уделяют должного внимания работе контактных швов комбинированных сечений в конструкциях при статических нагружениях. При циклических или повторных воздействиях вопрос практически не проработан. На страницах EN 1992-1-1 [6] можно найти единственную зависимость по расчёту предельных напряжений сдвига по контакту, которая при циклических нагрузках модифицируется лишь уменьшением вдвое одного из коэффициентов, зависящего от шероховатости поверхности контакта.

2) Греческая «Организация планирования и защиты от землетрясений» в 2012 году ввела в действие финальную версию национального стандарта о воздействиях на конструкции при землетрясениях «Greek Code of Structural Interventions 2012» (GCSI 2012 [7]). В данном документе подробно рассмотрен вопрос о проектировании зоны контакта старого и нового бетона при динамических воздействиях в соответствии с положениями теории надёжности.

Стоит отметить, что сдвиг вдоль контактного шва напрямую взаимосвязан с соответствующим раскрытием трещин и влияет на уровень поврежденности усиливаемого элемента. По этой причине, сдвиг по контакту – это критический параметр, который должен быть оценен при нахождении критериев возможных повреждений усиливаемого элемента, в частности при устройстве набетонки.

Согласно греческому стандарту [7], допустимая величина относительных сдвиговых смещений в контакте зависит от целевого уровня ответственности конструкции. Так, макси-

мальное приемлемое значение сдвигового смещения для уровня А (связанного с ограничением уровня поврежденности) равно 0,2мм, для уровня В (связанного с уровнем обеспечения безопасности жизнедеятельности или с уровнем ограничения значительных повреждений) равно 0,8мм и для уровня С (связанного с уровнем ограничения отказа или с уровнем состояния близкого к отказу) равно 1,5мм. Следует отметить, что испытания балок, проведенные при уровне нагружения 0,62Fu, показали, что на стадии, предшествующей разрушению, ширина раскрытия горизонтальной трещины не превышала 1мм.

3) В качестве альтернативы греческому GCSI 2012 [7] можно обратиться к североамериканским нормам FEMA 356/2000 [8], в которых максимальное значение ширины раскрытия трещины по контакту не должно превышать 1,6мм и 3,2мм для стадии пригодности к эксплуатации и обеспечения безопасности жизнедеятельности соответственно.

**Заключение.** На основании изложенного можно сделать следующие выводы:

1. Проведенные исследования позволили установить характер разрушения сборно-монолитных балочных элементов при циклическом нагружении.
2. С уменьшением уровня прикладываемой нагрузки, при неизменной её частоте, увеличилась «живучесть» опытной конструкции (количество циклов до разрушения);
3. При циклических воздействиях, деформации сдвига и раскрытия контакта описываются нелинейными функциями;
4. С увеличением количества циклов нагружения снижается жесткость балочного образца;
5. При циклических нагружениях уровнем 0,9Fu и 0,62Fu максимальный зафиксированный прогиб в середине пролета опытных балок соответственно на 12% и 35% меньше, чем при статических испытаниях.

#### Список источников

1. O. Tsioulou, S. Dritsos (2011), «A Theoretical Model to Predict Interface Slip due to Bending», RILEM – Materials and Structures, Vol. 44(4), pp. 825-843.
2. V. Palieraki, E. Vintzileou, K. Trezos, (2014). «Shear Transfer Along Interfaces: Constitutive Laws», Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey.
3. Мирсаяпов Ил.Т. Новые методы расчета железобетонных конструкций на выносливость при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил/ Ил.Т.Мирсаяпов// Научные труды III Всероссийской (II международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон - взгляд в будущее». В семи томах, том 1. «Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование». Москва, 2014. - С. 335-342.
4. A. R. Moradi, M. Soltani, and A. A. Tasnimi, «A simplified constitutive model for dowel action across RC cracks,» Journal of Advanced Concrete Technology, vol. 10, no. 8, pp. 264–277, 2012.
5. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий. – Введ. 01.01.2010. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2010. – 112 с.
6. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels: CEN, 2004.
7. E.P.P.O. (2012). Code for Structural Interventions, Earthquake Planning and Protection Organization of Greece (E.P.P.O.). Athens.
8. FEMA (2000) FEMA 356: prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings American society of civil engineers. Federal Emergency Management Agency, Washington.

## РАЗДЕЛЕНИЕ СМЕСИ ГАУССОВЫХ РАСПРЕДЕЛЕНИЙ ПРИ ОЦЕНКЕ НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Глухов Д.О., Глухова Т.М.

Проектирование строительных конструкций опирается на полувероятностные методы расчета, основанные на частных коэффициентах безопасности. Калибровка коэффициентов безопасности выполняется с учетом особенностей производства и систем контроля качества, принятых в той либо иной стране.

Действующие нормы Республики Беларусь, определяя параметрический ряд классов бетонов и арматуры, определяют семейство вероятностных моделей материалов. Параметры распределения случайной величины восстанавливаются по нормативным и средним значениям прочностных характеристик. Однако, в отличие от анализа результатов при обследовании, для моделирования тех или иных величин применяются распределения, отличные от нормального распределения.

Для выполнения вероятностных расчетов на стадии проектирования требуется по известным вероятностным моделям, лежащим в основе формирования проектных классов прочности, восстановить параметры теоретических распределений. Далее проводится статистическое моделирование методом Монте-Карло, и даются аналитические оценки взаимного влияния независимых случайных величин на распределение результирующей величины.

В целом ряде численных экспериментов было замечено, что, например, изгибаемые элементы, армированные оптимальным образом, при статистическом моделировании и варьировании прочностных свойств материалов, приводят к различным причинам достижения предельного состояния. Часть «образцов» разрушалась «по бетону», часть по «арматуре». Каждый класс моделей давал свой всплеск функции предельного состояния, которая, даже визуально, переставала соответствовать колоколообразному нормальному распределению.

Если в результате статистического моделирования в рамках полного вероятностного расчета нами получены оценки плотности вероятности для  $Q$  и  $R$ , то вероятность разрушения элемента  $P_f$  определяют как область перекрытия распределений, как показано на рисунке 1.

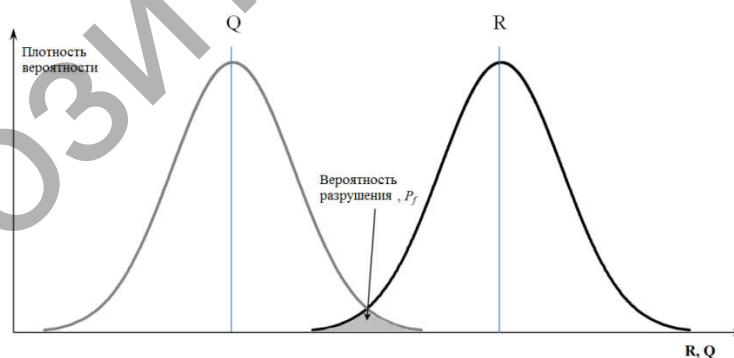


Рисунок 1 – Интерпретация области перекрытия распределений  $Q$  и  $R$

Вероятность разрушения в этом случае определяется формулой

$$P_f = P(P < Q) = P(M < 0),$$

где  $P_f$  – вероятность разрушения элемента.

Определение точного значения данного интеграла является в большинстве случаев невыполнимой задачей, поэтому применяются упрощенные методы оценки значения интеграла, которые носят название FORM (First Order Reliability Method) и SORM (Second Order Reliability Method). [1]

Для оценки вероятности  $P_f$  широкое распространение получила процедура определения индекса надежности  $\beta$  (индекс безопасности по С.А. Корнелл [2], характеристика безопасности по А.Р. Ржаницын [3], индекс надежности по Раквицу и Фислеру [4]).

В силу нелинейности рассматриваемых моделей результатом статистического моделирования являются распределения выходных переменных модели (предельные значения внутренних усилий, момент трещинообразования, ширина раскрытия трещины, оценка деформаций: прогибы, перемещения), представляющие собой смеси вероятностных распределений. В частности, помимо сингулярности, связанной с появлением трещин, на изменение характера поведения модели под нагрузкой сказываются такие переходы, как достижение зоны текучести и предела текучести растянутой арматуры, причем отдельно для основного сечения и элементов усиления конструкции.

При нелинейном моделировании предопорных зон влияние на изменение характера выходных переменных оказывает также состояние поперечной арматуры и процесс возникновения наклонных трещин под воздействием перерезывающих сил.

Модель, представляющая собой смесь нормальных распределений, задается в виде:

$$p(x) = \sum_{i=1}^k w_i p(x|i),$$

где  $p(x|i)$  - нормальное распределение для  $i$ -го кластера,

$w_i$  - вес  $i$ -го кластера в смеси.

Анализируемая смесь вероятностных распределений характеризуется неопределенностью относительно количества распределений в смеси и ограниченностью объема выборки. Кроме этого распределения в смеси сильно перекрываются, что делает неприменимым алгоритм разделения смеси на основе кластеризации методом  $k$ -средних.

Для решения задачи разделения смеси вероятностных распределений, имеющей вышеуказанные особенности, не рекомендуется применение классического EM-алгоритма, основными недостатками которого является, во-первых, высокая чувствительность к выбору первого приближения, во-вторых, неустойчивость. [5, 6]

Также, надо отметить, что EM-алгоритм и его известные модификации требуют значительных вычислительных ресурсов, в частности, адресного пространства для хранения  $n \times k$  скрытых переменных и необходимости пересчета значений всех скрытых переменных на каждой итерации алгоритма.

Имеются медианные и стохастические модификации EM-алгоритма, которые делают алгоритм более устойчивым к выбору первого приближения, однако не снимают проблемы связанной с неопределенностью по количеству кластеров. [7]

Нами предложен генетический алгоритм разделения смеси варьирующий количество и параметры компонентов (далее GEM – Genetic EM).

Целью анализа результатов статистического моделирования является поиск вероятностных характеристик функции случайных переменных  $Y = g(X)$ .

В общем случае, когда речь идет о надежности строительных конструкций, характеристическая функция представляет собой разность случайной величины (в некоторых случаях, суперпозиции случайных величин), описывающей прочность конструкции, и случайной величины (суперпозиции случайных величин в силу линейного характера сочетания усилий) описывающих воздействие на конструкцию.

$Y = g(X) = X_R - X_S$ . Тогда  $g(X) = 0$  представляет собой определение предельного состояния,  $g(X) > 0$  описывает область безопасной эксплуатации и  $g(X) < 0$  – область разрушения конструкции. Вероятности этих событий можно интерпретировать как

$$P[g(X) > 0] = R - \text{надежность,}$$

$$P[g(X) < 0] = 1 - R = P_f - \text{вероятность разрушения.}$$

В случае если модели входных переменных меняются со временем, говорят, что мы имеем дело с вероятностным процессом, в рамках которого надежность оценивается как функция времени

$$R(t) = P[g(X(t) > 0)].$$



В результате статистического моделирования мы получаем распределение сопротивления и воздействия. Если исходить из предположения, что закон распределения этих случайных величин является нормальным, то разность этих случайных величин, есть нормально распределенная случайная величина с параметрами:

$$\mu_{R-S} = \mu_R - \mu_S, \quad \sigma_{R-S} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}.$$

Тогда, перейдя к стандартному нормальному распределению, мы имеем

$$P_f = P[R - S < 0] = \int_{-\infty}^0 f_{R-S}(x) dx = \Phi\left(\frac{0 - \mu_{R-S}}{\sigma_{R-S}}\right) = \Phi(-\beta),$$

где  $\beta$  – интерпретируется как индекс надежности.

Исходя из предположения о нормальном законе распределения случайных величин  $R$  и  $S$ , и независимости случайных величин  $S$  и  $R$  индекс надежности определяется следующим образом:

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}}$$

Для более детального описания вероятностной модели применяют переход от одномерной модели воздействия-сопротивления к многомерной модели с  $n$ -мерным вектором входных вероятностных параметров (прочностные характеристики материала, геометрические параметры изделий и т.п.).

В этом случае функцию  $g(\mathbf{X})$  – рассматривают как функцию в  $n$ -мерном пространстве. А вектор  $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$  – как  $n$ -мерный вектор входных случайных параметров.

В таком случае интеграл вероятности определяется как  $n$ -мерный интеграл:

$$P_f = \int_{g(\mathbf{x}) \leq 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}$$

А в случае, если все параметры представлены независимыми случайными величинами, то объединенная функция распределения плотности вероятности в  $n$ -мерном пространстве будет представлять собой произведение функций распределения плотностей вероятности параметров:

$$f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) = \prod_{i=1}^n f_{x_i}(x_i)$$

Для упрощения процедуры вычисления искомого интеграла вероятности используют переход к стандартным нормальным распределениям. Такое допущение возможно, если такой переход корректировать на каждом шаге итерационных процессов поиска наиболее вероятной точки области ошибки (разрушения).

В таком случае  $n$ -мерный интеграл вероятности будет определен как:

$$P_f = \int_{g(\mathbf{u}) \leq 0} \varphi_{\mathbf{u}}(\mathbf{u}) d\mathbf{u} = \Phi(-\beta)$$

Геометрически для случая двух переменных проиллюстрируем данный подход на рисунке 2. [8]

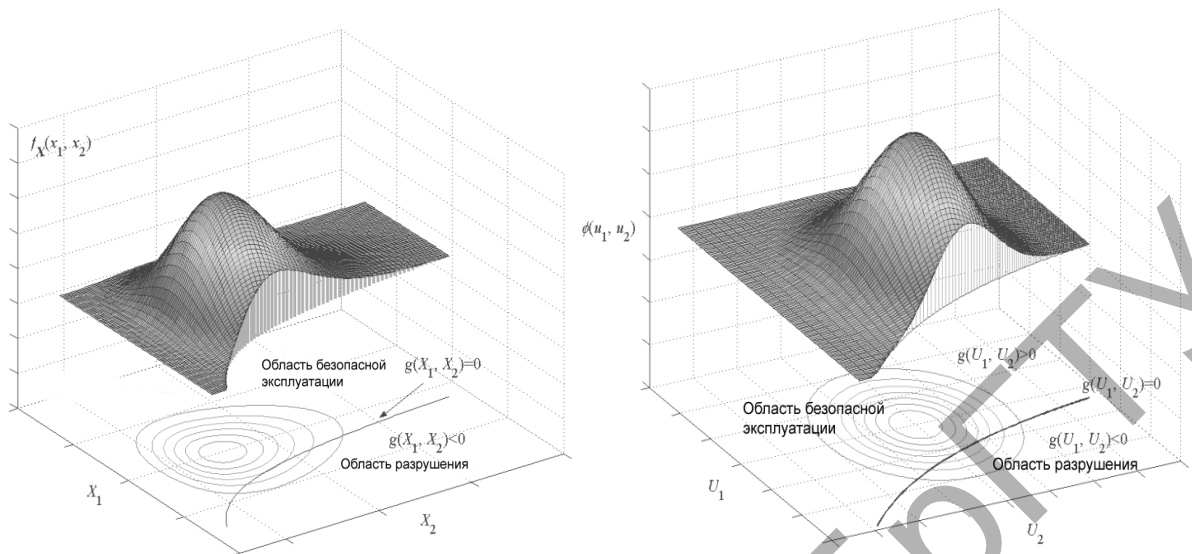


Рисунок 2 – иллюстрация 2-х мерного представления объединенной функции распределения плотности вероятности в пространстве  $X_1, X_2$  и пространстве стандартных нормальных распределений  $U_1, U_2$

Для определения вероятности разрушения в пространстве стандартизованных нормальных распределений получили широкое распространение методы, основанные на разложении в ряд Тейлора функции  $g(\mathbf{u})$ . В зависимости от того, сколько членов ряда Тейлора берется во внимание для построения итерационного процесса поиска наиболее вероятной точки границы  $g(\mathbf{u}) = 0$ , различают **FORM** (First order reliability method) и **SORM** (Second order reliability method).

$$g(\mathbf{U}) = g(\mathbf{u}^*) + \nabla(\mathbf{u}^*)(\mathbf{U} - \mathbf{u}^*)^T + \frac{1}{2}(\mathbf{U} - \mathbf{u}^*)\mathbf{H}(\mathbf{u}^*)(\mathbf{U} - \mathbf{u}^*)^T,$$

где  $\mathbf{H}(\mathbf{u}^*)$  – Гессиан,  $\nabla(\mathbf{u}^*)$  – градиент функции  $g(\mathbf{u})$  в точке  $\mathbf{u}^*$ .

$$\nabla(\mathbf{u}^*) = \left( \frac{\partial g}{\partial U_1}, \frac{\partial g}{\partial U_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial U_n} \right) \Big|_{\mathbf{u}=\mathbf{u}^*}$$

$$\mathbf{H}(\mathbf{u}^*) = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 g}{\partial U_1^2} & \frac{\partial^2 g}{\partial U_1 \partial U_2} & \dots & \frac{\partial^2 g}{\partial U_1 \partial U_n} \\ \frac{\partial^2 g}{\partial U_2 \partial U_1} & \frac{\partial^2 g}{\partial U_2^2} & \dots & \frac{\partial^2 g}{\partial U_2 \partial U_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial^2 g}{\partial U_n \partial U_1} & \frac{\partial^2 g}{\partial U_n \partial U_2} & \dots & \frac{\partial^2 g}{\partial U_n^2} \end{bmatrix}$$

Поиск наиболее вероятной точки границы выживаемости или проектной точки (в зарубежных источниках **MPP** – Most probable point) осуществляется итерационно. В большинстве публикаций предлагается поиск методом простой итерации с критерием остановки по условию малости изменения оценки индекса надежности. В пространстве стандартизованных нормальных распределений индекс надежности определяется как расстояние от начала координат до проектной точки:

$$\beta = \min_{\mathbf{u}} \|\mathbf{u}\|, \quad g(\mathbf{u}) = 0$$

Методы FORM и SORM применимы в том случае, когда мы имеем возможность построить дифференцируемое аналитическое выражение функции  $g(\mathbf{u})$ . Однако при использовании метода Монте Карло для нелинейных моделей такое условие становится практически невыполнимым.

Для случая применения метода Монте Карло оценка интеграла надежности будет представлять собой отношение количества численных экспериментов, в которых обеспечена прочность элемента, к общему количеству выполненных модельных расчетов.

$$P_f = \frac{n_f}{N}$$

С учетом малости вероятности ошибки ( $10^{-4}$ - $10^{-6}$ ) для оценки вероятности разрушения требуется объем эксперимента и обработки больших объемов данных.

Нами применен метод построения теоретических распределений по данным меньших объемов, и анализ результатов распределений как гауссовой смеси.

Поскольку нами была выдвинута гипотеза, что результирующее распределение сопротивления, в силу влияния нелинейных эффектов, является смесью нормальных распределений, то решением нелинейной задачи оценки индекса надежности будет являться оценка суммарной вероятности разрушения от каждой компоненты смеси.

Учитывая линейность преобразования Лапласа сумма вероятностей отказа будет представлена следующим образом:

$$v_1\Phi(-\beta_1) + v_2\Phi(-\beta_2) + \dots + v_m\Phi(-\beta_m) = \Phi(-v_1\beta_1 - v_2\beta_2 - \dots - v_m\beta_m),$$

$$\beta = \sum_{i=1}^m v_i\beta_i$$

Где  $v_1, \dots, v_m$  – веса компонентов смеси.

Проверка данной гипотезы, путем вычисления непараметрических критериев согласия для смеси гауссовых распределений, должна выполняться всякий раз, когда гипотеза о нормальном распределении функции предельного состояния или иного эффекта от воздействия не подтверждена соответствующим значением критерия согласия (Пирсона, Колмогорова, или других). Пример расчета с разделением смеси показан на рисунке 3. В результате не отвергнутой гипотезе о смеси распределений, вычисленный индекс надежности оказывается выше, чем оценка индекса надежности в предположении отсутствия нелинейных переходов.

Отраженные в данной работе особенности полного нелинейного вероятностного расчета надежности конструктивного железобетонного элемента, методы построения распределения функции предельного состояния и других эффектов от внешнего воздействия реализованы в программе R-Бета. На каждом шаге статистического моделирования выполняется оценка прочности, трещиностойкости, расчет ширины раскрытия трещины и прогиба по нелинейной деформационной модели. Расчет выполняется с использованием диаграмм деформирования материалов, построенных по средним значениям, генерируемым генератором псевдослучайной последовательности в соответствии с выбранным законом распределения.

ПК R-Бета 5.0 включает в себя программу Бета 5.0+, выполняющую расчет по нелинейной деформационной модели в соответствии с нормами ТКП EN 1992-1-1-2009, СНБ 5.03.01-02 Республики Беларусь, СП 52-101-03 и СП 52-102-04 России, Eurocode2, а также по опытными данным.

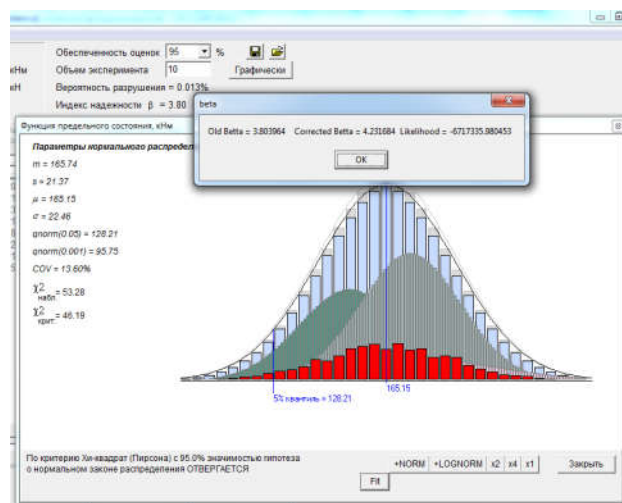


Рисунок 3 – Повышение индекса надежности по результатам разделения смеси Гауссовых распределений с 3.8 до 4.23

### Выводы

В результате проведенного исследования выявлена необходимость при анализе результата статистического моделирования в проверке гипотезы, что результирующее распределение является гауссовой смесью. Разработано программное обеспечение, реализующее полный нелинейный вероятностный расчет надежности конструктивного железобетонного элемента Бета 5.0 (с) 2017г. Разработаны программные модули идентификации параметров необходимых теоретических распределений, генераторов необходимых псевдослучайных последовательностей, реализующие Xor-Shift алгоритм с периодом  $2^{96}$ , программные модули оценки критерия согласия Пирсона для нормального и логнормального распределения, EM-алгоритма разделения смеси гауссовых распределений;

Построен алгоритм анализа результатов статистического моделирования основанный на оценке критерия согласия Пирсона и проверке гипотезы о смеси гауссовых распределений, разделении смеси при помощи EM-алгоритма на отдельные компоненты и оценке вклада в интегральный индекс надежности (оценку вероятности разрушения элемента) каждой компоненты смеси.

### Список источников

1. Haldar, A., and Mahadevan, S. (2000) Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design, Wiley, New York.
2. Cornell C. A. Bounds on the Reliability of Structural Systems / C. A. Cornell // American Society of Civil Engineers : Journal of the Structural Division ASCE. – February, 1967. – Vol. 93, No. ST. – P. 171–200.
3. Ржаницын А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А. Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1978. – 239 с.
4. Rackwitz, R., and Fiessler, B. Structural Reliability under Combined Random Load Sequences / Computers and Structures, 9. – 1978. – P.489-494
5. Королёв В. Ю. EM-алгоритм, его модификации и их применение к задаче разделения смесей вероятностных распределений. Теоретический обзор.— М.: Изд-во ИПИРАН, 2007
6. В.Ю. Королёв, Е. В. Непомнящий, А. Г. Рыбальченко, А. В. Виноградова Сеточные методы разделения смесей вероятностных распределений и их применение к декомпозиции волатильности финансовых индексов / Информатика и её применения. – Том 2. – Выпуск 2, 2008. – ISSN 1992-2264. – С.3-18
7. Королев В. Ю. EM-алгоритм, его модификации и их применение к задаче разделения смесей вероятностных распределений. Теоретический обзор — М., ИПИ РАН, 2007. — 94с.
8. Xiaoping Du and Junfu Zhang. "Second-Order Reliability Method with First-Order Efficiency" Proceedings of the ASME Design Engineering Technical Conference (2010) Available at: <http://works.bepress.com/xiaoping-du/75/>

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ГИБРИДНЫМ АРМИРОВАНИЕМ**

Гиль А. И., Лазовский Е.Д.

В настоящее время все большее применение в строительстве находит неметаллическая композитная арматура (в международной практике FRP – fiber reinforced polymer composite) [1-3]. Данный вид арматуры находит широкое применение при возведении бетонных объектов, эксплуатируемых в агрессивных средах, конструкций специального назначения. Также общеизвестно, что широкому внедрению такого вида армирования препятствуют определенные трудности, а именно отсутствие единых требований к механическим свойствам композитных стержней и методам расчета конструктивных элементов, армированных композитной арматурой, единых требований к контролю качества готового изделия. Кроме того, широкому внедрению композитной арматуры (из стеклянных, базальтовых и арамидных волокон) препятствует ряд отрицательных свойств данного материала: низкая огнестойкость, низкий модуль упругости, а также низкая щелочестойкость, от которой будет зависеть долговечность проектируемых конструкций.

В настоящее время даже высокая прочность при растяжении (более 1000 МПа), не позволяет решить одной из главных проблем применения композитной арматуры (из стеклянных, базальтовых и арамидных волокон) в качестве рабочей (при полной замене стальной) в железобетонных конструкциях, а именно низкого значения модуля упругости (порядка 50 ГПа). Исследования в этой области [4-6] показали, что при работе железобетонного изгибаемого элемента, армированного исключительно композитной арматурой, после образования нормальных трещин практически полностью отсутствует участок пластического деформирования и, следовательно, разрушение такого типа элементов носит хрупкий характер. Таким образом, применение композитной арматуры в изгибаемых элементах без предварительного напряжения на сегодняшний день нецелесообразно.

Ситуация может быть значительно улучшена при использовании в растянутой зоне железобетонного элемента совместно композитной и металлической арматуры (так называемое гибридное, либо комбинированное армирование). Экспериментальные исследования [7] статически определимых балок с комбинированным армированием позволили получить пластическую форму разрушения элемента. Кроме того, авторами отмечено, что пластическое деформирование конструкции, даже с минимальным введением композитных стержней, оказалась существенно прочнее, нежели у элементов, армированных исключительно металлической арматурой. Анализ результатов проведенных испытаний [7] дает возможность предположить, что даже небольшое количество композитной арматуры, которая будет работать в упругой стадии, может оказать положительный эффект в работе статически неопределимых балок, достижение которого возможно с точки зрения более рационального перераспределения усилий.

Для проверки эффективности применения гибридного армирования в неразрезных балках проведены исследования на опытных образцах в виде двухпролетных балок прямоугольного поперечного сечения 120мм(*b*)×190мм(*h*) длиной 4000мм, пролетом 1800мм. В качестве варьируемого параметра выбрано количество металлической и композитной арматуры в опорном сечении. Программа исследований составлена таким образом, чтобы принятое суммарное количество арматуры опорной зоны, оценивалось механическим индексом армирования  $\omega$  ( $\omega = \frac{f_{yk} \cdot \rho_{st} + f_{pk} \cdot \rho_p}{f_{cm}}$ ,  $f_{cm} = 25 \text{ МПа}$ ), обеспечивающим достижение примерно равного

значения предельного изгибающего момента при прогнозируемом разрушении балок по нормальным сечениям (по растянутой зоне). Были изготовлены 4 опытных образца неразрезных двухпролетных балок с гибридным армированием растянутой зоны опорного сечения, а также два эталонных образца с полностью металлической и композитной арматурой в растянутой зоне опорного сечения соответственно. Характеристика опытных образцов приведена в таблице 1.

Таблица 1 – Характеристика опытных образцов

Обозначения балок	Размеры поперечного сечения, мм	Армирование опорной зоны	Площадь, мм <sup>2</sup>		Коэффициент армирования, %		$\omega$
			$A_{st}$	$A_p$	$\rho_{st}$	$\rho_p$	
БЭ1	120x190	2d12 S500	226	-	0,99	-	19,8
БЭ2		2d10 FRP1300	-	133,34	-	0,58	28,9
Б3		2d10 S500, d8FRP1300	157	40	0,69	0,175	21,29
Б4		2d8 S500, d10FRP1300	101	66,67	0,44	0,29	23,25
Б5		2d6 S500, d12FRP1300	57	94,34	0,25	0,41	25,73
Б6		2d6 S500, 2d10FRP1300	57	133,34	0,25	0,58	33,9

Армирование образцов осуществлялось пространственными вязанными каркасами. Для продольного армирования нижней зоны опытных образцов использовалась стержневая арматура периодического профиля диаметром 12 мм класса S500 (выбор одинакового количества арматуры в опорном и пролетном сечении обусловлен необходимостью получения перераспределения усилий за счет деформирования арматуры опорной зоны, т.е. снижения жесткости опорного сечения); для поперечного армирования – вязанные замкнутые хомуты из арматурной стали класса S500 диаметром 6мм. Для продольного армирования верхней зоны балок Б3-Б6 применялось гибридное армирование, в качестве стальной арматуры используются стержни периодического профиля диаметром 6, 8, 10 мм класса S500, в качестве композитного армирования стержневая стеклопластиковая арматура периодического профиля диаметром 8, 10, 12 мм, прочностью при растяжении  $f_{pk} = 1100 \text{ МПа}$ . Конструкция образцов балок и схема армирования показана на рисунке 1, готовые вязанные каркасы на рисунке 2, спецификация арматурных изделий представлена в таблице 2.

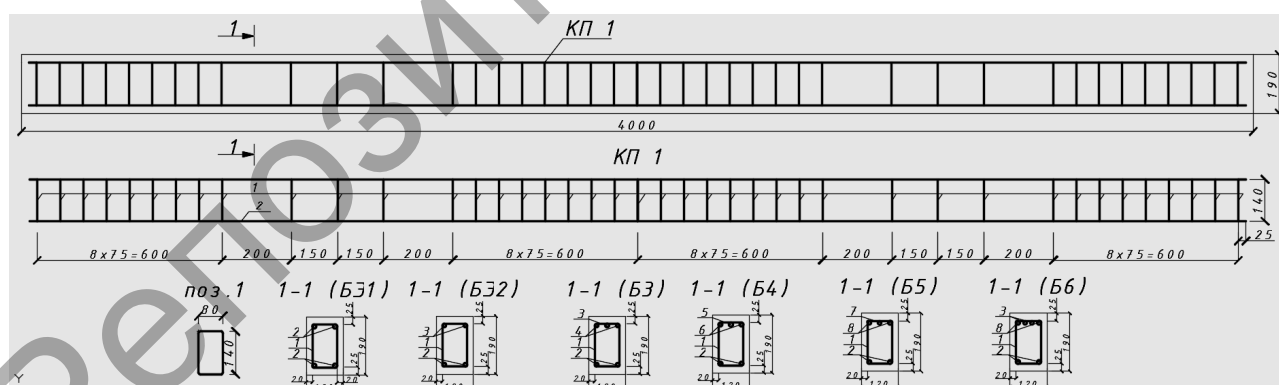


Рисунок 1 – Конструкция образцов и схема армирования образцов-балок

На данный момент были испытаны 2 опытных образца Б1Э и Б3. Балки испытывались как двухпролетные неразрезные, загруженные четырьмя сосредоточенными силами, расположенными симметрично относительно средней опоры на расстоянии 600мм и 1200 мм соответственно. Загрузка балок осуществлялась с помощью гидравлического домкрата, подключенного к ручной насосной станции. Нагрузка от домкрата на каждый пролет балки передавалась через распределительную траверсу, выполненную из прокатных швеллеров. Испытания образцов балок проведены согласно ГОСТ 8829-94.



Рисунок 2 – Вязанные каркасы образцов-балок

Таблица 2 – Спецификация арматурных изделий

Поз.	Наименование	Кол-во, шт.	Поз.	Наименование	Кол-во, шт.
КП1 БЭ1			КП1 Б5		
1	Ø6 S500 L=500	41	1	Ø6 S500 L=500	41
2	Ø12 S500 L=3950	4	2	Ø12 S500 L=3950	2
КП1 БЭ2			7	Ø12 FRP L=3950	1
1	Ø6 S500 L=500	41	8	Ø6 S500 L=3950	2
2	Ø12 S500 L=3950	2	КП1 Б6		
3	Ø10 FRP L=3950	2	1	Ø6 S500 L=500	41
КП1 Б3			2	Ø12 S500 L=3950	2
1	Ø6 S500 L=500	41	3	Ø10 FRP L=3950	2
2	Ø12 S500 L=3950	2	8	Ø6 S500 L=3950	2
4	Ø8 S500 L=3950	2			
3	Ø10 FRP L=3950	1			
КП1 Б4					
1	Ø6 S500 L=500	41			
2	Ø12 S500 L=3950	2			
5	Ø8 FRP L=3950	1			
6	Ø10 S500 L=3950	2			

Для раскрытия статической неопределимости в качестве центральной опоры использован образцовый динамометр. Для определения угла поворота использовались электрические инклинометры, установленные на верхней грани балки. Прогибы определялись при помощи прогибомеров БПАО, установленных в пролете и на опорах (для учета влияния осадки опор). Для определения ширины раскрытия трещин использовались микроскопы с ценой деления 0,05мм. Для определения деформаций по высоте опорного сечения использовалась система комплексного мониторинга «Терем – 4». Нулевые показания приборов снимались до начала испытаний с учетом собственного веса конструкции. Схема расстановки приборов приведена на рисунке 3. На рисунке 4 приведена испытательная установка реального образца.

Проведенные испытания двух опытных образцов позволили получить первые экспериментальные результаты исследования.

Разрушение балок произошло в пролете от достижения стальной арматурой предела текучести, в точке приложения крайней сосредоточенной силы. Предельная нагрузка для балки Б1Э составила 203,64кН, балки Б3 188,4кН. Характер разрушения опытных образцов был аналогичен друг другу. Момент трещинообразования для Б1Э наступил при нагрузке 38,64кН, первые трещины образовались одновременно в пролете и на опоре балки, для Б3

момент трещинообразования соответствовал нагрузке 28,74 кН, трещины появились также одновременно. Стоит отметить, что количество трещин в балке Б1Э превышало количество трещин в Б3, однако ширина раскрытия трещин существенно не отличалась. Экспериментальные образцы после испытания представлены на рисунке 5.

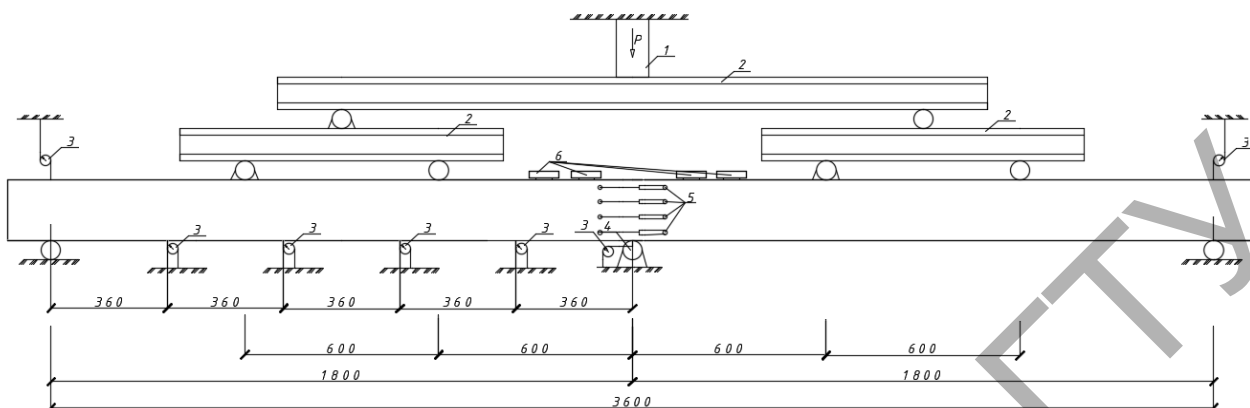


Рисунок 3 – Схема расстановки приборов на опытной балке  
 1 – гидравлический домкрат; 2 – распределительная траверса; 3 – прогибомер;  
 4 – образцовый динамометр; 6 – электронный инклинометр;  
 7 – система мониторинга «Терем-4».

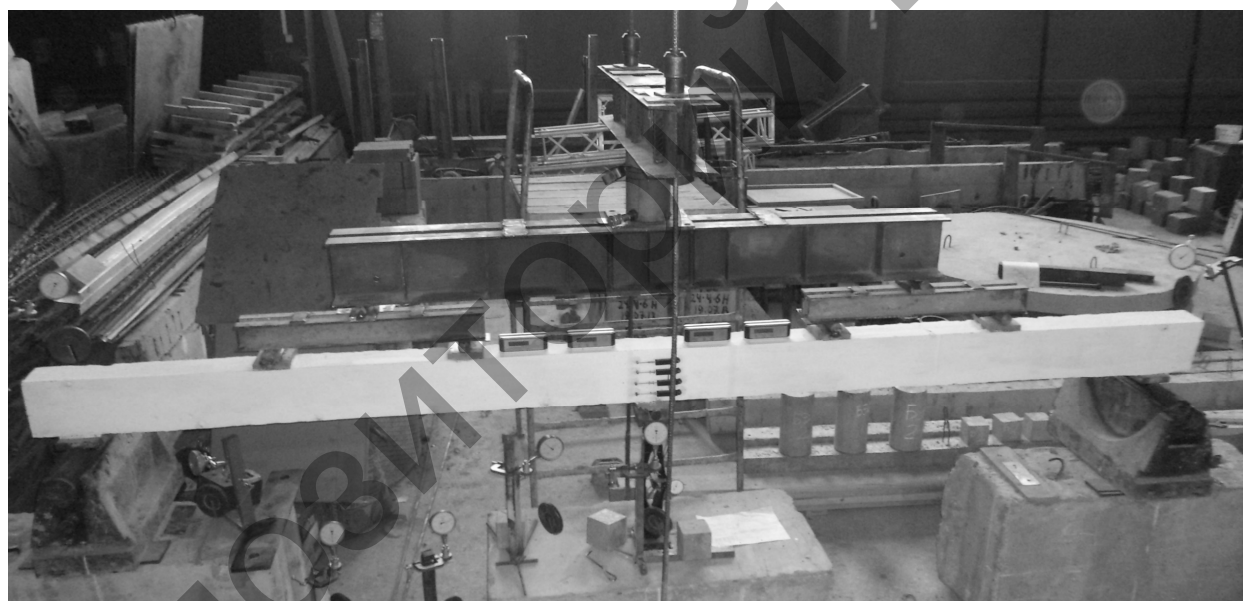


Рисунок 4 – Испытательная установка



Рисунок 5 – Балка Б3(а) и Б1Э(б) после испытания



Экспериментальные исследования позволили получить данные о жёсткости образцов. На рисунке 6 представлена зависимость прогибов балок от приложенной нагрузки. Максимальные прогибы были зафиксированы в крайних точках приложения нагрузки.

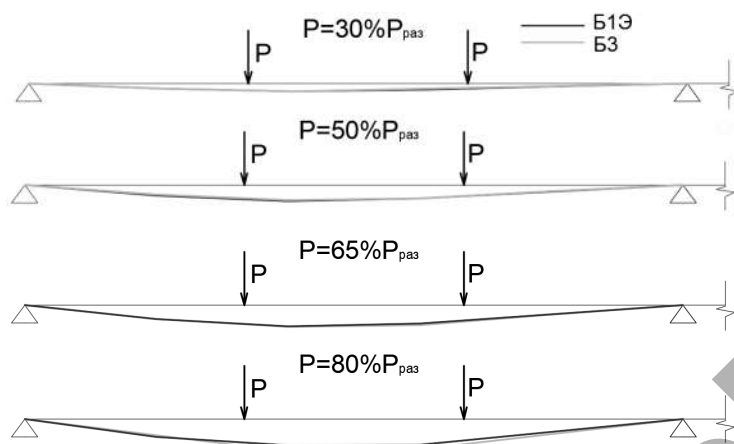


Рисунок 6 – Прогибы экспериментальных балок в зависимости от приложенной нагрузки

Из приведенных схем видно, что прогиб обеих балок практически одинаков, вплоть до приложения нагрузки соответствующей 65% от разрушающей. В дальнейшем прогиб балки БЗ стремительно растет и уже к 80% от разрушающей значительно превышает прогиб балки с металлическим армированием опорной зоны, что свидетельствует об активном включении в работу композитной арматуры и соответственно снижению жесткости балки в целом.

Проведенные экспериментальные исследования позволили получить новые данные по работе и характере разрушения статически неопределимых балок с гибридным и традиционным армированием опорной зоны.

#### Список источников

1. *fib* 2005 "FRP Reinforcement for reinforced concrete structures", Task Group 9.3 (Fiber-Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures, Lausanne, Switzerland, 2005 – 173 p.
2. ACI 440.1R-03 " Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA – 2003 – 81 p.
3. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber Reinforced Polymer Bars – CNR–DT 203/206, Rome, June 2007 – 35 p.
4. Мясников А.Л. Изгибаемые конструкции со стеклопластиковой арматурой /А.Л. Мясников, Е.П. Телешман, А.А. Варламов // Актуальные проблемы современной науки, техники и образования: материалы 72-й международной научно-технической конференции / под ред. В.М. Колокольцева. Магнитогорск: Изд-во Магнитогорск. гос. техн. ун-та им. Г.И. Носова, 2014. Т.2. с. 70-74.
5. Польской П.П. О влиянии стеклопластиковой арматуры на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов из тяжёлого бетона //П.П. Польской, Мерват Хишмах, Михуб Ахмад // Эл. журнал «Инженерный вестник дона», №4, Ростов-на-дону, 2012.
6. Маилян Д.Р., Влияние стального и композитного армирования на ширину раскрытия нормальных трещин / П.П. Польской, Маилян Д.Р. // [электронный ресурс] – Режим доступа: <http://cyberleninka.ru/article/n/vliyanie-stalnogo-i-kompozitnogo-armirovaniya-na-shirinu-raskrytiya-normalnyh-treschin> Дата доступа: 24.03.2015
7. Тур В.В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / Тур В.В. Малыха В.В. // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Серия F Строительство. Прикладные науки. – 2013. – №8. – С. 58-65.

## МОНИТОРИНГ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПОКРЫТИЯ ЛЕТНЕГО АМФИТЕАТРА В Г.ВИТЕБСКЕ

Драган А.В., Люстибер В.В.

Разработанная в 2005 году в Брестском государственном техническом университете под научным руководством к.т.н., доцента Драгана В.И. металлическая структурная система, получившая впоследствии название система «БрГТУ», открыла новые возможности в области проектирования и строительства большепролетных покрытий. Здания и сооружения, в которых нашла применение металлическая структурная система «БрГТУ» обладают высокой архитектурной выразительностью, а сама система демонстрирует высокий уровень конструкционной надежности, безопасности, эксплуатационной пригодности и технологичности. Создание данной конструктивной системы придало новый импульс в развитии отечественного опыта строительства большепролетных пространственных сооружений. В период с 2006 по 2018 годы система была применена при возведении 21 объекта спортивного, зрелищного и торгового назначений, которые вошли в число ярких достопримечательностей городских застроек, имеют большое социальное значение, позволяют повысить уровень проведения общественных, культурных и спортивных мероприятий.

Кроме того, рождение структурной системы «БрГТУ», послужило основанием для создания в стенах университета большой научной школы, которую бессменно возглавлял Драган В.И. Система «БрГТУ» защищена 34 патентами на изобретения и полезные модели, удостоена многочисленных дипломов победителей конкурсов, золотых медалей и призов международных технических ярмарок и выставок, по теме работы защищены две кандидатские и две магистерские диссертации, опубликованы свыше 45 статей в научных изданиях и материалах международных конференций.

Первое место среди сооружений, возведенных с использованием системы «БрГТУ», занимает покрытие Летнего амфитеатра в г. Витебске. Данное сооружение относится к категории уникальных сооружений как с точки зрения архитектурно-художественной выразительности, так и технической сложности. Пролет сооружения составляет 120,014 м, ширина покрытия переменная и изменяется от 24,0 м (на опорах) до 71,0 м (в середине покрытия), высота подъема составляет 18,5 м. Основными конструктивными элементами покрытия являются вертикальные (пять нижних и четыре верхние), наклонные арки и цилиндрическая структурная оболочка. Радиус структурной оболочки составляет 106,98 м (по центрам узлов нижней поясной сетки), высота структурной конструкции – 2,51 м. Структурная оболочка выполняет функцию решетчатой пространственной арки, которая за счет совместной работы с вертикальными и наклонными арками воспринимает внешние воздействия по всей площади покрытия.



Рисунок 1 – Общий вид большепролетного структурного покрытия Летнего амфитеатра в г.Витебске

Уникальность и техническая сложность покрытия Летнего амфитеатра в г.Витебске потребовали выполнения системного научно-технического сопровождения процесса эксплуата-

ции сооружения. Начиная с 2007 года (год возведения покрытия) и до настоящего времени специалистами университета ежегодно проводится мониторинг технического состояния покрытия. Программой мониторинга предусматривается:

- определение фактических нагрузок и воздействий на сооружение на различных этапах эксплуатации;
- выявление дефектов и повреждений, оценка их влияния на работу конструкции;
- определение фактических значений внутренних усилий в элементах структурной оболочки по средствам измерения амплитудно-частотных характеристик [1,2];
- анализ полученных результатов, разработка заключения по результатам мониторинга.

Обследование конструкций покрытия Летнего амфитеатра в г. Витебске выполняется в порядке установленном в [3]. Сначала производится сплошной визуальный осмотр всех узлов и элементов покрытия для выявления в них возможных дефектов и повреждений. Кроме этого, все покрытие разбивается на отдельные участки, которые фотографируются и сохраняются в цифровом формате. В последующем фотографии просматриваются в увеличенном формате.

Для определения действительных значений усилий в элементах сооружения группой сотрудников университета была разработана методика, основанная на измерении собственных частот колебаний элементов структурной конструкции с использованием компьютерной измерительной системы анализа вибрационных характеристик ВИКМА-1 [1]. Теоретической основой разработанной методики послужили положения теории колебаний о взаимосвязи собственных частот поперечных колебаний от величины продольного усилия (растягивающего и сжимающего) в элементах. На основании экспериментальных исследований [1,2] (на отдельных стержневых элементах и на фрагментах структурных конструкций) были установлены эмпирические зависимости «частота – усилие», позволившие получать качественную оценку продольных усилий в элементах эксплуатируемых структурных конструкций системы «БрГТУ». Основные положения методики определения продольных усилий в элементах структурных конструкций на основании измерения амплитудно-частотных характеристик, а также способы получения тарировочных зависимостей изложены в работах [1,2].

Для определения усилий в элементах структурных конструкций покрытия Летнего амфитеатра в г. Витебске проводились следующие операции:

1. В средней части стержневого элемента, в котором требуется определить внутреннее осевое усилие, помещается магнитный вибрационный датчик;
2. Запускается процесс измерений амплитудно-частотных характеристик помощью системы ВИКМА-1;
3. В измеряемом элементе возбуждаются колебания поперечные его продольной оси;
4. По окончанию измерительного процесса (20-25 секунд) система строит график колебательного процесса и выдает спектр частот, по которому определяется собственная частота поперечных колебаний элемента (рисунок 2);
5. На основании эмпирических зависимостей «частота-усилие» [1] определяется осевое усилие в рассматриваемом элементе.

Данная методика определения внутренних осевых усилий в стержневых элементах структурной конструкции использовалась на всех этапах проведения мониторинга технического состояния покрытия Летнего амфитеатра начиная с ноября 2008 года и по последнего этапа (июнь 2018 года). Точность определения частот собственных колебаний составляет 0,08 Гц, что в конечном итоге выражается в погрешности значений вычисленных усилий в среднем на 8,5 кН.

Величины внутренних осевых усилий, полученные по средствам амплитудно-частотных измерений, сравнивались с расчетными значениями, вычисленными с использованием конечно-элементной модели покрытия в программном комплексе Lira. Расчетные значения усилий определялись с учетом действующих на покрытие нагрузок, зафиксированных на каждом конкретном этапе мониторинга, а именно – собственный вес стальных конструкций, вес технологического оборудования, ветровая нагрузка, температурные воздействия и вес снегового покрова (для третьего этапа мониторинга (февраль 2010г.). За время проведения мони-

торинга толщина снегового покрова на покрытии изменялась в пределах 45-50 см. При этом всегда фиксировали равномерное по площади покрытия распределение снегового покрова, а максимальная зафиксированная плотность снега составила  $269 \text{ кг/м}^3$  [4]).

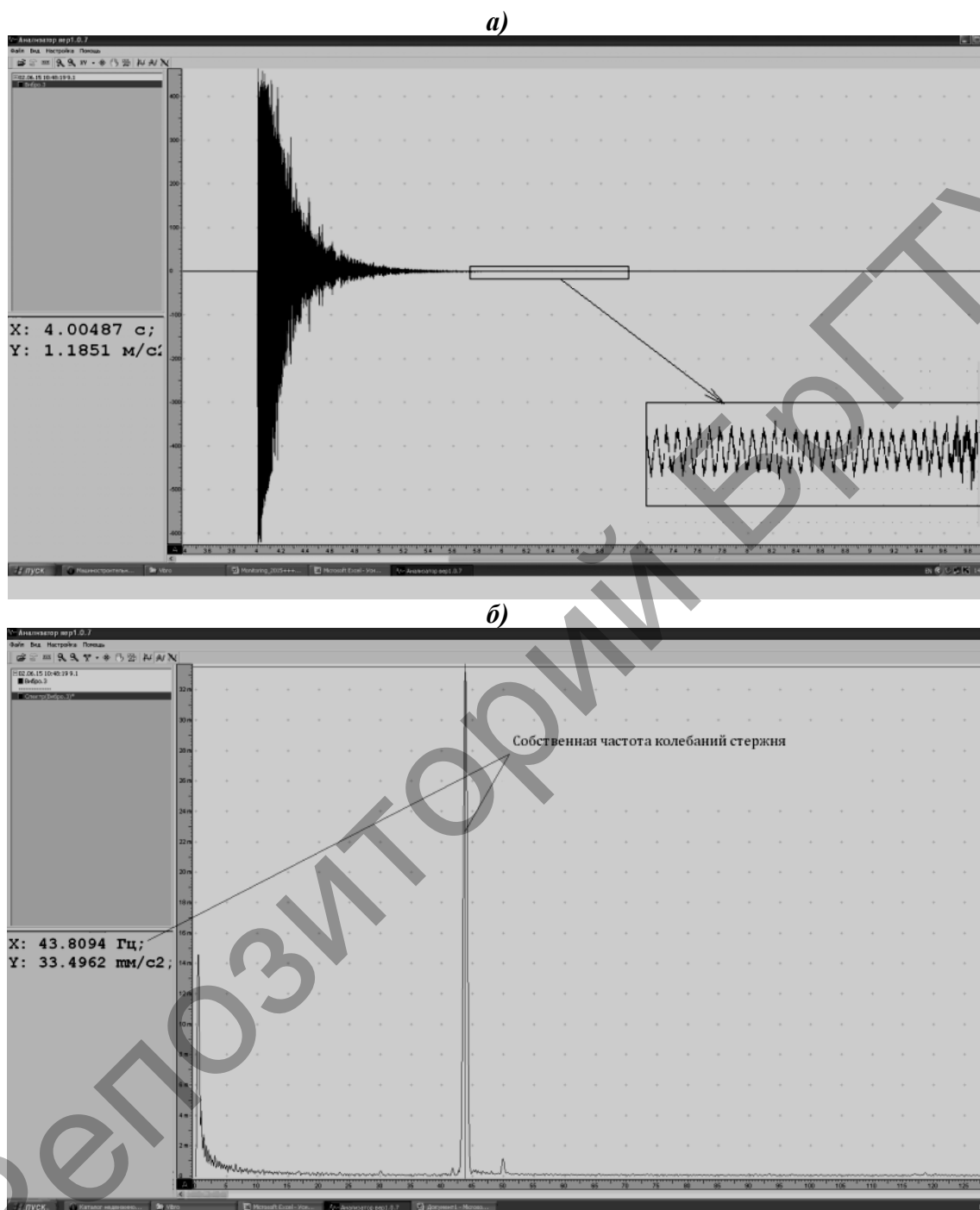


Рисунок 2 – Результаты натуральных измерений амплитудно-частотных характеристик [5]:

- a)** – график собственных колебаний стержня при возбуждении поперечных колебаний;
- б)** – частотный спектр колебаний стержневого элемента;

Данные различных этапов мониторинга (с ноября 2008 года по июнь 2018 года) наглядно представлены в виде гистограммы распределения значений коэффициентов использования сечений в элементах структурного покрытия во времени (рисунок 3). На гистограмме также показано изменение во времени коэффициентов использования сечений для растянутых и сжатых элементов структурного покрытия.

Представленные на гистограмме данные показывают практически идентичные значения коэффициентов использования сечений за весь период наблюдений: для растянутых элементов интервал составил от 0,26 до 0,35; для сжатых – от 0,28 до 0,46. Исключение составили данные третьего (февраль 2010 года) и четвертого этапа (май 2010 года) мониторинга, демонстрирующие максимальные и минимальные значения соответственно. Пиковые значения коэффициентов использования сечений, полученные на третьем этапе, объясняются максимальными воздействиями на покрытие в момент проведения мониторинга: равномерно распределенная снеговая нагрузка на покрытие составляла  $121\text{кг/м}^2$ , отрицательная температура наружного воздуха – минус  $4^{\circ}\text{C}$ . В тоже время на четвертом этапе мониторинга (май 2010 г.) в виду полного отсутствия временных нагрузок и температуры воздуха соответствующей температуре замыкания конструкции получены минимальные значения коэффициентов использования сечений.

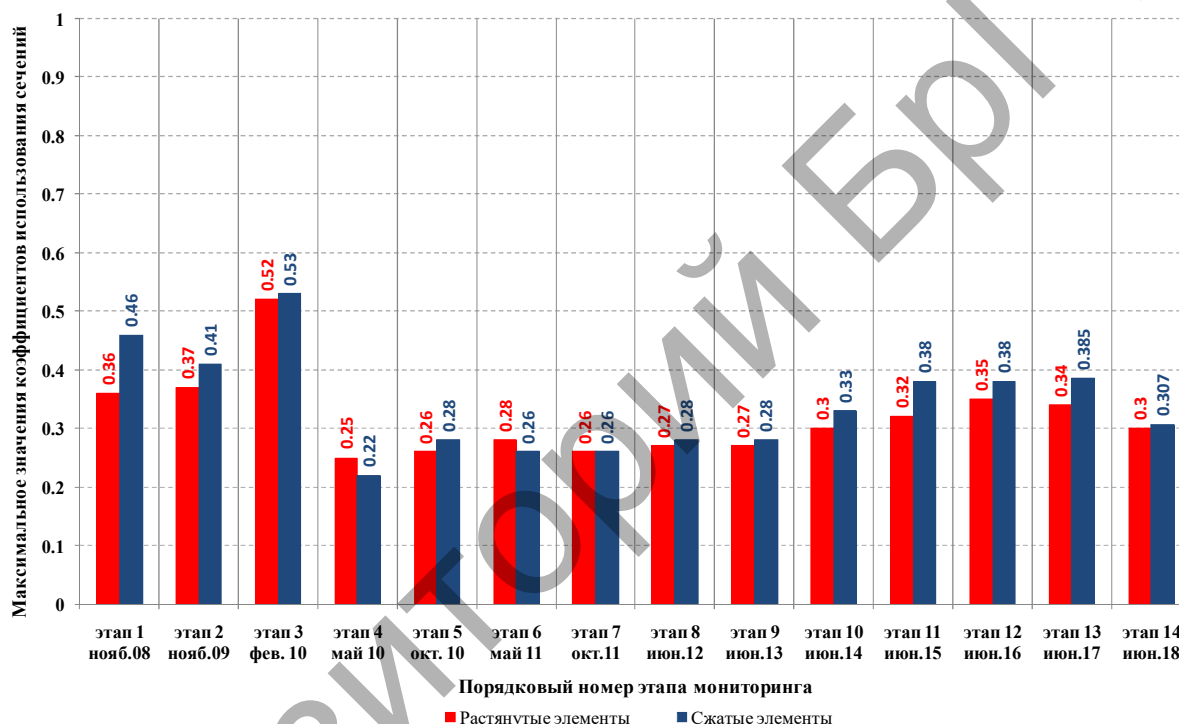


Рисунок 3 – Распределение значений коэффициентов использования несущей способности элементов структурной конструкции за отчетный период мониторинга [5]

Анализ результатов измерений, выполняемых на протяжении всего периода мониторинга, начиная с 2008 года, свидетельствует об исправном техническом состоянии и эксплуатационной пригодности сооружения. Вычисленные на различных этапах мониторинга коэффициенты запасов несущей способности для элементов структурного покрытия, как правило, имели значения более, чем в 2 раза ниже предельных (рисунок 3). Усилия в элементах структурной оболочки, измеренные на различных этапах мониторинга за период с 2008 г. по 2018г. коррелируют между собой. Стабильность характеристик напряженно-деформированного состояния конструкций при сопоставимых силовых воздействиях убедительно доказывает, что за рассматриваемый период снижения несущей способности конструкций не отмечено, покрытие обладает высоким уровнем надежности, эксплуатационной пригодности и долговечности.

Отсутствие дефектов и повреждений в элементах структурного покрытия, запасы несущей способности конструкций (для летнего периода – свыше 3,6 раза; для зимнего периода – свыше 1,9 раза) свидетельствует об исправном техническом состоянии покрытия Летнего ам-

фитеатра и обеспечении безопасных условий эксплуатации в течении всего нормативного срока использования по назначению.

Методика определения действительных внутренних продольных усилий в элементах, основанная на измерениях амплитудно-частотных характеристик, демонстрирует хорошую сходимость расчетных и действительных результатов на протяжении всего периода проведения мониторинга, чем подтвердила обоснованность её применения для оценки несущей способности и надежности элементов структурных конструкций системы «БрГТУ».

#### Список источников

1. Драган В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния металлической структурной конструкции системы «БрГТУ» методами теории колебаний / В. И. Драган, А. В. Мигель // Вестник БрГТУ. – 2010. - №1(61): Строительство и архитектура. – С.70-74.

2. Драган В.И. Методика диагностики технического состояния металлических структурных конструкций системы «БрГТУ» / В.И. Драган, А.В. Мигель // Материалы XIV научно-методической конференции ВИТУ; Санкт-Петербург, 18 марта 2010/ ВИТУ; редкол. В.Т. Гвоздов[ и др.]. – Санкт-Петербург, 2010. – С.137-141.

3. Проведение осмотров (обследований) технического состояния структурных конструкций системы «БрГТУ»Р 1.04.085.11. – введ. 19.09.11. – Брест: Брест. гос. техн. ун-т, 2011. – 12 с

4. Акт «По определению удельного веса снежного покрова в р-не Летнего амфитеатра в г.Витебске» от 23.02.2010г.

5. Проведение технического обследования металлоконструкций арочного покрытия филиала «Летний амфитеатр» по адресу г.Витебск, пр.Фрунзе, 13А: отчет по НИР / БрГТУ; рук.темы А.В. Драган. – Брест, 2018. – 56 с. – №18/73.

## СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В ИСПОЛЬЗОВАНИИ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ США

Жданов Д.А., Ю Ченг

**Введение.** *Стальные тонкостенные холодногнутые профили (СТХП)* – это уже достаточно широко известный во всем мире строительный материал, который находит все большее применение при возведении зданий и сооружений самого различного назначения в качестве ограждающих, несущих или же несуще-ограждающих элементов. В русскоязычной специальной литературе конструкции, возводимые из такого рода материала, именуются *легкими стальными тонкостенными конструкциями (ЛСТК)*.

Наиболее высокие темпы роста объемов строительства с использованием СТХП демонстрируют в настоящее время Китай, Индия, страны Северной и Южной Америки [1, с. 1]. Однако флагманом в использовании СТХП были и остаются, безусловно, США. Сегодня редко какая строительная площадка в США обходится без применения СТХП, при этом, при возведении каркасных систем, СТХП применяются как самостоятельно, так и в паре с другими строительными материалами, что позволяет, в последнем случае, добиваться максимально эффективного использования сильных сторон каждого из них.

По данным ассоциации *Steel Framing Industry Association (SFIA)* в первом квартале 2018 года в США было переработано в СТХП 282,36 тыс. тонн стали-сырца, что на 3,7 % больше, чем в последнем квартале 2017 года [2]. По прогнозам данной ассоциации, объединяющей более 1500 производителей рулонной стали, СТХП и конструкций из них, а также известных инженеров, ученых и других лиц, так или иначе связанных с производством, поставками и использованием СТХП в строительстве, рост объемов производства и использования СТХП в строительной индустрии США будет наблюдаться и в ближайшие годы.

Одним из факторов, обеспечивающим устойчивый рост объемов капитального строительства с использованием ЛСТК в США, является наличие в стране целого ряда организаций и институтов, занимающихся вопросами обмена опытом, унификации, стандартизации, оптимизации, разработки строительных норм и прогнозирования в области ЛСТК. Основными из них, помимо упомянутой выше ассоциации (SFIA, [sfia.memberclicks.net](http://sfia.memberclicks.net)), являются: *American Iron and Steel Institute (AISI, [steel.org](http://steel.org))*, *Wei-Wen Yu Center for Cold-Formed Steel Structures (CCFSS, [ccfssonline.org](http://ccfssonline.org))*, *Steel Deck Institute (SDI, [sdi.org](http://sdi.org))*, *Metal Building Manufacturers Association (MBMA, [mbma.com](http://mbma.com))*, *Rack Manufacturers Institute (RMI, [mhi.org/rmi](http://mhi.org/rmi))*, *Steel Stud Manufacturers Association (SSMA, [ssma.com](http://ssma.com))*, *Steel Framing Alliance (SFA, [steel framing.org](http://steel framing.org))*, *Metal Construction Association (MCA, [metalconstruction.org](http://metalconstruction.org))*, *Metal Roofing Alliance (MRA, [metalroofing.com](http://metalroofing.com))*, а также *Cold-formed Steel Engineers Institute (CFSEI, [cfsei.org](http://cfsei.org))*.

Данная статья представляет собой краткий обзор книги [1], а также некоторых других имеющихся в открытой печати публикаций и нормативных документов, позволяющих сформировать общее представление как о текущем состоянии, так и областях применения СТХП в строительной индустрии США.

### **Применение СТХП при строительстве зданий и сооружений.**

**Ограждающие стеновые конструкции.** При строительстве торговых центров (рис. 1, а), многоэтажных многоквартирных домов (рис. 1, б) или зданий высотой в девять этажей и выше, каркасы из СТХП используются в качестве внутренних перегородок, а также для поддержки наружных стен или облицовки. Использование СТХП позволяет обеспечить противопожарные требования нормативных документов по «негорючести» материалов, а также, благодаря легкому весу материала, снижает нагрузку на фундаменты и расходы, связанные доставкой строительного материала на высоту.



Рисунок 1 – Использование СТХП на строительных объектах в г. Дентон (США, штат Техас) в августе 2018 г.: а) наружное ограждение торгового центра; б) стропильная система и ограждающие конструкции жилого здания

Последние разработки в области несущих стеновых панелей связаны прежде всего с использованием в их конструкции так называемых «профилей нового поколения», отличающихся от их предшественников в первую очередь геометрией профиля (наличием ребер жесткости сложной конфигурации, отверстий с отгибом материала, дополнительных специальных выштамповок и рифлений) и более высокими значениями прочностных характеристик металла (с пределом текучести до 450 МПа), что позволяет снизить минимальную толщину профилей нового поколения до 0,4 мм и тем самым уменьшить удельный расход стали на производство таких профилей по сравнению с их «классическими» аналогами при одной и той же величине несущей способности (рис. 2, а) [1, с. 19].



Рисунок 2 – Усовершенствования в геометрии СТХП: а) несущий профиль с ребрами и выштамповками; б) несущая балка из спаренных С-профилей фирмы *Metwood, Inc.*

**Перекрытия.** В случае перекрытий, в особенности со значительным пролетом, использование СТХП с наличием в их стенках упомянутых выше отверстий эффективно не только с точки зрения экономии материалов, но и упрощения прокладки инженерных коммуникаций (рис. 2, б). По этой причине достаточно большое число экспериментально-теоретических исследований посвящено в последнее время разработке наиболее эффективной геометрии такого рода отверстий и схем их расположения, а также расчета конструкций, изготавливаемых из СТХП такого типа [1, с. 85–89].

Легкий вес СТХП, обуславливающий во многом их экономические преимущества над традиционными строительными материалами, оборачивается одним из их недостатков, а именно: подверженностью вибрации от самых разнообразных воздействий, в том числе от



обыкновенной ходьбы человека по полу. Последние исследования в этой области направлены прежде всего на установление допустимых значений таких вибраций, методов их расчета, а также зависимости вибрации от конструктивных особенностей междуэтажных перекрытий, таких как способ опирания конструкции пола, вид материала подшивки и покрытия, характер их крепления, шаг метизов и ряд других факторов [1, с. 181–199].

**Вертикальные несущие конструкции.** Конструктивные каркасно-стеновые системы из СТП могут воспринимать как вертикальные нагрузки (постоянные, полезные, снеговые), так и горизонтальные (ветровые). Изначально, такие системы чаще всего применялись исключительно при строительстве офисных зданий, однако в последнее время они начали активно применяться для торговых центров и жилых зданий высотой до 7 этажей. Базовыми элементами типовой несущей стеновой панели являются стойки, поперечные, обрамляющие, соединяющие и распределительные элементы, а также крепежные накладки и метизы.

В стандартных каркасно-стеновых системах передача нагрузки осуществляется следующим образом: от стропил или балок, расположенных перпендикулярно стеновой панели, через стойки на прогоны, которые в свою очередь опираются на нижестоящие стойки, расположенные на одной линии с вышестоящими. Таким образом, стойки стеновых панелей, совместно со стропилами, образуют каркас здания, воспринимающий вертикальные нагрузки. Проводимые в этой области исследования в основном направлены на поиск оптимальной формы поперечного сечения сжатых стоек каркаса [1, с. 140–144] и определения соответствующих им кривых потери устойчивости, в том числе в случае воздействия высоких температур [1, с. 163–168].

Для восприятия горизонтальных ветровых и сейсмических нагрузок в зданиях рассматриваемого конструктивного типа устанавливаются стены-диафрагмы жесткости (англ. «*shear walls*»), главное назначение которых воспринимать, помимо вертикальных нагрузок, сдвиговые усилия и передавать их на фундаменты. Несмотря на то, что вопросами проектирования диафрагм жесткости из СТП занимаются, как известно, уже достаточно долгое время, проблемам расчета сдвиговой прочности, оптимального расположения элементов решетки и способа закрепления панели, включения в работу материала обшивки, выбора типа и количества крепежных деталей по-прежнему посвящается достаточно большое число экспериментально-теоретических исследований [1, с. 54–62]. Так, например, вопросу несущей способности диафрагм жесткости для зданий средней высоты посвящены два научно-исследовательских отчета, опубликованных на сайте AISI в 2018 году.

**Кровли.** За последнее десятилетие, наряду с ростом применения каркасно-стеновых систем, значительно возросло использование СТП в стропильных системах крыш. Обычная стропильная система состоит из прогонов, стропил, связей и других элементов, соединяемых в единую конструкцию непосредственно во время строительства. Основное преимущество стропильной системы заключается в том, что она, как правило, требует меньшее количество стальных элементов, что, соответственно, снижает количество соединений и трудозатрат на их выполнение (рис. 1, б). Недостаток заключается в том, что на сборку стропильной системы требуется значительно больше времени, чем на установку предварительно собранных монтажных единиц фермы. Кроме того, при сборке на высоте, монтажникам необходимо использовать строительные леса и подъемники в течение длительного времени.

В связи с этим, применение стропильных ферм (рис. 3) является значительно более популярным решением в последнее время, поскольку позволяет задействовать все известные преимущества ЛСТК и, в паре с предварительной сборкой, дает возможность значительно сократить сроки строительства. Используя различные комбинации высоты фермы и толщины металла, такого рода фермами перекрывают пролеты до 21 м [1, с. 27–28].

**Системы со смешанным каркасом.** Для того, чтобы сочетать в себе архитектурную привлекательность с достаточной жесткостью, прочностью, долговечностью и экономической эффективностью, современные здания должны удовлетворять достаточно жестким архитектурным и инженерным требованиям. Добиться наиболее удачного проектного решения чаще всего позволяют системы со смешанным каркасом, представляющие собой конструкции, вы-

полняемые из различных видов строительных материалов в тех или иных их сочетаниях с СТХП, наиболее часто используемыми из которых являются следующие: СТХП совместно со сборными железобетонными плитами; СТХП совместно с деревянным каркасом (рис. 2, б); СТХП совместно с горячекатаной сталью (рис. 1, а).

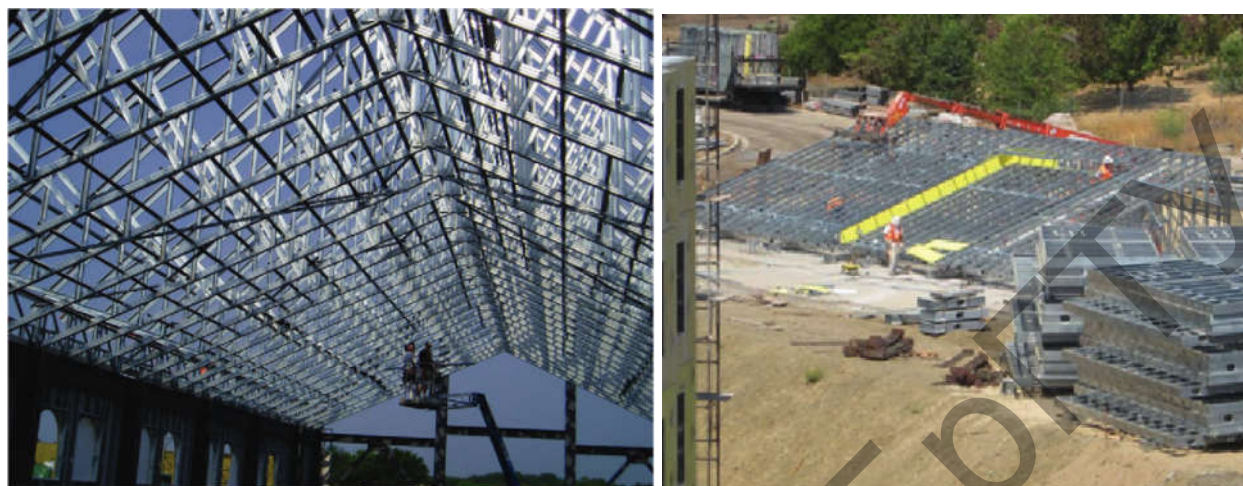


Рисунок 3 – Большепролетные стропильные фермы из нескольких отправочных элементов

**Бескаркасные арочные здания.** Бескаркасные арочные здания из СТХП – особый вид ЛСТК, совмещающих в себе несущие и ограждающие функции. Технология изготовления таких зданий была запатентована в США в середине прошлого века [3] и, претерпев ряд усовершенствований и инноваций, стала весьма востребованной в различных отраслях промышленности, прежде всего в военной, сельскохозяйственной и авиационной. Сегодня такие конструкции могут производиться прямо на строительной площадке на специальной мобильной профилегибочной установке путем прокатки из рулонной стали прямолинейного профиля, с последующей его гибкой по дуге с заданным радиусом. Дугообразные профили соединяются между собой путем завальцовки фальцевого замка. Последние технологические усовершенствования, заключающиеся в возможности регулировки радиусагиба по длине профиля, позволяют создавать различные, отличающиеся от классической круговой, формы арочного здания, что повышает архитектурную выразительность конструкции. Научные исследования в области бескаркасных арочных зданий направлены на разработку методов их расчета, а также оптимизацию поперечного сечения профилей [4].

**Соединения.** Чаще всего СТХП соединяются между собой и с другими конструкциями на сварке, при помощи болтов, самонарезающих винтов или заклепок. Соединения на самонарезающих винтах и сварке обычно используются при креплении друг с другом элементов стоек и прогонов (как промежуточных, так и вспомогательных). Болты обычно используются для крепления СТХП к нижележащим опорным конструкциям (бетонным, деревянным, металлическим), а заклепки – для крепления металлических или полимерных листов к профилям из СТХП, а также профилей к стальным бетонным или каменным конструкциям. Последние исследования в этой области направлены в первую очередь на проектирование соединений для максимально быстрой сборки на строительной площадке, а также возможности быстрой разборки в случае демонтажа [1, с. 245–255].

**Нормативные документы в области ЛСТК.** Нормативные документы в США разрабатываются различными организациями, однако для того чтобы документ считался американским национальным стандартом, он должен пройти контролируемые американским национальным институтом стандартизации *American National Standards Institute* (ANSI), общественное обсуждение и процесс утверждения.

**Нормативные документы AISI.** Начало в разработке нормативов в области ЛСТК в США было положено в феврале 1939 года, когда комитет по нормированию в строительстве

AISI спонсировал исследовательский проект в университете Корнелл (г. Итака, штат Нью-Йорк), отчет по результатам которого лег в основу первого издания нормативного документа AISI «Правила проектирования легких стальных конструктивных элементов» (“Specifications for the Design of Light Gage Steel Structural Members”) вышедшего в 1946 году [1, стр. 5–6]. В настоящее время стандарты и правила, издаваемые и поддерживаемые AISI (комитетом стандартов по расчету холодноформованных стальных конструктивных элементов и комитетом стандартов каркасного строительства), являются основными нормативными документами, используемыми в проектной практике в США, Канаде и Мексике и регулярно утверждаются ANSI. Перечень основных издаваемых AISI действующих нормативных документов по проектированию ЛСТК, с указанием года публикаций и переизданий, приведен в таблице 1. Все указанные стандарты и некоторые другие доступны бесплатно для скачивания на сайте CFSEI.

Таблица 1 – Основные действующие нормативные документы AISI

Обозначение	Наименование на английском	Наименование в переводе на русский	Годы публикаций и переизданий
AISI S100	North American Specification For The Design Of Cold-Formed Steel Structural Members	Североамериканские правила по расчету холодноформованных конструктивных элементов	1946, 1956, 1960, 1962, 1968, 1980, 1986, 1996, 2004, 2007, 2012, <b>2016</b>
AISI S201	North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Product Data	Североамериканский стандарт для каркасов из холодноформованной стали – данные о продукции	2007, 2012, <b>2017</b>
AISI S202	Code of Standard Practice for Cold-Formed Steel Structural Framing	Технический кодекс установившейся практики для каркасов из холодноформованной стали	2005, 2006, 2011, <b>2015</b>
AISI S220	North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Nonstructural Members	Североамериканский стандарт для каркасов из холодноформованной стали – неконструктивные элементы	2011, <b>2015</b>
AISI S230	North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Prescriptive Method for One and Two Family Dwellings	Североамериканский стандарт для каркасов из холодноформованной стали – предписывающий метод для жилых помещений на одну и две семьи	2007, 2012, <b>2015</b>
AISI S240	North American Standard for Cold-Formed Steel Structural Framing	Североамериканский стандарт для конструктивных каркасов из холодноформованной стали	<b>2015</b> (объединил документы S200, S210 – S214)
AISI S400	North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems	Североамериканский стандарт по проектированию конструктивных систем из холодноформованной стали с учетом сейсмических воздействий	<b>2015</b> (включил в себя стандарт S110)

Помимо правил и стандартов, AISI регулярно публикует руководства по проектированию, первое из которых было издано в 1949 году и называлось «Руководство по проектированию из тонколистовой стали» (“Light Gage Steel Design Manual”). Документ неоднократно дорабатывался и обновлялся, и позже получил название «Руководство по расчету из холодноформованной стали» (“Cold-Formed Steel Design Manual”) [1, стр. 53]. Последнее издание датируется 2017 годом (AISI D100-17) и предназначено для использования совместно с AISI S100-16. Документ состоит из двух томов: том I охватывает размеры и свойства СТХП, рас-

чет балок, расчет колонн, соединения, дополнительную информацию и библиографию соответствующих методов испытаний; том II представляет собой стандарт AISI S100-16 с комментариями. Руководства AISI издаются в электронной и бумажной версиях, при этом обе – платные.

**Нормативные документы SDI.** Начиная с 1939 года SDI предоставляет единые отраслевые стандарты для проектирования, производства и монтажа стальных настилов для перекрытий и покрытий. В настоящее время SDI объединяет 18 производителей стальных настилов и 10 производителей смежных материалов. Основные стандарты SDI (таблица 2) аккредитованы ANSI и включены в международный строительный кодекс (“International Building Code” (IBC)). Стандарты SDI действуют совместно с нормами AISI и, как правило, дополняют их положения, при этом в случае противоречий являются доминирующими.

Таблица 2 – Основные действующие стандарты SDI

Обозначение	Наименование на английском	Наименование в переводе на русский
ANSI/SDI C-2017	Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs	Стандарт для композитных стальных плит перекрытий
ANSI/SDI NC-2017	Standard for Non-Composite Steel Floor Deck	Стандарт для некомпозитных стальных настилов перекрытий
ANSI/SDI RD-2017	Standard for Steel Roof Deck	Стандарт для стальных кровельных настилов
ANSI/SDI QA/QC-2017	Standard for Quality Control and Quality Assurance for Installation of Steel Deck	Стандарт для контроля и гарантии качества при монтаже стальных настилов

SDI также широко известен своими руководствами по проектированию для кровельных настилов (“Roof Deck Design Manual”), настилов перекрытий (“Floor Deck Design Manual”) и диафрагм жесткости (“Diaphragm Design Manual”). Совсем недавно SDI опубликовал руководство по проектированию стальных настилов со стальным каркасом (“Steel Deck on Cold-Formed Steel Framing Design Manual”). Все документы доступны для скачивания на сайте института, часть из них предоставляется бесплатно.

**Техническое руководство SFIA.** Техническое руководство SFIA для холодногнутого стального каркасных изделий (“Technical Guide for Cold-Formed Steel Framing Products”) представляет собой комплексный инструмент для проектирования с использованием СТП. Издание включает характеристики поперечного сечения как конструктивных, так и неконструктивных профилей, выпускаемых членами SFIA, а также таблицы допустимых нагрузок и пролетов для большинства возможных расчетных случаев. Кроме того, издание 2017 года включает перечень рекомендуемых нормативных документов, которые содержат информацию о материалах и требованиях к монтажу. Представленные в этом руководстве данные получены с учетом положений AISI S100-12 и отвечают требованиям строительного кодекса IBC 2015. Электронная версия документа предоставляется бесплатно.

**Руководства MBMA.** Ассоциация MBMA выпускает ряд руководств по проектированию и монтажу зданий, в которых основной несущий каркас выполняется из горячекатаной стали, а кровля и ограждающие элементы – из ЛСТК. Наиболее важными являются документы “Metal Building Systems Manual” и “Metal Roofing Systems Design Manual”, которые, помимо текстовой части, включают компакт-диск с чертежами различных узлов рассматриваемых зданий в формате AutoCAD.

**Нормативные документы RMI.** Институт RMI выпускает целый ряд документов, посвященных вопросам проектирования, возведения, планирования при использовании, а также утилизации промышленных стеллажей. Основным документом, утвержденным ANSI, “Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Cantilevered Storage

Racks” (ANSI MH16.3-2016) распространяется как на стеллажи из горячекатаных стальных профилей, так и из СТХП. Документ включает правила и комментарии к ним.

**Технические заметки CFSEI.** Институт CFSEI объединяет проектные и научные организации, а также рядовых инженеров и ученых, занятых в области ЛСТК, и на данный момент насчитывает 686 членов. Технические заметки “CFSEI Technical Notes” представляют собой своего рода краткие руководства с пояснениями или комментариями (как правило на 3–5 страницах) по какому-либо конкретному узкому вопросу в области проектирования из СТХП и условно разделены на 9 категорий: долговечность и защита от коррозии; метизы и крепежные устройства; фермы и стеновые панели; общие вопросы; перекрытия и балочные системы; системы стен; кровельные и потолочные системы; Вопросы, связанные с акустикой, воздействием тепла и огня; сдвиговые системы. Последняя заметка, выпущенная в 2018 году (“Tech Note F502-18”), содержит рекомендации по креплению каркасов из СТХП к сборным, преднапряженным и пустотелым бетонным элементам. По утверждению CFSEI, технические заметки соответствуют нормативным документам на момент их выпуска, при этом сам институт не несет ответственность за последствия, которые могут возникнуть в результате их применения. Заметки доступны для скачивания на сайте CFSEI бесплатно для членов и за символическую плату для всех желающих.

#### **Заключение.**

1. Согласно имеющимся экспертным оценкам [2], есть все основания полагать, что рост объемов применения СТХП как в качестве ограждающих, так и в качестве несущих элементов, в сфере гражданского строительства в США продолжится и в ближайшие годы.

2. Одним из факторов, обеспечивающих устойчивый рост объемов капитального строительства с использованием ЛСТК в США, является наличие в стране целого ряда организаций и институтов, занимающихся вопросами обмена опытом, унификации, стандартизации, оптимизации, разработки норм, оценки рынка и рядом других вопросов.

3. Основными направлениями научно-экспериментальных исследований в США в области СТХП и ЛСТК являются: усовершенствование форм поперечного сечения и других геометрических параметров профилей, исследования сдвиговой жесткости стен-диафрагм, изучение сопротивления воздействию высоких температур, улучшение способов соединений, а также разработка и совершенствование методов расчета различных систем.

4. Технические документы в области ЛСТК в США представлены доступными для скачивания в интернете правилами расчета, стандартами, рекомендациями, руководствами, примерами расчета, заметками и другими документами, которые разрабатываются и регулярно обновляются специальными комитетами, включающими в себя ведущих ученых и инженеров северной Америки.

#### **Список источников**

1. Recent Trends in Cold-Formed Steel Construction / C. Yu [et al.] ; ed.: C. Yu. – Woodhead Publishing Limited, Elsevier, 2016. – 315 p.

2. SFIA Releases Q-1 Market Data Report on Cold-Formed Steel Framing and Nonresidential Volume [Electronic resource] : Steel Framing Industry Association. – Mode of access: <https://sfia.memberclicks.net/assets/Q1%202018%20Market%20Data%20Report.pdf>. – Date of access: 24.09.2018.

3. Жданов, Д. А. Бескаркасные арочные покрытия из стальных тонкостенных профилей: история, современное состояние и перспективы применения в Республике Беларусь / Д. А. Жданов, В. П. Уласевич // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2016. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 30–34.

4. Curved building panel, building structure, panel curving system and methods for making curved building panels : pat. US 2010/0146789 A1 / T. E. Anderson, F. Morello. – Publ. date 17.06.2010.

## К ВОПРОСУ ВЛИЯНИЯ НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА НА СОПРОТИВЛЕНИЕ СРЕЗУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Кривицкий П.В., Мирончук В.С.

**Введение.** В мировой практике [1, 2, 3] сопротивление срезу балочных изгибаемых элементов определяется вертикальными составляющими усилий, возникающих в бетоне и поперечной арматуре, определяемых по эмпирическим или аналитическим зависимостям. Существующее в настоящее время разнообразие моделей и методов определения предельной поперечной силы в наклонном сечении железобетонных балочных элементов свидетельствует об отсутствии единого подхода, который позволил бы учесть влияние всех выявленных составляющих усилий материалов в сопротивлении срезу, в частности – вертикальное (нагельное) усилие в продольной рабочей арматуре. Несмотря на это, в основу всех методик определения сопротивления срезу железобетонных балочных конструкций положены два направления: первое направление основывается на предпосылках и зависимостях метода ферменной аналогии *Ritter-Mörsch* и метода предельных усилий, а другое – на базовых условиях и допущениях метода деформационной модели.

В ряде нормативно-технических документов [4, 5, 6, 7] при определении сопротивления изгибаемых элементов срезу предлагается отдельно выполнять расчет для балочных конструкций с поперечным армированием и без него. В большинстве из них при оценке предельной поперечной силы для балочных элементов без поперечного армирования используются эмпирические зависимости, рассматривающие один вид внутренних усилий. Для изгибаемых элементов с поперечным армированием применяется модифицированная модель ферменной аналогии с переменным углом. Однако, независимо от поперечного армирования в нормативно-технической литературе влиянием вертикальной составляющей усилия, возникающей в продольной арматуре, пренебрегают.

**Расчетные модели сопротивления срезу с учетом нагельного эффекта.** В 1991 году *К. Н. Reineck* [8] на основе гребенчатой модели *G. N. Kani* и модели ферменной аналогии *E. Mörsch* предложил модель, в которой позволяет рассчитывать «гибкие» (пролетом среза  $a/d \geq 2,5$ ) железобетонные элементы без поперечного армирования. Железобетонная конструкция, согласно механической модели *К. Н. Reineck*, делится на балочные элементы («зубья»), образованные отдельными трещинами, и рассматриваются уравнения равновесия внутренних усилий в условиях плоского напряженного состояния (двухосное растяжение-сжатие), используя модель ферменной аналогии [8].

В уравнении равновесия вертикальных сил приопорной части элемента присутствует поперечное усилие, возникающее в продольной арматуре, за счет нагельного эффекта, определяемое по формуле:

$$V_d = \frac{6}{\sqrt[3]{f_c}} \cdot b_n \cdot d_b \cdot f_{ct}' \quad (1)$$

где  $b_n = b_w - \sum d_b$  – ширина сечения нетто;

$d_b$  – диаметр арматуры;

$f_c'$  и  $f_{ct}'$  – средняя прочность бетона осевому сжатию и растяжению соответственно.

Результатом экспериментально-теоретической работы *P. G. Gambarova, S. Dei Poli, M. D. Prisco* [9, 10] стала модель, где принимается не совпадение главных напряжений и деформаций. Авторы выделяют из общей системы (ферменной модели) сжатую полосу под углом  $\phi$  к продольной оси элемента, которая воспринимает распределенный по высоте изги-

бающий момент  $M$ , продольную  $N_B$  и поперечную  $V_B$  силы, вызванные собственной изгибной жесткостью арматуры и силами сцепления бетона с поперечной арматурой.

В рамках предлагаемой модели [9, 10] из уравнения равновесия изгибающих моментов определяются предельные величины касательных напряжений, воспринимаемых сжатой полосой. Вклад касательных напряжений  $\Delta\tau_D$ , возникающих в продольной арматуре из-за нагельного эффекта, в предельную величину можно оценить через поперечное усилие по следующей зависимости:

$$V_D = \gamma \cdot k_D \cdot \delta_V \leq V_D^{\max}, \quad (2)$$

где  $\gamma$  – коэффициент, зависящий от деформативных свойств бетона и арматуры;

$k_D$  – коэффициент, учитывающий эффект «ужесточения» работы поперечной и продольной арматуры совместно с бетоном;

$\delta_V$  – деформации сдвига сжатой полосы относительно центра тяжести продольной арматуры;

$V_D^{\max} = 1.74b_n \cdot d_b \cdot f_c^{0.33}$  – предельная поперечная сила, воспринимаемая продольной арматурой за счет нагельного эффекта.

В 70-х годах XX века *А. С. Залесовым* [11, 12] был предложен метод расчета прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил. Он базируется на формировании так называемой дисково-связевой расчетной модели предельного состояния, в которой учитывается поперечное (нагельное) усилие, возникающее в продольной арматуре. В зависимости от формы разрушения (раздробление или срез бетона) по [11] рассматриваются особенности распределения внутренних усилий в наклонной трещине и соответствующие уравнения равновесия. Для случая разрушения сжатой зоны бетона над наклонной трещиной нагельное усилие в продольной арматуре, принимается как балка на упругом основании, в качестве основания которой выступает бетон двух блоков ( $B_1$  и  $B_2$ ) дисково-связевой модели. Тогда нагельное усилие может быть определено по формуле:

$$V_s = \frac{12E_s \cdot I_s}{l_{s,Q}^3} \cdot l_{inc,cr} \cdot (\varphi_{B1} - \varphi_{B2}) \cdot \left(1 + \frac{l_1 - 0,5l}{l_{inc,cr}}\right), \quad (3)$$

где  $E_s, I_s$  – модуль деформаций и момент инерции продольной арматуры;

$l_{s,Q} = l_1 + l_2$  – длина изгиба стержня, определяемая коэффициентами постели основания;

$l_1 \approx 6\varnothing, l_2 \approx 2,5\varnothing$  – длины изгиба стержня в бетоне блоков  $B_1$  и  $B_2$  соответственно;

$l_{inc,cr}$  – горизонтальная проекция наклонной трещины;

$\varphi_{B1}, \varphi_{B2}$  – углы вращения блоков  $B_1$  и  $B_2$  дисково-связевой модели относительно вершины наклонной трещины.

Для элементов без поперечной арматуры или с небольшим ее количеством, согласно [11], характерен вариант разрушения вследствие среза бетона над наклонной трещиной (рисунок 1). Поперечное усилие (нагельный эффект) в продольной арматуре в случае среза сжатого бетона по предложению *А. С. Залесова* следует определять по формуле:

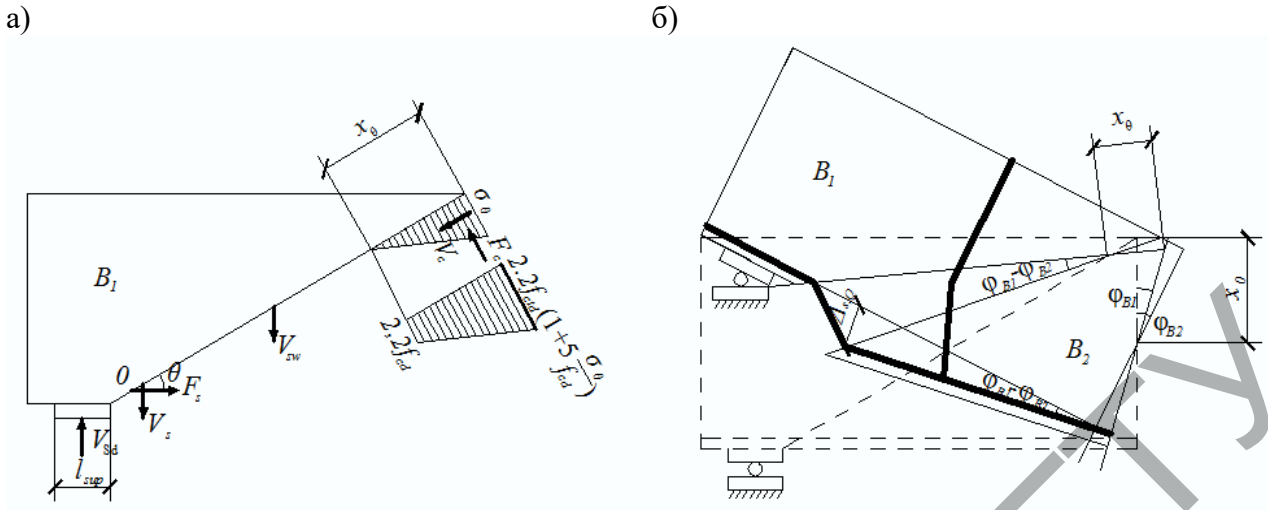
$$V_s = \frac{R_{sh} \cdot \tan \theta \cdot a \cdot 0,05E_s \cdot A_s}{l_{s,Q} \cdot G_c}, \quad (4)$$

где  $R_{sh} = 2,2f_{cd} \cdot (1 + 5\sigma_\theta / f_{cd}) \leq 0,5f_{cd}$  – прочность бетона на срез;

$G_c$  – модуль сдвига бетона;

$\sigma_\theta$  – нормальные напряжения в бетоне у наиболее сжатой грани в направлении продолжения диагональной трещины;

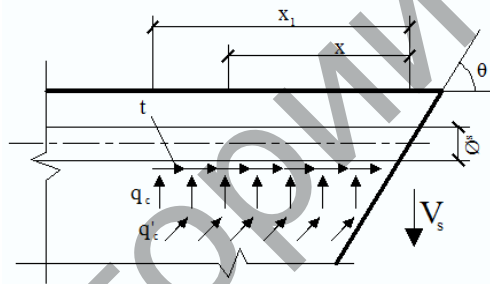
$a$  – пролет среза.



а) – расчетная модель; б) – кинематическая схема

Рисунок 1. – Модели предельного равновесия в наклонном сечении при срезе бетона [11]

Схожая модель определения нагельного усилия в продольной арматуре предложена *К. А. Зиновым* [13, 14], где арматурный стержень рассматривается как упругопластическая балка на пластическом основании, в которой реактивные усилия сжатия  $q'_c$  направлены параллельно наклонной трещине (рисунок 2).



а) – внутренние усилия в наклонном сечении;

б) – расчетная схема при смешанном армировании

Рисунок 2. – К определению нагельного эффекта согласно *К. А. Зинову* [13, 14]

Нагельное усилие в стержне продольной арматуры авторы [13, 14] предлагают определять итерационным путем по выражению:

$$V_s = (M_{\max} + m \cdot x + q_c \cdot x^2 / 2) / x, \quad (5)$$

где  $M_{\max} = M_{pl} = W_{pl} \cdot f_{yd} \cdot k_n$  – максимальный изгибающий момент в продольной арматуре в момент появления в ней при перегибе пластического шарнира;

$m = f_{cd,loc} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \varnothing_s^2 / 2$  – распределенный изгибающий момент в арматуре от касательной составляющей  $t$  реактивного усилия  $q'_c$ ;

$W_{pl} = 0,1 \cdot k \cdot \varnothing_s^3$  – упругопластический момент сопротивления стержня;

$x = (V'_s - m) / q_c$  – место расположения расчетного сечения;

$q_c = f_{cd,loc} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot \varnothing_s$  – распределенное нормальное сжимающее усилие в бетоне от реактивного усилия  $q'_c$ ;

$V'_s = \sqrt{2q_c \cdot W_{pl} \cdot k \cdot f_{yd}}$  – начальное значение нагельного усилия;

$k_n, k$  – коэффициенты, учитывающие влияние соответственно продольного усилия

$k_n = 1 - (N_s / f_{yd})^2 \cdot A_{st}$  и формы поперечного сечения стержня ( $k=2,0$  – для круглого сечения);

$f_{cd,loc} = (3,0 \div 3,5) \cdot f_{cd}$  – расчетная прочность бетона при местном сжатии.



**Выводы.** Анализируя разнообразие моделей и на их основе подходы можно сделать вывод, что современные методы определения предельной поперечной силы в наклонной трещине железобетонных конструкций позволяют достоверно и точно 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. Тем не менее, предлагаемые эмпирические зависимости к определению вклада нагельного эффекта продольной арматуры в сопротивлении срезу отличаются сложностью применения и не учетом ряда факторов, что не позволяет использовать данные зависимости в нормативных документах и в реальном проектировании. Усовершенствование подходов позволит повысить точность применяемых методик и зачастую снизить материалоемкость конструкций.

#### Список источников

1. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2012 (Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003). – Введ. 01.01.2013. – М. : Минрегион РФ, 2011. – 155 с.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials Standard Specifications for Highway Bridges, 16th ed. (including interim revisions for 1997 through 2002). – Washington, 2002. – 756 p.
3. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (318R-14) : ACI Committee 318. – MI ; Farmington Hills : American Concrete Institute, 2014. – 519 p.
4. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ В.2.6-156:2010. – Введ. 01.06.2011. – М. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
5. Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings : EN 1992-1-1 (Eurocode № 2). – Commission of the European Communities, 2002. – 230 p.
6. Model Code 2010 – First complete draft. – Vol. 1. – fib Bull. 55. – 318 p.
7. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion (Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 1: Design) : DIN 1045-1. – Berlin : Deutsches Institut für Normung, 2001. – 148 p.
8. Reineck, K.-H. Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model / K.-H. Reineck // ACI Structural Journal. – Sept.-Oct., 1991. – Vol. 88, № 5. – P. 592-602.
9. Dei Poli, S. Stress field in web of RC thin-webbed beams failing in shear / S. Dei Poli, M. Di Prisco, P. G. Gambarova // Journal of Structural Engineering. – Sept., 1990. – Vol. 116, № 9. – P. 2496-2515.
10. Di Prisco, M. Comprehensive model for study of shear in thin-webbed RC and PC beams / M. Di Prisco, P. G. Gambarova // Journal of Structural Engineering. – Dec., 1995. – P. 1822-1831.
11. Залесов, А. С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А. С. Залесов, Ю. А. Климов. – К. : Будивэльнык, 1989. – 104 с.
12. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А. С. Залесов [и др.]. – М. : Стройиздат, 1988. – 320 с.
13. Зинов, К. А. Прочность железобетонных балок без поперечного армирования с двузначной эпюрой изгибающих моментов : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / К. А. Зинов ; Ленинградский ордена политехн. ин-т. им. М. И. Калинина. – Ленинград, 1988 – 24 с.
14. Малиновский, В. Н. Расчет прочности железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечной силы с учетом нагельного эффекта в арматуре / В. Н. Малиновский, К. А. Зинов // Современные строительные конструкции. Проблемы строительства : сб. труд. XIX научно-технической конференции / Брестский политехн. ин-т ; редкол. : В. И. Драган (отв. ред.) [и др.]. – Брест, 1995. – С. 28–33.

## ДВУХФАКТОРНАЯ МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ТЕРМОНАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СТРОИТЕЛЬНЫЙ ПЕРИОД

Курлапов Д.В., Дудурич Б.Б., Коротченко И.А.

**Введение.** Активное применение бетона и железобетона в строительстве ответственных частей зданий и сооружений требует внимания к проблеме обеспечения термической трещиностойкости массивных монолитных конструкций и частей конструкций. В статье проведен анализ степени влияния технологических параметров бетонирования на термонапряженное состояние массивной железобетонной фундаментной плиты энергетического сооружения в строительный период при непрерывном бетонировании фундамента всю высоту одним блоком. Авторами предложены варианты статистической обработки результатов расчетов термической трещиностойкости, позволяющие получить упрощенные математические модели, описывающие функциональные зависимости термонапряженного состояния от технологических параметров процесса бетонирования. По результатам исследования разработаны практические рекомендации, справочные формулы и инженерные графики по безопасному бетонированию фундаментной плиты здания.

Бетон является важнейшим материалом в современном гражданском, промышленном, энергетическом и других видах строительства. Надежность и универсальность, возможность возводить из бетона конструкции всех форм и размеров, в зависимости от их назначения, обеспечивают ему самое широкое распространение в строительной практике. Комбинации состава бетона и добавок позволяют создавать требуемую для конкретного сезона и объекта бетонную смесь.

Однако при применении бетона возникают некоторые сложности, требующие решения. При бетонировании массивных плит тяжелых фундаментов, основным технологическим требованием является непрерывность укладки смеси на всю высоту плиты. Это связано с тем, что укладка бетонной смеси несколькими слоями приводит к образованию рабочих швов, которые ослабляют конструкцию. Кроме того, такой способ бетонирования является наиболее быстрым и выгодным с экономической точки зрения. Проблема возведения бетонного массива на всю высоту заключается в увеличении толщины бетонирования блока и возрастании эффекта саморазогрева бетона, по причине экзотермической реакции твердения бетонной смеси, что приводит к неравномерности распределения температур в массиве, возникновению растягивающих напряжений на поверхности и образованию температурных трещин.

Напряжения и усилия от температурных воздействий возникают в том случае, когда отдельно взятые деформации, вызываемые ими, не удовлетворяют условиям совместности или граничным условиям. Они способны превышать напряжения от основных эксплуатационных нагрузок.

Трещины опасны для бетонных и железобетонных монолитных конструкций, поскольку они способствуют потере прочности и жесткости конструкции, ускорению коррозии арматуры и нарушению герметичности, что недопустимо в гидротехнических сооружениях и в ответственных частях сооружений, таких как фундаменты. Учет этих требований приводит к необходимости принятия мер по существенному уменьшению температурных напряжений для обеспечения условия трещиностойкости железобетонных конструкций.

Исходя из этого, прогнозирование термонапряженного состояния массивных бетонных сооружений является важной задачей для проектирования технологических параметров и режимов твердения бетона во время строительного периода.

В качестве методов влияния на термонапряженное состояние фундаментной плиты используется укрытие поверхности бетона теплоизоляционным материалом, регулирование

температуры бетонной смеси и окружающего воздуха, а также варьирование параметров состава бетонной смеси.

Для достижения поставленной цели решается одномерная задача по определению термонапряженного состояния фундаментной плиты. Расчет термонапряженного состояния бетонного блока проводится с помощью расчетной программы «TERM», разработанной на кафедре СМиСК СПбПУ Петра Великого.

Температурный режим бетонного массива при его возведении формируется под воздействием многих факторов - температур, тепловыделения, инсоляции. В процессе возведения массива и интенсивного тепловыделения цемента происходит значительный нагрев внутренней зоны массива. В результате этого могут возникать большие температурные перепады, которые вызывают значительные растягивающие напряжения и приводят к трещинообразованию.

При решении задачи рассматривается фундаментная плита высотой 2,4 метра из бетона В40 с расходом цемента  $340 \text{ кг/м}^3$ , возводимая в летний период (Рис. 1).

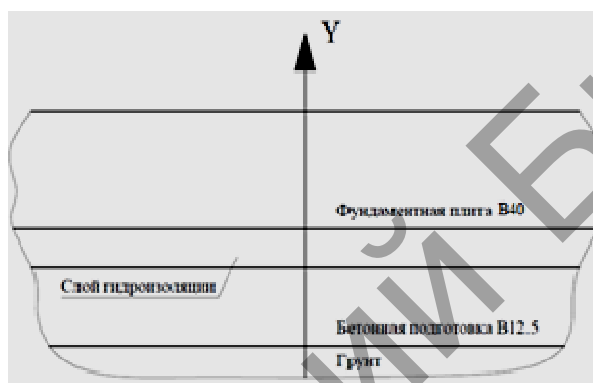


Рисунок 1 - Расчетная схема фундаментной плиты

Плита опирается на слой бетонной подготовки В12,5 по грунтовому основанию. Теплофизические характеристики бетона В40 приняты следующими: теплопроводность бетона  $\lambda=2,67 \text{ Вт/(м} \cdot \text{}^\circ\text{C)}$ , удельная теплоёмкость  $c=1,0 \text{ кДж/(кг} \cdot \text{}^\circ\text{C)}$ .

В рамках одномерной задачи расчетная схема фундаментной плиты задается в виде блока, плановые размеры которого значительно превышают толщину (Рис.2). Для определения термонапряженного состояния с помощью метода конечных разностей плита разбивается сеткой по толщине на 10 интервалов с соответствующим шагом 0,24 м, таким образом, в результатах будут представлены значения температур, напряжений и модулей мгновенных деформаций в 11-ти узлах.

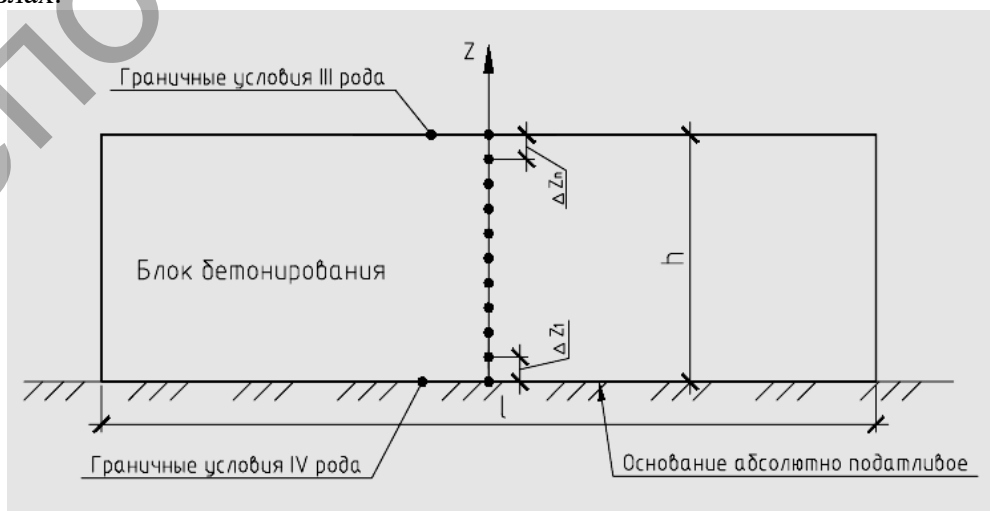


Рисунок 2 - Расчетная схема МКР плиты фундамента

Зависимость модуля упругомгновенных деформаций бетона от времени, принята по данным [1,2]:

$$E(t) = E_{\max}(1 - e^{\alpha t^\gamma}), \quad (1)$$

где  $E_{\max} = 34500$  МПа – предельное значения модуля деформации бетона В35 [2,3];  
 $\alpha = -0,37$ ,  $\gamma = 0,72$  – параметры функциональной зависимости;  
 $t$  – текущее время.

Учет деформаций ползучести бетона в настоящей работе основан на использовании линейной наследственной теории старения. Уравнение связи между напряжениями и деформациями, принимается в виде, предложенном П.И. Васильевым:

$$\sigma(y, t) = \frac{1}{1-\nu} \int_0^t \frac{\partial \varepsilon_n(y, t, \tau)}{\partial \tau} E(y, \tau) \times R(y, t, \tau) d\tau \quad (2)$$

где  $\sigma(y, t)$  – нормальные напряжения в бетоне;  
 $\varepsilon_n(y, t, \tau)$  – деформации, вызванные нормальными напряжениями;  
 $E(y, \tau)$  – модуль упругомгновенных деформаций бетона;  
 $R(y, t, \tau)$  – функция релаксации;  
 $t$  – текущее время;  
 $\tau$  – момент приложения нагрузки.

Функция релаксации при фиксированном значении  $y$  имеет вид:

$$R(t, \tau) = A(1 - e^{-\beta t^\alpha}) + (B_1 + D_1 e^{-\beta t^\alpha}) e^{-\gamma_1(t-\tau)} + (B_2 + D_2 e^{-\beta t^\alpha}) e^{-\gamma_2(t-\tau)}, \quad (3)$$

где параметры функциональной зависимости приняты следующими:  
 $A = 0,7$ ;  $B_1 = 0,2$ ;  $D_1 = 0,4$ ;  $B_2 = 0,1$ ;  $D_2 = 0,3$ ;  $\alpha = 0,67$ ;  $\beta = 3,61 \times 10^{-6} \text{ c}^{-1}$ ;  $\gamma_1 = 1,17 \times 10^{-5} \text{ c}^{-1}$ ;  
 $\gamma_2 = 2,33 \times 10^{-7} \text{ c}^{-1}$ .

Процесс тепловыделения описывается уравнением И.Д. Запорожца. Параметры уравнения И.Д. Запорожца получены на основе экспериментальных данных по тепловыделению бетона.

Тепловыделение и деформативные характеристики бетона принимаются зависящими от температуры твердения. Учет такого влияния осуществляется согласно гипотезе приведенного времени, в которой реальное время заменяется на некоторое приведенное, являющееся функцией температур твердения. Температурная функция имеет вид:

$$f_T = 2^{\frac{(T_1 - T_2)}{\varepsilon}}, \quad (4)$$

где  $\varepsilon$  – характеристическая температурная разность.

В расчетах приняты следующие технологические условия укладки бетонной смеси: бетонная смесь укладывается одним блоком на высоту 2,4 м, температура воздуха лежит в диапазоне 15...25°C, температура бетонной смеси 15...25°C, а также максимальное тепловыделение смеси, зависящие от состава смеси,  $Q_{\max} = 37287 \dots 45573$  ккал/м<sup>3</sup>. В рамках данной статьи рассмотрим два основных фактора – температуру воздуха и температуру бетонной смеси.

После укладки бетонной смеси сверху на нее укладывается теплоизоляция, толщина которой определяется из условия недопущения трещин. В качестве теплоизоляционного материала рассматривается экструдированный пенополистирол различной толщины. Коэффициент теплопроводности данного материала  $\lambda = 0,041$  Вт/ м·°С.

Таблица 1 - Предельное значение относительных деформаций

t,сут	1	5	10	15	20	25	30
$\varepsilon_{\lim} * 10^{-5}$	4,11	6,45	7,11	7,62	8,42	8,51	8,6

Для обеспечения термической трещиностойкости необходимо, чтобы максимальные относительные деформации удлинения  $\epsilon_{max}$  не превышали предельных  $\epsilon_{lim}$  (Рис. 3). Для бетона В40 предельное значение максимальных относительных деформаций удлинения  $\epsilon_{lim}$  зависит от времени твердения.

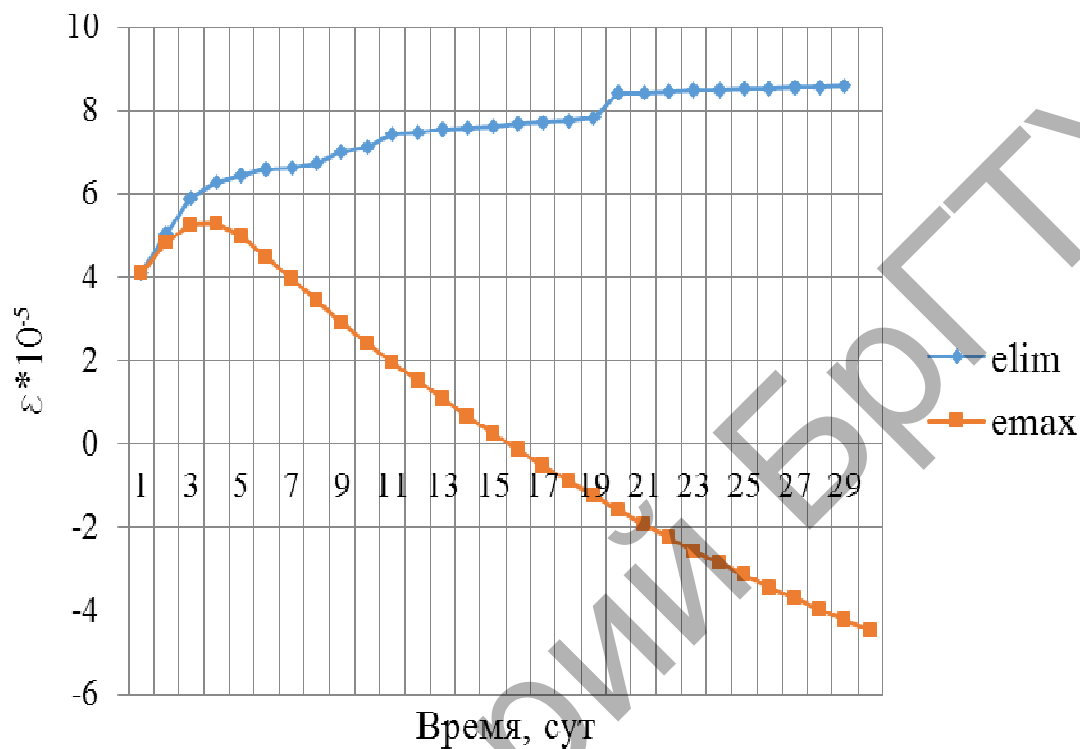


Рисунок 3 - Графики изменения предельных ( $\epsilon_{lim}$ ) и максимальных ( $\epsilon_{max}$ ) относительных деформаций в течение строительного периода

Анализ результатов расчёта термонапряженного состояния на определение функциональных зависимостей производился в программе «STATISTICA».

«STATISTICA» - программный пакет для статистического анализа, реализующий функции анализа данных, управления данными, добычи данных, визуализации данных с привлечением статистических методов [4].

Основным критерием проведения исследований в программе «STATISTICA» является критерий трещиностойкости (отсутствие трещин).

При решении задач с помощью программы «STATISTICA» применяется метод регрессионного анализа.

Перед началом анализа необходимо создать план эксперимента с использованием всех необходимых факторов. Так, например, для  $2^x$  факторов минимально возможный план - 2/1/4 (2 фактора, 1 блок, 4 эксперимента).

Во многих случаях достаточно рассмотреть всего два уровня факторов -  $2^{k-p}$  планы (где k - общее число факторов, p - число факторов из k, порожденных взаимодействиями полного факторного анализа), влияющих на производственный процесс. В некоторых случаях приходится анализировать факторы, имеющие более  $2^x$  уровней ( $3^{k-p}$  планы). Например, если предполагается, что влияние факторов на зависимую переменную не линейное, то необходимо по меньшей мере, 3 уровня для проверки линейных и квадратичных эффектов для этих факторов.

В результате анализа программа выдает статистические данные, поверхности отклика и коэффициенты регрессии, по которым можно составить полиномы. Для достижения целей статьи для анализа были выбраны следующие виды полиномов:

Линейный:  $y_{pred} = b_0 + b_1 * x_1 + \dots + b_n * x_n$ ;

Линейно-квадратичный:  $y_{pred} = b_0 + b_1 * x_1 + b_2 * x_1^2 + \dots + b_n * x_n * x_m$ ;

Экспоненциальный:  $y_{pred} = \exp(b_0 + b_1 * x_1 + \dots + b_n * x_n)$ ;

где  $y_{pred}$  – зависимая величина. В данном случае - это толщина теплоизоляции -  $\delta_{изол}$ ;

$x_n$  - значения факторов;

$b_n$  - соответствующие коэффициенты полинома;

$b_0$  - свободный член.

Перед началом расчёта, как упоминалось ранее, в программе «STATISTICA» были составлен план эксперимента для  $2^x$  факторного анализа это температура бетонной смеси -  $T_{бет}$  и воздуха -  $T_{возд}$ .

Разработанный подход к расчёту термонапряженного состояния проиллюстрируем на примере базового двухфакторного плана без взаимодействия факторов.

Таблица 2 - План эксперимента для  $2^x$ уровневого  $2^x$  факторного анализа 2/1/4

№	$T_{бет}, ^\circ C$	$T_{возд}, ^\circ C$
1	15	15
4	25	25
2	25	15
3	15	25

Оценка эффектов представлена в табл. 3. Первая колонка чисел в таблице результатов содержит оценки эффектов. Оценки этих параметров могут быть проинтерпретированы как отклонения среднего для отрицательных установок от среднего для положительных установок соответствующих факторов.

Таблица 3 - Оценки эффектов для двухфакторного двухуровневого плана 2к-р без взаимодействий

Фактор	Эффект	Ст.Ош.
Сред/Св.член	7.675	0.275
(1) $T_{бет}$	10.750	0.550
(2) $T_{возд}$	-1.550	0.550

Так, например, когда изменится температура бетонной смеси  $T_{бет}$  с минимального (+15 $^\circ C$ ) на максимальное (+25 $^\circ C$ ) толщина необходимой теплоизоляции увеличится в среднем на 10,75 см. Если же изменится температура воздуха  $T_{возд}$  с минимального (+15 $^\circ C$ ) на максимальное (+25 $^\circ C$ )толщина необходимой теплоизоляции уменьшится в среднем на 1,55 см, что обусловлено уменьшением разности температур между разогревающимся массивом и окружающей средой.

Наглядной иллюстрацией, отображающей эффекты в порядке значимости, является карта Парето (Рис. 3).

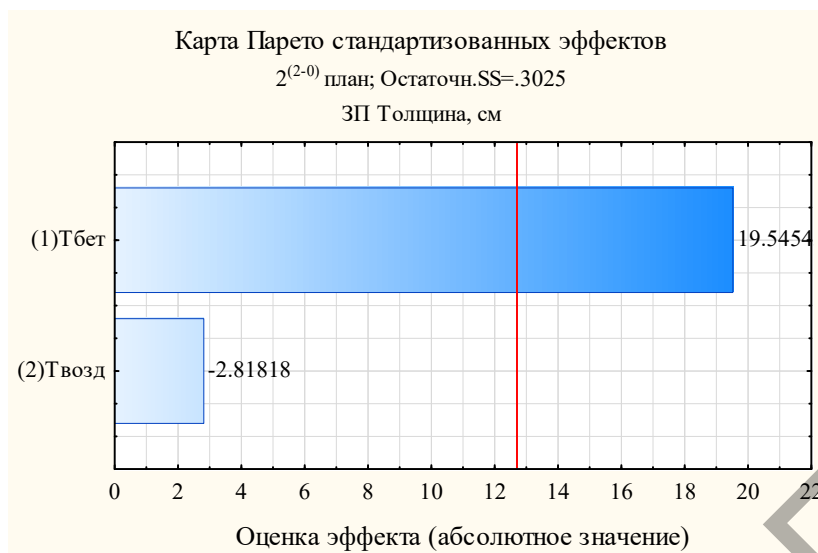


Рисунок 3 - Карта Парето для двухфакторного двухуровневого плана  $2^{k-p}$  без взаимодействий

Итак, фактор  $T_{бет}$  даёт значимый эффект. Соответствующая ему колонка пересекает вертикальную линию, которая представляет 95% доверительную вероятность.

Несколько более технической диаграммой, содержащей подобную, но большую информацию, является нормальный вероятностный график (Рис. 4).

Если действительные оценки (расположенные на оси X) распределены нормально, то все значения лягут на прямую линию графика. График очень удобен для отделения случайного шума от действительных эффектов. Незначимые эффекты будут показаны на графике как нормально распределенные вокруг нуля величины; истинно значимые эффекты будут представлены на графике как выпадающие значения.

Конечно, в случае только двух факторов несколько трудно оценить выпадение фактора  $T_{бет}$ , но в следующих планах при большем числе факторов этот будет более ярко выражено.

Здесь следует отметить близкое к единице значение коэффициента детерминации  $R^2=0.997$  и скорректированный коэффициент  $R_{скор}^2=0.992$ , которые показывают высокое качество подгонки регрессионной модели к наблюдаемым значениям.

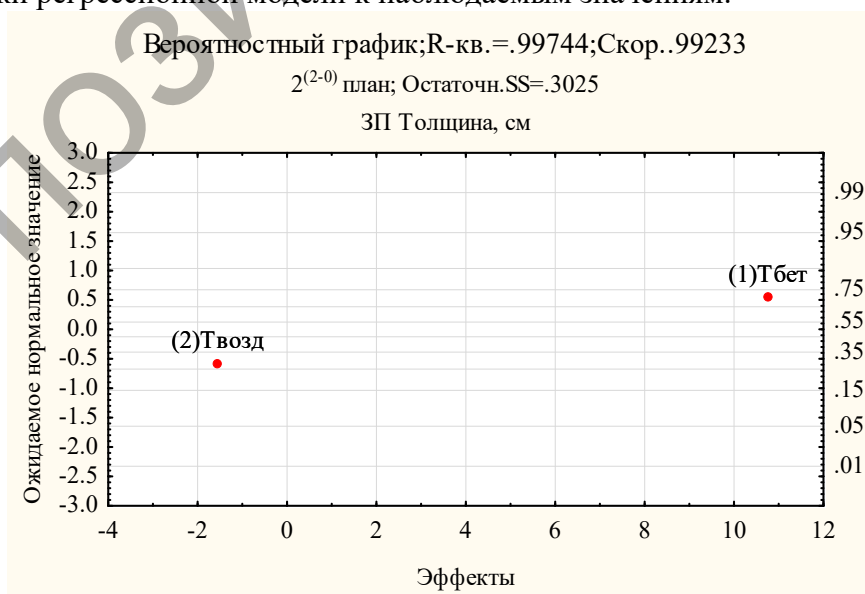


Рисунок 4 - Вероятностный график для двухфакторного двухуровневого плана  $2^{k-p}$  без взаимодействий

Рассмотрим таблицу регрессионных коэффициентов (Табл. 4).

Таблица 4 - Регрессионные коэффициенты для двухфакторного двухуровневого плана  $2^{k-p}$  без взаимодействий

Фактор	Регрес.	Ст.Ош.
Сред/Св.член	-10.725	1.579755
(1) $T_{бет}$	1.075	0.055000
(2) $T_{возд}$	-0.155	0.055000

Согласно первому столбцу таблицы полином будет иметь следующий вид:

$$\delta_{изол} = -10,75 + 1,075 * T_{бет} - 0,155 * T_{возд} \quad (5)$$

Наблюдаемые (опорные) и предсказанные значения лежат достаточно близко и разнятся не более, чем на 15% (Рис. 5). Иллюстрацией полученного полинома является поверхность отклика в виде плоскости (Рис. 6).

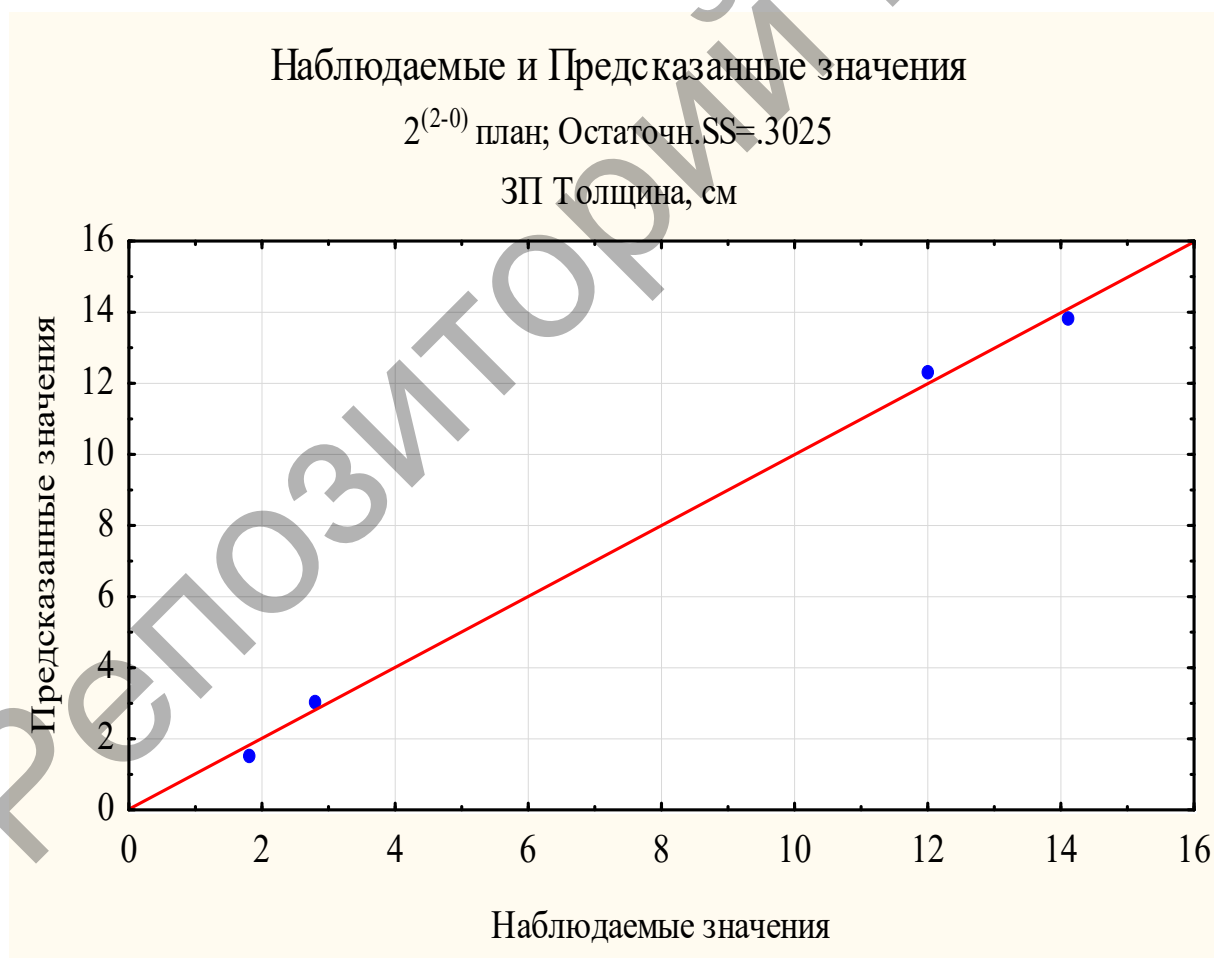


Рисунок 5 - Наблюдаемые и предсказанные значения для двухфакторного двухуровневого плана  $2^{k-p}$  без взаимодействий



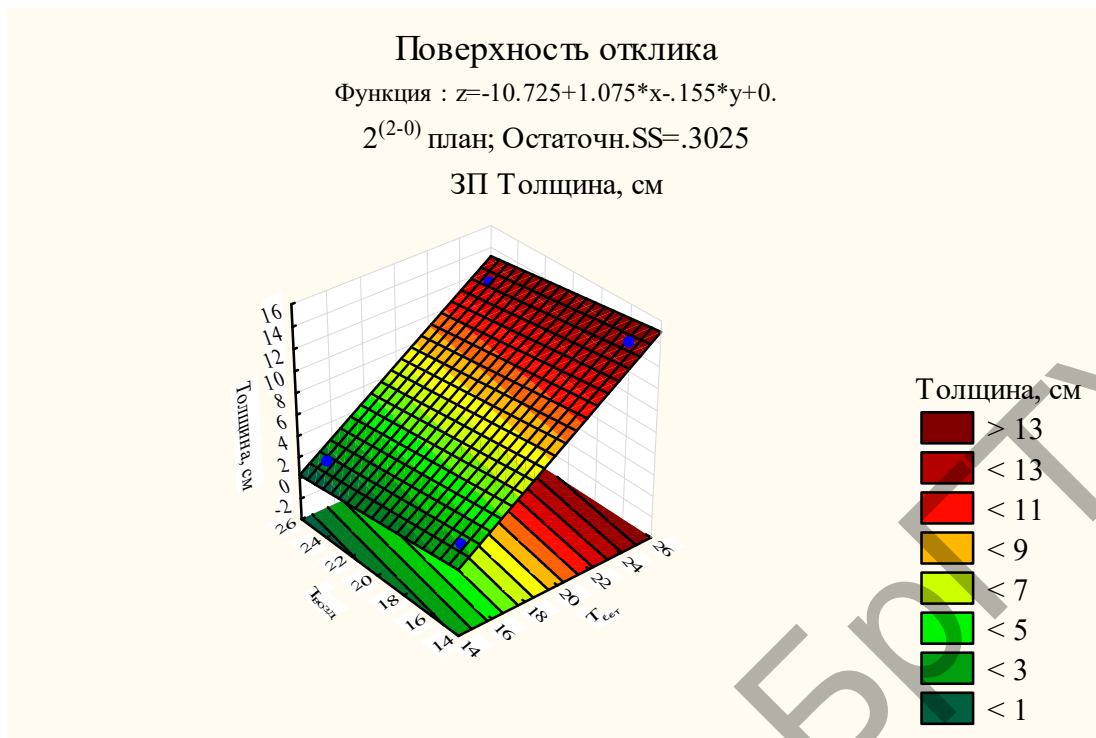


Рисунок 6 - Поверхность отклика для двухфакторного двухуровневого плана  $2^{k-p}$  без взаимодействий

Практически более применимой будет являться проекция поверхности на горизонтальную плоскость (Рис. 7).

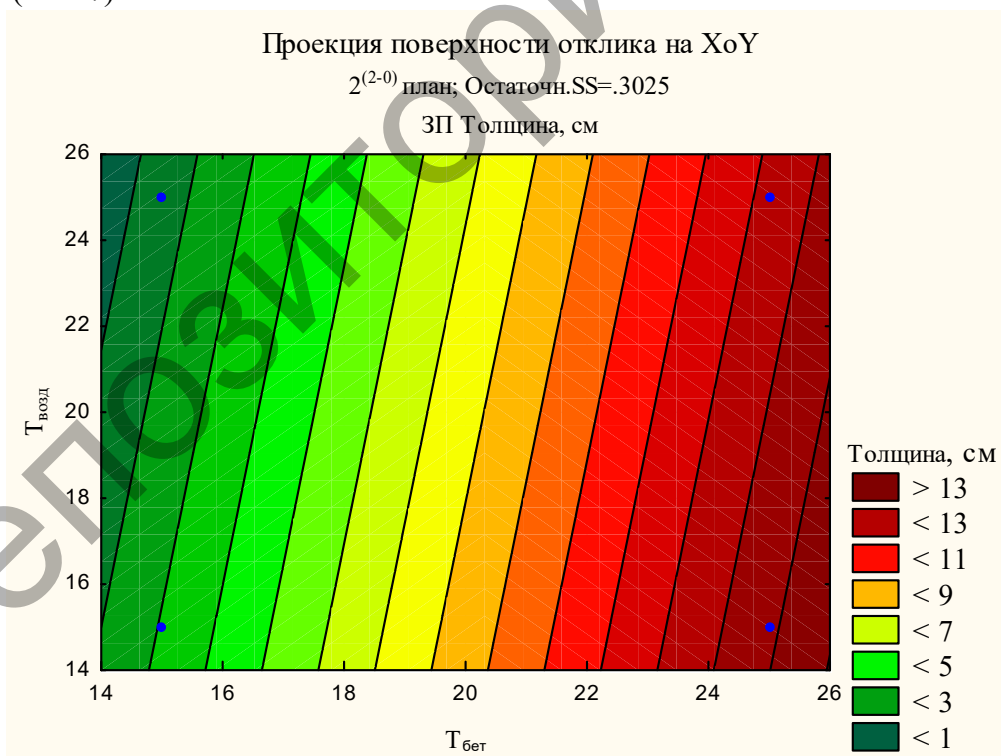


Рисунок 7 - Проекция поверхности отклика для двухфакторного двухуровневого плана  $2^{k-p}$  без взаимодействий

Данная плоскость поделена цветными областями, которые ограничивают определенные значения искомой величины -  $\delta_{\text{изол}}$ . Откладывая по вертикальной и горизонтальной оси фак-

тические значения  $T_{бет}$  и  $T_{возд}$  и пересекая их, по цветовой шкале будем получать необходимую толщину теплоизоляции. Данный полином и номограмма могут быть применены при быстром подборе теплоизоляции на строительной площадке.

#### **Выводы:**

1. Термическая трещиностойкость без использования теплоизоляции не обеспечена для всех рассматриваемых вариантов. Необходимо устройство теплоизоляции;

2. Необходимая толщина теплоизоляции при использовании экструдированного пенополистирола с  $\lambda=0,041$  Вт/ м·°С находится в пределах 1,8...14,1 см в зависимости от температур воздуха и бетонной смеси;

3. В рассмотренном эксперименте наибольшее влияние на толщину теплоизоляции оказывает температура бетонной смеси  $T_{бет}$ ;

4. Полученные линейные прогнозные модели показывают низкую сходимость с наблюдаемыми значениями искомого фактора (согласно «TERM»), относительная разница лежит в пределах 22%, что в абсолютном эквиваленте составляет порядка 1,5 см;

5. Использование взаимодействий между факторами позволило устранить расхождение предсказанных и наблюдаемых значений на опорных точках, но не дало ощутимого выигрыша в их промежутке;

6. Полученные номограммы позволяют примерно оценить необходимую толщину теплоизоляции.

**Заключение.** Планы  $2^{k-p}$  наиболее часто используются в промышленности. Вклад большого числа факторов в производственный процесс может быть оценен относительно эффективно (т.е. с помощью небольшого числа опытов). Логика экспериментов такого рода весьма проста (каждый фактор имеет только два уровня), а с помощью «STATISTICA» построение плана и анализ таких экспериментов занимают секунды. Однако, простота этих планов является их главным недостатком. Как было отмечено ранее, основанием для использования двухуровневых факторов является убеждение в том, что изменения зависимой переменной линейны по своей природе. Часто это не выполняется, то есть многие переменные связаны нелинейным образом. Другим недостатком дробных планов является предположение о том, что взаимодействия высоких порядков отсутствуют, но иногда они действительно присутствуют. Например, если некоторые другие факторы установлены так, что оказывают отрицательное влияние на зависимую величину. Однако, в дробных факторных планах взаимодействия высоких порядков (выше двух), как правило, не будут обнаружены.

#### **Список источников**

1. Курлапов Д.В., Тюкаев В.В. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для курсантов и студентов. – СПб.: ВИ(ИТ) ВАМТО, 2015.

2. Прокопович И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное состояние сооружений. – М.: Стройиздат. 1978. – 299 с. (НИИЖБ).

3. СП 63.13330.2012. «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003». (утв. приказом Министерства регионального развития РФ от 29.12.2011 N 635/8). Дата актуализации: 21.05.2017.

4. STATISTICA. Электронный учебник [сайт] / URL: [http:// statsoft.ru /home /textbook /default.htm](http://statsoft.ru/home/textbook/default.htm) (12.12.2016).

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ЖЕСТКОСТИ ДЛЯ РАСЧЕТА ДЕРЕВЯННЫХ СОСТАВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УГЛЕРОДВОЛОКОННОЙ ЗАМКНУТОЙ ОБОЙМОЙ

Ладных И.А., Згировский А.И.

Применение композитных материалов в различных отраслях промышленности – одно из самых важных и приоритетных направлений научных исследований Республики Беларусь на 2016-2020 гг.

Анализ современных решений применения композитных материалов в области строительных конструкций показал, что существующие различные способы усиления деревянных конструкций имеют существенные недостатки [1,2,3]. Поэтому авторами статьи предлагается рассмотреть способ усиления деревянных конструкций с применением замкнутых углерод-волоконных обоев на эпоксидной матрице.

Этот тип соединения деревянных составных элементов и усиления можно отнести к податливому, поэтому предлагается использовать коэффициент жесткости, который получен в результате испытаний двухсрезных образцов с углеродволоконной замкнутой обоей на эпоксидной матрице (рисунок 1) по формуле (1).

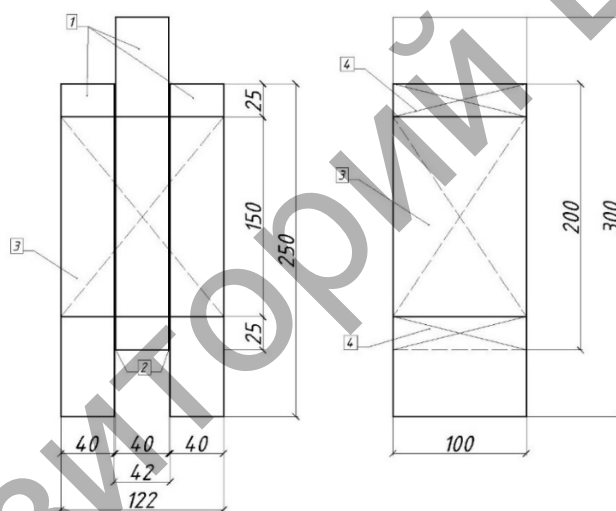


Рисунок 1 – Конструкция и размеры двухсрезного образца с углеродволоконной замкнутой обоей на эпоксидной матрице. 1 — деревянные элементы 40х100х250 мм; 2 — шов сплачивания  $t = 1$  мм; 3 — зона обклейки в соединении; 4 — временные связи, удаляются после полимеризации эпоксидной матрицы

$$\varepsilon = \frac{T_c \cdot m}{\delta_c} \quad (1)$$

где  $T_c$  – сдвигающее усилие, приходящееся на одну связь, кН;  $m$  – число связей, приходящееся на единицу длины шва;  $\delta_c$  – деформации взаимного сдвига смежных волокон двух соседних стержней, соединенных связями сдвига, мм.

Для подтверждения возможности использования коэффициента жесткости в расчетах был проведен ряд теоретических, численных и экспериментальных исследований. Для этого в качестве образцов были выбраны деревянные составные элементы с углеродволоконными замкнутыми обоеями на эпоксидной матрице с разными коэффициентом армирования, шириной и шагом замкнутых обоев. При этом рассматривалось несколько контрольных точек

нагрузки: контрольный прогиб при разном соотношении изгибающего момента и продольной силы и разрушение углеродволоконных обоев на эпоксидной матрице при соотношении изгибающего момента к продольной силе 0.3.

Экспериментальные натурные исследования выполнялись на натуральных образцах с приложением сжато-изгибаемой нагрузки на деревянные составные элементы с углеродволоконными замкнутыми обоями на эпоксидной матрице.

Теоретические исследования представляли собой изучение существующих теорий составных стержней, выбор двух основных теорий А.Р. Ржаницына и П.Ф. Плешкова и расчет по ним. При численных исследованиях анализировалось напряженно-деформированное состояние образцов.

В результате теоретических, численных и натуральных исследований было установлено, что разница значений по прогибам и сдвигающим усилиям между различными типами образцов составила не более 5 % (таблица 1 и 2). Это подтверждает правомерность применения теории составных стержней А.Р. Ржаницына и П.Ф. Плешкова [5,6] для оценки напряженно-деформированного состояния деревянных составных элементов с углеродволоконной замкнутой обоей на эпоксидной матрице. При этом разрушение всех образцов происходило только по углеродволоконной замкнутой обоей. Кроме того, результаты теоретических исследований подтверждают правильность и корректность разработанного метода испытаний двухсрезных образцов с углеродволоконной лентой на эпоксидной матрице для определения коэффициента жесткости. При этом численные исследования также достаточно хорошо коррелируются с результатами расчета по теориям составных стержней А.Р. Ржаницына и П.Ф. Плешкова. Расхождение между экспериментальными и численными результатами по деформациям составляет до 3,0%, при этом робастное среднее экспериментальное значение меньше, чем деформации, полученные по численным исследованиям. Разница между значениями сдвигающих усилий составляет до 11,2%.

Таблица 1 – Результаты теоретических, численных и натуральных исследований

Тип «конструкции»	Соотношение нагрузки	Деформации образца, мм				
		Робастное среднее значение деформаций, мм	Численная модель, мм	ТСС А.Р.Ржаницына	ТСС П.Ф. Плешкова	Брус цельного сечения
конструкция 1	0.3	18.08	18.43	18.35	18.04	14.66
	0.5	17.32	17.52	17.66	17.46	13.95
	0.7	17.11	17.18	17.46	17.73	14.08
	1.0	17.60	17.61	18.03	17.83	14.09
конструкция 2	0.3	16.44	16.56	16.75	16.81	14.66
	0.5	16.73	16.92	16.86	16.31	13.95
	0.7	16.41	16.68	16.32	16.58	14.08
	1.0	16.48	16.28	16.25	16.69	14.09
конструкция 3	0.3	16.45	16.56	16.75	16.81	14.66
	0.5	16.21	16.92	16.86	16.31	13.95
	0.7	16.18	16.68	16.32	16.58	14.08
	1.0	16.27	16.28	16.25	16.69	14.09

Таблица 2 – Результаты теоретических, численных и натуральных исследований

Тип «конструкции»	Соотношение нагрузки	Сдвигающее усилие, кН			
		Робастное среднее значение сдвигающего усилия, кН	Численная модель	ТСС А.Р.Ржаницына	ТСС П.Ф. Плешкова
конструкция 1	0.3	19.80	22.40	21.94	22.52
	0.5	21.86	23.40	22.20	23.35
	0.7	23.78	24.35	24.02	24.27
	1.0	23.86	24.98	24.52	24.85
конструкция 2	0.3	23.37	24.15	23.85	23.97
	0.5	24.45	25.05	24.65	24.72
	0.7	25.18	25.98	25.42	25.65
	1.0	25.90	26.38	26.12	26.24
конструкция 3	0.3	23.72	24.18	23.85	23.97
	0.5	24.33	25.05	24.65	24.72
	0.7	25.31	25.98	25.42	25.65
	1.0	25.99	26.38	26.12	26.24

На втором этапе анализировались результаты величины разрушающей нагрузки и соответствующие им деформаций, сдвигающим усилиям, представленные в таблице 3. Критерием разрушения при теоретическом моделировании было предполагаемое значение разрушающей нагрузки, при котором определялась величина прогибов деревянного составного элемента и сдвигающее усилие.

Расхождение по величине разрушающей нагрузки составляет 5,4-15,6%, при этом результаты экспериментальных данных выше, чем численного исследования. Это объясняется тем, что при численном и теоретическом моделировании критерием разрушения было достижение в углеродволоконной замкнутой обойме на эпоксидной матрице деформаций взаимного смещения брусков 0,85 мм, но в результате натуральных исследований было установлено, что разрушение может произойти и при достижении взаимного смещения брусков и величины 0,92 мм. Разница между прогибами и сдвигающими усилиями находится в пределах от 5,0 до 12,3 %. Таким образом, результаты теоретических, численных и экспериментальных исследований достаточно хорошо коррелируются между собой. Это показывает, что теории составных стержней А.Р. Ржаницына и П.Ф. Плешкова возможно применять для расчета деревянных составных элементов с углеродволоконной замкнутой обоймой при определении коэффициента жесткости. На основании экспериментально теоретических исследований было подтверждена возможность использования теорий составных стержней А.Р. Ржаницына и П.Ф. Плешкова.

Таблица 3 – Результаты испытаний при соотношении нагрузки 0.3

Тип «конструкции»	Наименование показателя	Результаты исследований				Тип разрушения
		Робастное среднее значение	Численная модель, мм	ТСС А.Р.Ржаницына	ТСС П.Ф. Плешкова	
конструкция 1	М, кНхм	3,165	2,994	3,155	3,155	Разрушение «УВ-обоймы»
	N, кН	0,954	0,866	0,947	0,947	
	прогиб, мм	21,49	22,080	22,32	22,24	
	Сдвигающее усилие, кН	31,14	28,555	27,450	26,795	
конструкция 2	М, кНхм	3,685	3,294	3,677	3,677	Разрушение «УВ-обоймы»
	N, кН	1,109	0,958	1,103	1,103	
	прогиб, мм	24,32	23,031	25,40	26,45	
	Сдвигающее усилие, кН	32,42	34,913	31,12	30,852	
конструкция 3	М, кНхм	3,684	3,334	3,677	3,677	Разрушение «УВ-обоймы»
	N, кН	1,107	1,010	1,103	1,103	
	прогиб, мм	24,14	23,031	25,40	26,45	
	Сдвигающее усилие, кН	32,39	34,913	31,12	30,852	

Авторами статьи предлагается следующий метод расчета углеродволоконных замкнутых обойм на эпоксидной матрице. Первоначально необходимо в лабораторных условиях определить коэффициент жесткости на двухсрезных образцах с углеродволоконной замкнутой обоймой с эпоксидной матрицей. На втором этапе произвести расчет прогиба элемента с учетом коэффициента жесткости по формуле теории составных стержней П.Ф. Плешкова, так как она менее трудоемка. При этом при назначении коэффициента армирования необходимо учитывать минимально требуемую длину из условия среза.

Учитывая, что данный метод достаточно трудоёмкий и требует наличия лаборатории для испытания образцов, авторами статьи был проведен анализ численных моделей и произведен расчет по теориям составных стержней А.Р. Ржаницына и предложены коэффициенты  $k_w$  и  $k_i$ , представленные в таблицах 4-9.

Таблица 4 – Коэффициент  $k_w$  для элементов длиной 3 м

Число слоев в элементе	$k_{арм}$				
	0.25	0.3	0.5	0.7	1
2	0.88	0.92	0.94	0.95	0.96
3	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86
10	0.70	0.74	0.76	0.78	0.80

Таблица 5 – Коэффициент  $k_w$  для элементов длиной 4 м

Число слоев в элементе	$k_{арм}$				
	0.25	0.3	0.5	0.7	1
2	0.90	0.92	0.94	0.95	0.96
3	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92
10	0.76	0.78	0.80	0.82	0.84

Таблица 6 – Коэффициент  $k_w$  для элементов длиной 6 м и более

Число слоев в элементе	$k_{арм}$				
	0.25	0.3	0.5	0.7	1
2	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96
3	0.88	0.92	0.94	0.95	0.96
10	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88

Таблица 7 – Коэффициент  $k_i$  для элементов длиной 3 м

Число слоев в элементе	$k_{арм}$				
	0.25	0.3	0.5	0.7	1
2	0.78	0.82	0.84	0.88	0.9
3	0.52	0.55	0.56	0.59	0.6
10	0.35	0.36	0.37	0.38	0.39

Таблица 8 – Коэффициент  $k_i$  для элементов длиной 4 м

Число слоев в элементе	$k_{арм}$				
	0.25	0.3	0.5	0.7	1
2	0.80	0.84	0.86	0.89	0.93
3	0.55	0.58	0.60	0.62	0.64
10	0.40	0.42	0.44	0.46	0.48

Таблица 9 – Коэффициент  $k_i$  для элементов длиной 6 м и более

Число слоев в элементе	$k_{арм}$				
	0.25	0.3	0.5	0.7	1
2	0.81	0.85	0.87	0.89	0.93
3	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64
10	0.41	0.42	0.44	0.46	0.48

В заключение следует отметить, что проведен обширный анализ исследований и технической литературы, в результате которого были определены основные тенденции развития применения композитных материалов в деревянном строительстве. Авторами предложен но-

вый способ соединения и усиления деревянных составных элементов. Проведены экспериментальные исследования, в результате которых предложена методика оценки углеродволоконных замкнутых обоем на эпоксидной матрице. Определены коэффициенты податливости для углеродволоконных замкнутых обоем для расчета деревянных элементов составного сечения с применением композитных соединений по методике ТНПА /7,9/. При этом требуются дальнейшие исследования углеродволоконных замкнутых обоем на эпоксидной матрице: влияние количества слоев углеродволоконной ленты; провести калибровку численной модели; влияние толщины и количества слоев древесины на податливость соединения. Результаты диссертационной работы могут использоваться в научно-исследовательских и проектных организациях при проектировании углеродволоконных замкнутых обоем на эпоксидной матрице.

#### Список источников

1. Калугин А. В. Деревянные конструкции. Учеб. пособие (конспект лекций). – М.: Издательство АСВ, 2003. – 224 с.
2. Линьков Н.В. Соединение деревянных конструкций композиционным материалом на основе эпоксидной матрицы и стеклоткани. – М.:МГСУ, 2012. – 196 с.
3. Копаница, Д.Г. Исследование деформаций клееной балки из древесины, усиленной углеродным волокном, с использованием цифровой оптической системы VIC3D / Д.Г. Копаница, Д.В. Лоскутова, А.И. Данильсон // Вестник ТГАСУ. – 2015. - №4. – с. 135-142.
4. Коченов В. М. Экспериментально-теоретические исследования деревянных конструкций: по материалам лаборатории деревянных конструкций / В.М. Коченов. – М.: Главная редакция строительной литературы, 1938. – 239 с.
5. Плешков, П.Ф. Теория расчета деревянных составных стержней / П.Ф. Плешков. — М.: Гос. изд. лит. по стр-ву и арх., 1952. – 195 с.
6. Ржаницын А. Р. Теория составных стержней строительных конструкций. – М. Стройиздат, 1948. – 192 с.
7. ТКП 45-5.05-146-2009. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования. – Мн: Минстройархитектуры, 2010. – 72 с.
8. ТКП EN 1990-2011. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Мн: Минстройархитектуры, 2012. – 96 с.
9. ТКП EN 1995-1-1-2009. Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Мн: Минстройархитектуры, 2010. – 110 с.



## РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ, ПРОДОЛЬНЫХ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Лазовский Е.Д., Глухов Д.О.

В данной статье рассматривается состояние вопроса нелинейных расчетов строительных конструкций, в частности железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

**Введение.** Внедрение и совершенствование новых строительных технологий и конструкций приносит в отрасль новые требования к развитию нормативной технической документации, совершенствованию существующих и разработки новых методов в области проектирования и расчета строительных конструкций. Новые системы контроля качества производства строительных материалов и изделий, включающие полный перечень необходимых контрольных мероприятий, обеспечивающих гарантированный уровень надежности на стадии производства, выдвигают новые требования к полному использованию ресурсов строительных материалов, использованных для изготовления конструкции. Это, в свою очередь, ведет к необходимости совершенствования существующих методов расчета строительных конструкций с целью повышения их точности, без снижения целевого уровня надежности для конечного потребителя.

Вместе с тем, заказчика, зачастую, интересует работа конструкции (элемента) на всех стадиях ее эксплуатации, вплоть до предельной, что особенно актуально в случае определения фактического технического состояния конструкции и резерва ее несущей способности при реконструкции [1].

Одним из важнейших факторов, определяющих эксплуатационную безопасность конструкции (конструктивного элемента), является соответствие принятой расчетной модели действительному характеру работы анализируемой конструкции, либо отдельного конструктивного элемента.

Методики расчета, заложенные в нормы проектирования и расчета железобетонных конструкций [2, 3], за редким исключением, используют линейные расчетные модели, не позволяющие учесть историю нагружения элемента, последовательность приложения тех или иных нагрузок, цикличность загрузений, абсолютно нелинейные неупругие свойства материалов бетона и частично арматуры.

Вместе с тем, современное развитие электронно-вычислительной техники и алгоритмов поиска решений позволяет реализовывать в виде компьютерных программ сколь угодно сложные расчетные модели, способные учесть значительную часть элементов нелинейности для повышения точности инженерных расчетов строительных конструкций и их элементов.

**Основная часть.** Одной из наиболее интересных для решения представляется задача нелинейной работы сечений изгибаемых железобетонных элементов в зоне действия изгибающих моментов, продольных и поперечных сил. Пути решения может быть моделирование железобетонных элементов с помощью современных программ для конечно-элементного анализа (Ansys, Abaqus, SCAD, др.) [4-6] с заданием точных характеристик и нелинейных диаграмм материалов и контактных соединений. Однако, ввиду сложности реализации для различных элементов и необходимости точного задания входных параметров не позволяет широко применять моделирование в практике строительного проектирования. Наиболее перспективным представляется использование расчетных моделей сечений элементов. В качестве основы для рассмотрения нелинейности может быть использована наиболее широко применяемая методика, основанная на положениях модифицированной теории полей сжатия (МСФТ) [7] и общей деформационной модели.

При применении деформационных методов расчета железобетонных элементов, находящихся в плоском напряженном состоянии (в частности метод «модифицированной теории сжатых полей»), сам железобетон с наклонными трещинами рассматривается как некий не-

прерывный материал, обладающий определенными свойствами, которые меняются в зависимости от степени нагружения. Учитывая это, в расчетах на стадии после образования трещин рассматривают средние напряжения и относительные деформации в бетоне и арматуре, полученные путем осреднения на определенной базовой площадке, ориентированной поперек нескольких наклонных трещин, включая относительные деформации от раскрытия трещин.

Аналогично расчету прочности изгибаемых железобетонных элементов по нормальным сечениям с использованием деформационной модели, «модифицированная теория сжатых полей» предлагает рассчитывать все параметры напряженно-деформированного состояния поперечного сечения зоны среза: напряжения в бетоне  $\sigma_{cx}$ ,  $\sigma_{cy}$ ,  $\sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c2}$ ,  $\tau_{xy}$ , напряжения в арматуре  $\sigma_{sx}$ ,  $\sigma_{sy}$ , относительные деформации элементарного участка  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\gamma_{xy}$ , а также угол  $\theta$  (определяющий положение наклонных трещин и главных напряжений). Участки рассматриваются поочередно, последовательными приближениями, предварительно задавшись распределением касательных напряжений  $\tau_{xy}$  и продольных деформаций  $\varepsilon_x$  по высоте сечения. Уравнения равновесия для зоны среза изгибаемого элемента при действии изгибающего момента  $M_{Ed}$ , продольных  $N_{Ed}$  и поперечных сил  $V_{Ed}$  имеют вид:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^m \sigma_{cx(i)} b(i) h(i) + \sum_{j=1}^n \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} &= N_{Ed} \\ \sum_{i=1}^m \sigma_{cx(i)} b(i) h(i) (y_{c(i)} - y_{c0}) + \sum_{j=1}^n \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} (y_{s(j)} - y_{c0}) &= M_{Ed} \\ \sum_{i=1}^m \tau_{xy(i)} b(i) h(i) &= V_{Ed} \end{aligned} \quad (1)$$

Уравнения равновесия и совместности деформаций для плоской элементарной площадки при использовании модели переменного угла выглядят следующим образом:

Уравнения равновесия и совместности деформаций для элементарной площадки выглядят следующим образом:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_{c2} \cos^2 \alpha + \sigma_{c1} \sin^2 \alpha + \rho_x \sigma_{sx} \\ \sigma_y &= \sigma_{c2} \sin^2 \alpha + \sigma_{c1} \cos^2 \alpha + \rho_y \sigma_{sy} \\ \tau_{xy} &= (-\sigma_{c2} + \sigma_{c1}) \sin \alpha \cdot \cos \alpha \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_{c2} \cos^2 \alpha + \varepsilon_{c1} \sin^2 \alpha \\ \varepsilon_y &= \varepsilon_{c2} \sin^2 \alpha + \varepsilon_{c1} \cos^2 \alpha \\ \frac{\gamma_{xy}}{2} &= (-\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{c1}) \sin \alpha \cdot \cos \alpha \end{aligned} \quad (3)$$

где  $\rho_x, \rho_y$  – процент армирования в продольном и поперечном направлениях соответственно.

Начальное распределение касательных напряжений по высоте анализируемого сечения может задаваться равномерным, параболическим, либо по другому закону. Для уточнения начального распределения может применяться метод «двух сечений» [8]. При этом принимается линейная зависимость между касательными напряжениями и сдвиговыми деформациями (постоянный модуль сдвига).

Модифицированная теория полей сжатия опирается, помимо вышеназванных, на следующие предпосылки:

- в пределах отдельных элементарных участков и по сечению арматурных стержней распределение относительных деформаций и напряжений является равномерным;

- средние напряжения, а также средние относительные деформации в железобетонном элементе, находящемся в условиях плоского напряженного состояния, связаны теорией напряженных состояний (кругами Мора);

- главные растягивающие напряжения изменяются по ширине сжатой бетонной полосы от нуля в сечении с трещиной, до некоторого максимума в середине расстояния между трещинами. В расчетах используют средние величины главных растягивающих напряжений, рассматривая их как функцию от средних растягивающих деформаций для элемента с наклонными трещинами.

- в сечении, проходящем вдоль наклонной трещины, действуют касательные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещины, описываемые эмпирически [7];

- бетон в сжатой полосе между наклонными трещинами находится в условиях двухосного напряженного состояния, в связи с этим для расчетов используется трансформированная с учетом эффекта разупрочнения диаграмма деформирования (рис.2), описанная полиномом второй степени

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c2,max} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon'_c} \right) - \left( \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right]; \quad (2)$$

либо любым другим описанием, способным учесть историю нагружений и длительность действия нагрузки с учетом ползучести бетона.

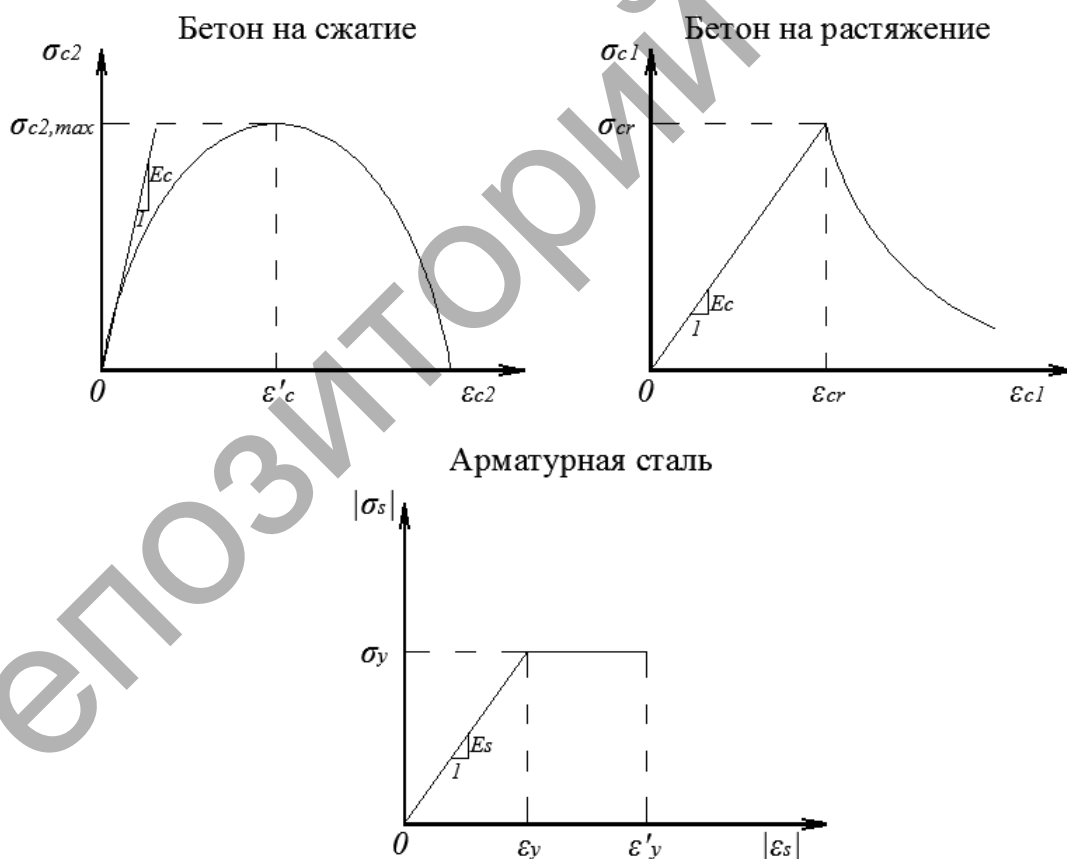


Рисунок 1 – Диаграммы деформирования материалов, используемые в расчетах по МСФТ в общем случае

- при деформационных расчетах принимается гипотеза плоских сечений в постановке Мурашова-Немировского [9-10].

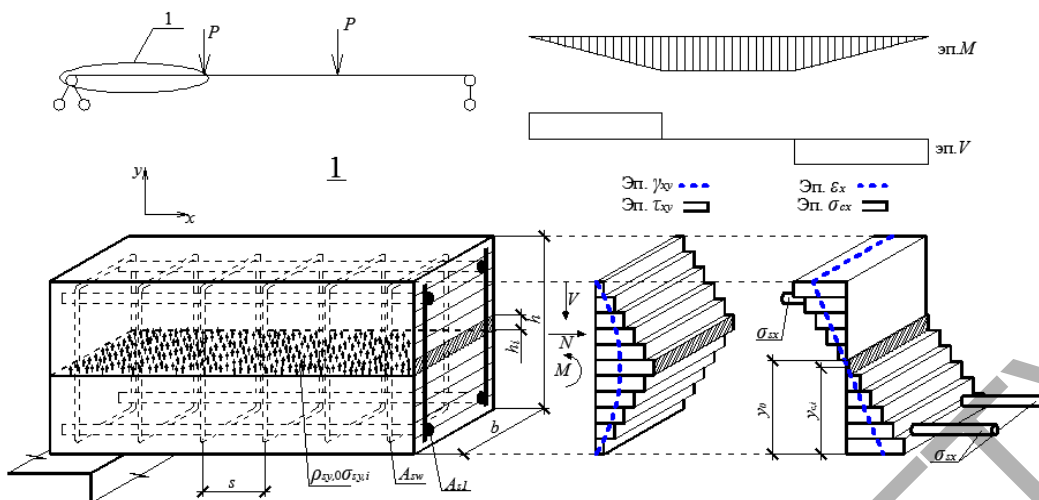


Рисунок 2 – Распределение касательных и нормальных напряжений и относительных деформаций в изгибаемом железобетонном элементе в зоне действия поперечных сил

Для реализации расчетов с использованием данной методики рекомендуется использовать метод последовательных нагружений. Таким образом, в результате расчетов вычисляются параметры напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента на любой стадии работы, вплоть до разрушения. При этом критерием достижения элементов предельного состояния может задаваться любое из требуемых значений деформаций бетона, арматуры, сечения в целом.

**Выводы.** Использование методики расчета сечений железобетонных элементов, основанной на положениях модифицированной теории полей сжатия и общей деформационной модели позволяет реализовать физически обоснованный нелинейный расчет при совместном действии в сечении изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

#### Список источников

1. Перельмутер А.В., Тур В.В. Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании / А.В. Перельмутер, В.В. Тур // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 13(3) 86-102 (2017) pp 86-102
2. ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete : ACI 318-05 and Commentary (318-95R) / American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995. – 369 p.
3. ТКП EN 1992-1-1. – 2009\* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: – 219 p.
4. Becker A.A. Understanding Non-linear Finite Element Analysis Through Illustrative Benchmarks. Glasgow, NAFEMS, 2001, 170 pages.
5. Попов А.Н., Хатунцев А.А. и др. Пространственный деформационный нелинейный расчет железобетонных изгибаемых конструкций методом конечных элементов / А.Н. Попов, А.А. Хатунцев и др. // «НАУКОВЕДЕНИЕ» №5 2013
6. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / Клованич С.Ф., Безушко Д.И. – Одесса: изд-во ОНМУ, 2009. – 89 с
7. Vecchio F.J., Collins M.P. // The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear / ACU. v. 83, N2, March-April 1986, pp.219-231.
8. Vecchio F.J. // Analysis based on the Modified Compression Field Theory / IABSE Colloq. On Structural Concrete, Stuttgart, 1991, IABSE Report, v. 62, pp.321-326
9. Мурашов, В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. / В.И. Мурашов. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
10. Немировский, Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном нагружениях / Я.М. Немировский // Бетон и железобетон. –1955.– №5. – С. 172-176.

## СОПРОТИВЛЕНИЕ СЖАТИЮ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Лазовский Д. Н., Хаткевич А. М.

**Введение.** Сжатые каменные элементы, изготовленные из каменной кладки, широко используются при возведении зданий и сооружений различного назначения. Благодаря применению продольного и поперечного армирования, а также создания комплексных сечений за счет включения железобетона, существенно повышается прочность, как при сжатии, так и при растяжении, что позволяет использовать армокаменные элементы во внецентренно сжатых конструкциях с достаточно большими эксцентриситетами.

Известные методы расчета сжатых каменных и армокаменных элементов базируются на применении упрощенных моделей и обладают рядом несовершенств: рассматривается лишь стадия разрушения, не учитываются нелинейность деформирования кладки под нагрузкой и ее сопротивление растяжению, фактическая высота сжатой части сечения с криволинейными нормальными напряжениями заменяется эквивалентной с равномерно распределенными напряжениями, не в полной мере учитывается перераспределение усилий в комплексных армокаменных элементах. К примеру, прочность кладки в комплексных элементах с железобетоном уменьшается введением постоянного, не зависящего от объемного соотношения кладки и железобетона, коэффициента 0,85; в комплексных и внецентренно сжатых армокаменных элементах вводятся ограничения по проценту продольного армирования, к сопротивлению арматуры также вводятся коэффициенты условий работы. Данные мероприятия необходимы для учета неполного использования прочностных свойств, вызванного разными деформационными характеристиками составляющих сечение сжатого элемента материалов.

Указанные упрощения не позволяют получать достоверные данные о напряженно-деформированном состоянии как в стадии разрушения сжатого элемента, так и на промежуточных стадиях нагружения, что может приводить как к перерасходу материалов, так и к недостаточной надежности проектных решений.

**Основная часть.** Предлагается методика расчета сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов на основе метода сечений и общей деформационной модели, позволяющая определять их параметры напряженно-деформированного состояния на любой стадии деформирования [1, 2]. Она позволяет рассчитывать в том числе элементы, поперечное сечение которых состоит из материалов с разными физико-механическими характеристиками, учет которых в настоящее время основан на применении эмпирических правил и коэффициентов.

Предпосылки и допущения предлагаемой методики:

- рассматриваемый сжатый элемент изготовлен из сплошного однородного материала – каменной либо армокаменной с поперечным армированием кладки с осредненными физико-механическими свойствами;
- стальная продольная арматура работает совместно с кладкой на всех стадиях деформирования под нагрузкой вплоть до разрушения;
- поперечное сечение сжатого элемента рассматривается как совокупность  $k$  элементарных площадок площадью  $A_{mi}$  и  $n$  стержней продольной арматуры с площадью поперечного сечения  $j$ -го стержня  $A_{sj}$ . В пределах элементарных площадок напряжения считаются равномерно распределенными;
- распределение относительных деформаций  $(\varepsilon_{mi}, \varepsilon_{sj})$  по поперечному сечению армокаменного элемента принимается линейным исходя из условия соблюдения гипотезы плоских сечений. Для  $i$ -го элементарного слоя сечения элемента и  $j$ -го арматурного стержня продольной арматуры:

$$\begin{cases} \varepsilon_{mi} = \frac{1}{r_y}(y_{mi} - y_0) + \frac{1}{r_x}(x_{mi} - x_0) + \varepsilon_N \\ \varepsilon_{sj} = \frac{1}{r_y}(y_{sj} - y_0) + \frac{1}{r_x}(x_{sj} - x_0) + \varepsilon_N, \end{cases} \quad (1)$$

где  $1/r_y$ ,  $1/r_x$  - кривизна элемента соответственно в направлении осей  $y$  и  $x$ ;

$\varepsilon_N$  - относительная деформация армокаменного элемента от продольного усилия  $N$ :

$$\varepsilon_N = \frac{N}{\sum_{i=1}^k E_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E_{sj} A_{sj}}; \quad (2)$$

- каждая элементарная площадка испытывает сжатие или растяжение в соответствии с диаграммой деформирования кладки или арматуры. На любом уровне нагружения напряжения в кладке и арматуре  $\sigma_{mi}$  и  $\sigma_{sj}$  связаны с относительными деформациями каменной кладки  $\varepsilon_{mi}$  и арматуры  $\varepsilon_{sj}$  секущим модулем деформаций  $E'_{mi}$  и  $E'_{sj}$  соответственно:

$$\begin{cases} \sigma_{mi} = f(\varepsilon_{mi}) = E'_{mi} \varepsilon_{mi} \\ \sigma_{sj} = f(\varepsilon_{sj}) = E'_{sj} \varepsilon_{sj}. \end{cases} \quad (3)$$

Таким образом, используя уравнения равновесия, условия распределения относительных деформаций в соответствии с гипотезой плоских сечений и диаграммы деформирования каменной кладки и продольной арматуры система разрешающих уравнений для общего случая косоугольного сжатия для расчета параметров напряженно-деформированного состояния армокаменных элементов имеет следующий вид:

$$\begin{cases} \varepsilon_N \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} \right) + \frac{1}{r_x} \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) \right) + \\ + \frac{1}{r_y} \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) \right) - N = 0 \\ \varepsilon_N \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) \right) + \\ + \frac{1}{r_x} \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0)^2 + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0)^2 \right) + \\ + \frac{1}{r_y} \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)(z_{mi} - z_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)(x_{sj} - x_0) \right) - N \cdot e_x = 0 \\ \varepsilon_N \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) \right) + \\ + \frac{1}{r_x} \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)(x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0)(y_{sj} - y_0) \right) + \\ + \frac{1}{r_y} \left( \sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)^2 + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)^2 \right) - N \cdot e_y = 0. \end{cases} \quad (4)$$

Напряжение элементарной площадки больше сопротивления кладки на растяжение свидетельствует об образовании трещин, жесткость данной площадки в работе сечения принимается нулевой, т.е.  $E'_{mi} A_{mi} = 0$ .

Диаграммы деформирования продольной арматуры при сжатии и растяжении принимаются одинаковыми. Для арматуры, имеющей физический предел текучести принимается упро-

шенная диаграмма Прандтля, для арматуры с условным пределом текучести принимается билинейная диаграмма с двумя базовыми точками.

В качестве диаграммы деформирования каменной кладки, устанавливающей связь между напряжениями и деформациями, принимается нелинейная диаграмма состояния каменной кладки с ниспадающей ветвью, рисунок 1.

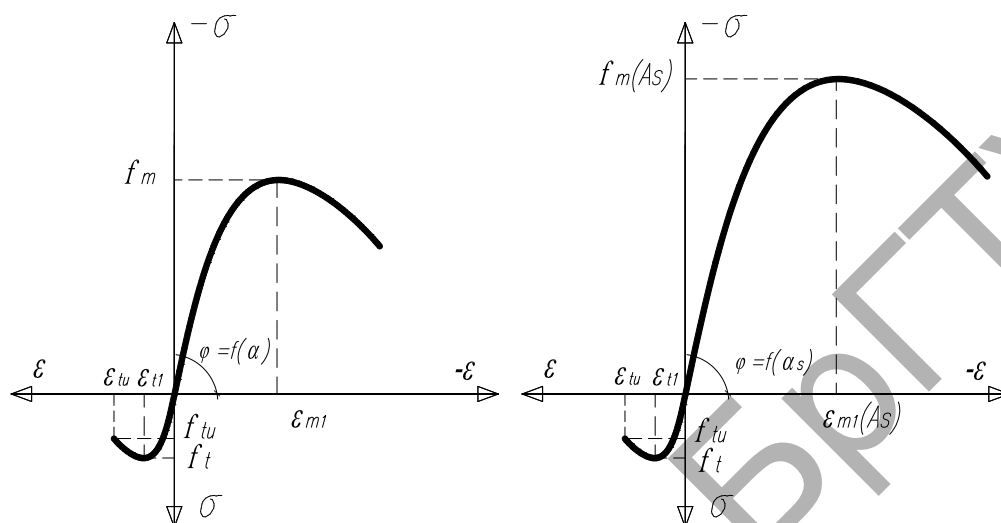


Рисунок 1 – Диаграммы деформирования каменной кладки и каменной кладки с поперечным армированием горизонтальных швов

Параметры базовых точек диаграммы состояния каменной кладки:

- при сжатии  $[\varepsilon_{m1}; f_m]$ ;
- при растяжении  $[\varepsilon_{t1}; f_t]$  и  $\varepsilon_{tu}$ .

Угол наклона  $\varphi$  диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ », характеризующий модуль деформаций, определяется упругой характеристикой кладки  $\alpha$ , зависящей от вида кладки и прочности кладочного раствора при сжатии. Относительные деформации кладки, соответствующие основным базовым точкам, также определяются исходя из значений упругой характеристики.

Ординаты в вершинах диаграммы представляют собой максимальные напряжения, возникающие при испытании образцов каменной кладки при осевом сжатии или растяжении, которые помимо испытаний могут быть вычислены на основании прочностных характеристик исходных кладочных материалов.

Поперечное армирование горизонтальных швов кладки приводит к повышению сопротивления сжатию и увеличению сжимаемости. Диаграмма состояния, как и для неармированной кладки принимается нелинейной с ниспадающей ветвью, при этом изменяется базовая точка при сжатии  $[\varepsilon_{m1}(As); f_m(As)]$ , рисунок 1.

Традиционно используемые для поперечного армирования горизонтальных швов армокаменных элементов сетки из-за наличия узлов пересечения зачастую приводят к раннему трещинообразованию. В литературе имеются противоречивые сведения об эффективности поперечного армирования [3]. В связи с этим экспериментально было проверено влияние вида сеток поперечного армирования на напряженно-деформированное состояние армокаменных элементов. Для армирования использовались сетки из перекрестных стержней и спиралеобразные сетки.

Характер разрушения образцов кладки с поперечным армированием горизонтальных швов показал, что в расчетах необходимо деление поперечного сечения армокаменных с поперечным армированием элементов на два характерных участка с площадью  $A_{eff}$  и  $A_0$ , рисунок 2, которым соответствуют разные сопротивления сжатию кладки –  $f_m(As)$  и  $f_m$  соответ-

венно, что учитывается предлагаемой методикой расчета путем использования разных диаграмм деформирования.

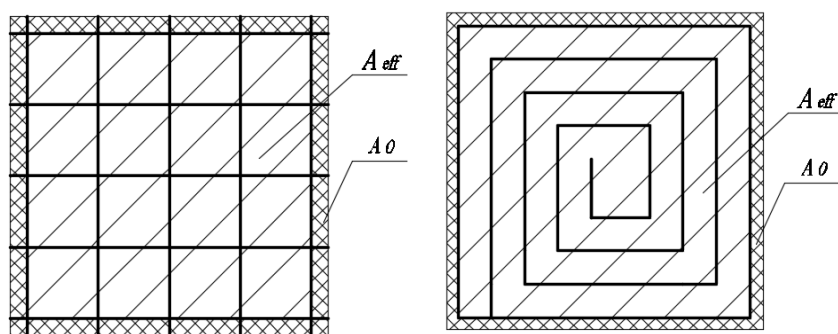


Рисунок 2 – Деление поперечного сечения образцов на  $A_{eff}$  и  $A_0$ , армированных сетками из перекрестных стержней и спиральными сетками соответственно

Предпосылка методики в виде соблюдение гипотезы плоских сечений для осредненных продольных деформаций (с «достаточной для практики точностью») подтверждено рядом экспериментальных исследований [4, 5, 6]. Сохранение плоскостности поперечных сечений при расчете каменных и армокаменных с продольным армированием элементов является общим положением расчета в ряде нормативных документов – в частности ТКП EN 1996-1-1 [7], ТКП 45-5.03-308-2017 [8].

Возможность применения гипотезы для расчета армокаменных элементов с поперечным армированием сетками в виде плоских спиралей проверена экспериментально, рисунок 3.

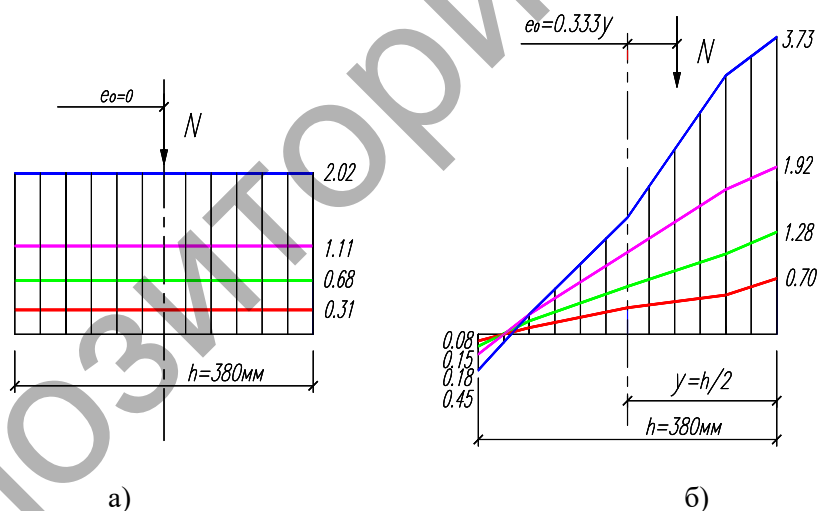


Рисунок 3 – Распределение деформаций  $\varepsilon \cdot 10^{-3}$  по среднему сечению опытных образцов при центральном и внецентренном сжатии соответственно. Эпюры построены для уровня нагрузок, составляющих 0,2, 0,4, 0,6 и 0,85 от разрушающей  $N_u$

Измерением относительных деформаций проволоки с помощью предварительно наклеенных тензорезисторов установлено уменьшение напряжений в отдельных витках сеток в виде плоских спиралей по мере приближения витков к центральной части поперечного сечения опытных образцов. Установлено, что эффективность использования прочностных свойств арматуры во внутренних витках уменьшается до 7,5 раз по сравнению с внешними, что явилось основанием для усовершенствования сеток (патент на полезную модель № 9295 «Сетка для поперечного армирования каменной кладки» [9]), позволяющего более эффективно расходовать арматуру путем рационального размещения в плане витков спиральной сетки, рисунок 4.



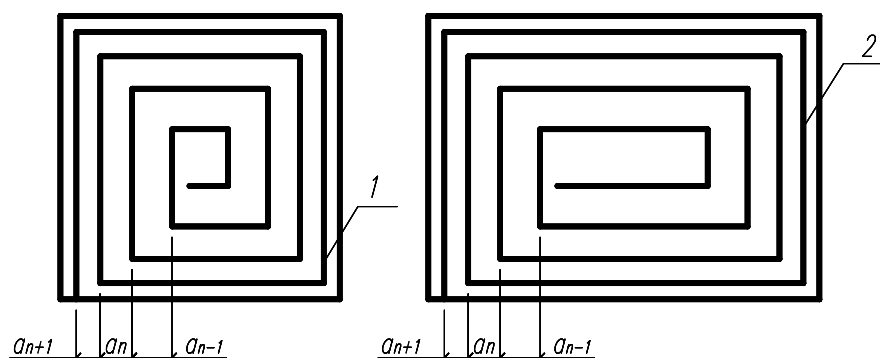


Рисунок 4 – Схемы усовершенствованных сеток в виде квадратной (1) и прямоугольной (2) плоской спирали с переменным шагом витков  $a_n$

За сопротивление сжатию в предельной стадии по прочности в предлагаемой методике принимается максимальное усилие, при котором соблюдаются условия равновесия и площадь эпюры сжатой зоны максимальна.

Данный критерий разрушения отличается от распространенного в настоящее время ограничения предельных деформаций сжатия и обладает преимуществом за счет возможности учета перераспределения усилий в сечении сжатых элементов, состоящих из нескольких материалов, либо подвергающихся усилению. К тому же многочисленные исследования показывают, что при внецентренном сжатии деформации кладки могут увеличиваться до четырех раз по сравнению с центральным, что превышает нормируемые предельные значения сжимаемости.

Предлагаемая методика реализована в программном комплексе «Beta» (разработка д.т.н. Д.Н. Лазовского и к.т.н. Д.О. Глухова). Она позволяет учитывать истинные деформационные свойства составляющих сечение материалов, позволяет выявить неполное использование прочностных свойств арматуры, каменной кладки и проводить расчеты без введения эмпирических коэффициентов.

Проверка достоверности разработанной методики расчета сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов выполнена путем сопоставления результатов расчета с данными из сформированной выборки результатов экспериментальных результатов проведенных ранее исследований.

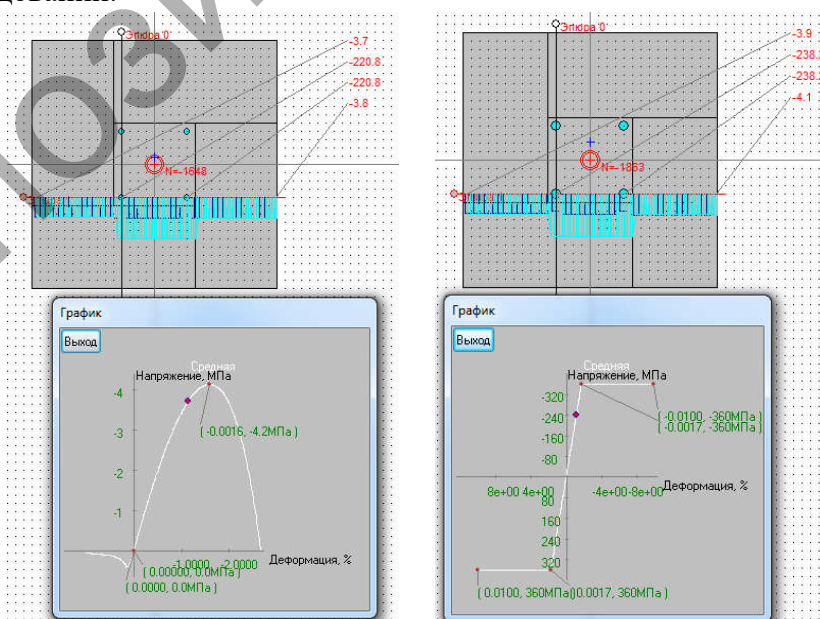


Рисунок 5 – Распределение напряжений в сечениях сжатых комплексных элементов, напряжения в кирпичной кладке и продольной арматуре в предельной стадии по прочности

В выборку включены четыре группы элементов – каменные, армокаменные с продольным армированием, армокаменные с поперечным армированием, комплексные элементы из каменной кладки и железобетона. Сравнивая рассчитанные параметры напряженно-деформированного состояния сечений, включая сопротивление сжатию в предельной стадии по прочности, с экспериментальными, установлена их хорошая сходимость, что позволяет рекомендовать применение разработанной методики.

На рисунке 5 в качестве примера показаны отдельные результаты расчета сопротивления сжатию сечений комплексных элементов из каменной кладки с железобетонным сердечником. Напряжения в каменной кладке (3,8 МПа) не достигают предела прочности (4,2 МПа), что вызвано ее большей деформативностью по сравнению с железобетоном. Напряжения в сжатой продольной арматуре также не достигают предела текучести. Таким образом методика позволяет описать истинное напряженно-деформированное состояние поперечного сечения без использования эмпирических коэффициентов.

**Выводы.** Разработана на основе общей деформационной модели для элементов любой формы поперечного сечения с произвольными эксцентриситетами приложения продольных сил методика расчета сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов, позволяющая получать параметры их напряженно деформированного состояния на любой стадии деформирования под нагрузкой. Предпосылка общей деформационной модели в виде гипотезы плоских сечений применительно к армокаменным элементам с поперечным армированием в виде плоских спиралей подтверждена экспериментально.

Предложена новая усовершенствованная конструкция спиральной сетки для поперечного армирования армокаменных элементов с уменьшением шага витков от оси поперечного сечения к его краю, благодаря чему повышается эффективность использования поперечного армирования, имеется возможность снижения расхода арматуры при изготовлении сеток до 10% без потери прочности армокаменного элемента.

#### Список источников

1. Лазовский Д.Н. Расчет сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов с учетом физической нелинейности / Д.Н. Лазовский, А.М. Хаткевич // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Сер. Ф. – 2017. - № 16. – С. 41-50.
2. Глухов, Д.О. Метод расчета прочности сжатых каменных элементов по сечениям, нормальным к продольной оси / Д.О. Глухов, А.М. Хаткевич // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Сер. Ф. – 2016. - № 8. – С. 73-79.
3. Drobiec, L. MASONRY WALLS AND COLUMNS WITH BED JOINT REINFORCEMENT SUBJECTED TO VERTICAL LOADS – PROPOSITION OF DESIGN METHOD / L. Drobiec and J. KUBICA // 14th International Brick & Block Masonry Conference [Electronic resource]. - 2008. - Sydney, Australia. – Mode of access: [http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/2008/14IBMAC\\_117.pdf](http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/2008/14IBMAC_117.pdf). – Date of access: 13.07.2017.
4. Каменная кладка из пильных известняков / С.В. Поляков [и др.]. – Кишинев: Изд-во «Картя Молдовеняскэ», 1973. – 344 с.
5. Пильдиш, М.Я. Каменные и армокаменные конструкции зданий / М.Я. Пильдиш, С.В. Поляков. – 2-е изд. – Москва: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1955. – 400 с.
6. Экспериментальные исследования каменных конструкций: сб. статей / Народный комиссариат по строительству СССР. Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений «ДНИПС»; науч. ред. Л.И. Онищик. - М.-Л.: Государственное издательство строительной литературы, 1939. - 160 с.
7. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Ч. 1-1 : Общие правила для армированных и неармированных конструкций : СТБ EN 1996-1-1-2008. – Введ. 1.07.2009. – Минск : Госстандарт, 2009. – 128 с.
8. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.03-308-2017 (33020). – Введ. 01.01.2018. – Минск.: Минстройархитектуры, 2017. – 112 с.
9. Сетка для поперечного армирования каменной кладки: полез. модель ВУ 9295 / А.М. Хаткевич, В.Д. Гринев. – Опубл. 30.06.2013.

## ОПТИМИЗАЦИЯ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Лапина А. И.

**Введение.** На сегодняшний день оптимизация конструкций является одним из перспективных направлений строительной отрасли. Применение существующих методик оптимизации и разработка новых, позволяют снижать стоимость строительных конструкции без проведения дорогостоящих экспериментальных исследований. Современные достижения электронно-вычислительной техники, дают возможность до минимума сократить время необходимое для вычислений и значительно расширить область исследований. Сегодня в Республике Беларусь для строительства жилья все чаще используются каркасные здания с монолитными железобетонными перекрытиями. При этом исследование международного опыта проектирования таких перекрытий показывает, что вопросу их оптимизации посвящено незначительное количество работ. К основным недостаткам имеющихся работ, посвященных оптимизации монолитных перекрытий, можно отнести:

- расчет железобетонных плит по методам теории упругости, без учета их пластической работы;
- выбор критерия оптимизации, не позволяющего оценить эффективность капиталовложений в строительство и/или ущерб от вероятностного отказа конструкции;
- оценка ущерба от разрушения без учета затрат, которые целесообразно инвестировать в сохранение человеческой жизни.

Принимая во внимание выше сказанное, представляется целесообразным разработать методику оптимального проектирования безбалочных перекрытий монолитных каркасных зданий по стоимостному критерию, учитывающую эффективность капиталовложений в строительство, а также ущерб от вероятностного отказа конструкции, включающий затраты, которые целесообразно инвестировать в сохранение человеческой жизни в Республике Беларусь.

**Основная часть.** Рассмотрим железобетонные безбалочные бескапитальные перекрытия монолитного каркаса многоэтажного жилого здания высотой до 75 м. Каркас здания выполнен из монолитного бетона без предварительного напряжения арматуры. Все его элементы (колонны, перекрытия и диафрагмы жесткости) работают совместно по рамно-связевой схеме. Для возведения перекрытий и диафрагм каркаса использовалась крупно-щитовая опалубка, а для возведения колонн – скользящая металлическая. Армирование всех конструктивных элементов выполнено стрежневой арматурой, объединённой в вязаные сетки и каркасы.

Расчет монолитного каркаса с учетом нелинейной работы отдельных элементов является весьма трудоемкой задачей. С целью ее упрощения в качестве модели для оптимального проектирования будем рассматривать характерный элемент каркаса – многоэтажную раму, вырезанную в пределах отдельной ячейки перекрытия по линии нулевых поперечных сил (рис. 1). Отметим, что расчет характерного элемента конструкции позволяет определять основные зависимости, связывающие ее стоимостные величины и проектные параметры.

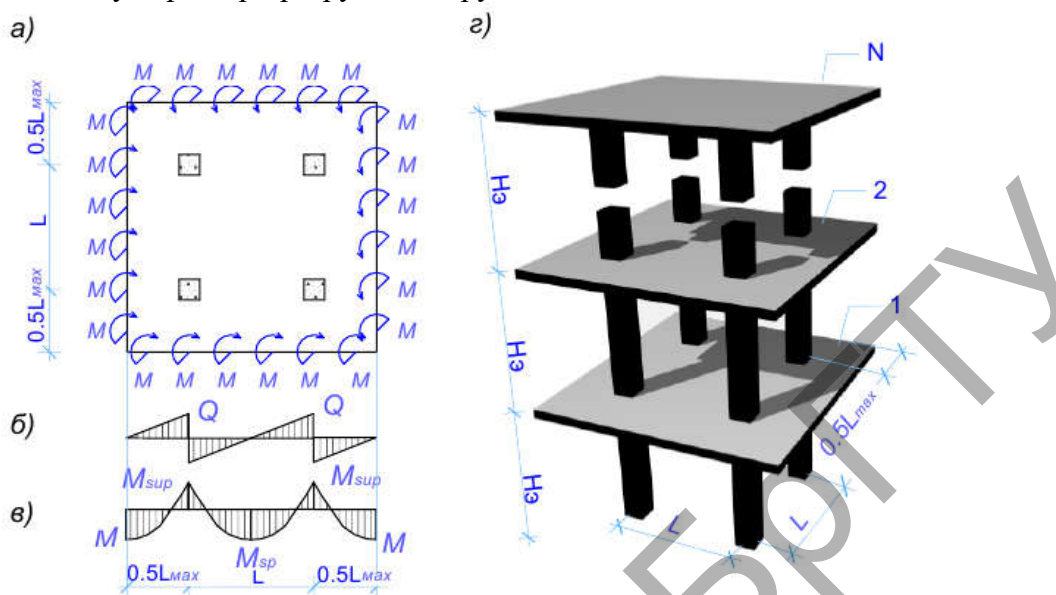
В соответствии с СТБ ISO 2394 [1] целью проектирования считается минимизация стоимости конструкций на протяжении всего срока службы, включающая затраты на создание, эксплуатацию и ликвидацию последствий вероятностного отказа конструкции. С учетом этого выбираем в качестве целевой функцией стоимость плит перекрытия и колонн на протяжении всего срока службы, приведенную к 1 м<sup>2</sup> площади здания, а в качестве критерия оптимальности назначаем минимум этой функции:

$$F() = \frac{C_b + C_m + \Sigma P_f C_f}{S} \rightarrow \min , \quad (1)$$

где S – эксплуатируемая площадь расчетного участка здания, м<sup>2</sup>;

C<sub>b</sub> – затраты на строительство, руб.;

$C_m$  – стоимость технического обслуживания и сноса, руб.;  
 $P_f$  – вероятность разрушения в течении срока службы;  
 $C_f$  – стоимость ущерба при разрушении, руб.



а) ячейка перекрытия, вырезанная по линиям нулевых значений поперечной силы;  
 б) эпюра поперечных сил; в) эпюра изгибающих моментов; г) общий вид расчетной модели  
 Рисунок 1 – Модель для решения задачи оптимизации

Затраты на строительство определяем с учетом эффективности капиталовложений в основные производственные фонды и оборотные средства. Расход стали в элементах расчетной модели определяем на основании расчета по предельным состояниям несущей способности. Усилия в плите перекрытия при этом определяем по методу предельного равновесия, учитывая пластическую стадию работы плиты.

Стоимость технического обслуживания конструкции определяем на протяжении нормативного срока службы, который составляет 50 лет (табл.1 [1]).

Согласно [1], составляющая формулы (1)  $\sum P_f \cdot C_f$  рассчитывается по всем формам разрушения для всех сочетаний нагрузок. Принимая во внимание, что перекрытие является несущей конструкцией и его разрушение может привести не только к уменьшению стоимости конструкции и необходимости ее восстановления, но и к гибели людей, ущерб оцениваем с учетом затрат, которые целесообразно инвестировать в сохранение человеческой жизни по формуле:

$$C_f = \Delta P \cdot K_a + P_{\min} + N_{ac} \cdot ICAF, \quad (2)$$

где  $\Delta P$  – уменьшение стоимости плиты в результате полного или частичного разрушения;

$K_a$  – коэффициент амортизации;

$P_{\min}$  – минимальные затраты необходимые для восстановления плиты (принимаются не более чем 60% от сметной стоимости);

$N_{ac}$  – ожидаемое количество несчастных случаев со смертельным исходом;

$ICAF$  – денежная сумма, которую экономически целесообразно инвестировать в сохранение жизни (Implied Cost of Averting a Fatality), определяется в соответствие с [2] по формуле:

$$ICAF = \frac{g \cdot e}{4} \cdot \frac{1-w}{w}, \quad (3)$$

где  $g$  – валовый внутренний продукт на душу населения

(для Республики Беларусь на 2017 г.  $g = 105\,199,0$  млн. руб/  $9,505$ млн. чел. =  $11\,068$ руб/чел [3], [4]);

$e$  – средняя ожидаемая продолжительность жизни (для Республики Беларусь на 2017 г.  $e = 74,4$  года [5]);  
 $w$  – часть жизни связанная с экономической активностью (для развитых стран  $w = 0.125$  [2]).

Вероятность разрушения в течение срока службы определяем в соответствии с [1] по формуле:

$$P_f = p(g(\underline{X}) < 0), \quad (4)$$

где  $g()$  – функция предельного состояния;

$\underline{X}$  – базисные переменные, в качестве которых будем рассматривать воздействия, свойства материалов, геометрические параметры и погрешность модели.

Базисные переменные характеризуются своим средним значением, стандартным отклонением и распределением вероятности. Основные характеристики базисных переменных указаны в таблице 1.

Таблица 1 – Определение характеристик базисных переменных

Базисная переменная	Среднее значение	Стандартное отклонение	Функция распределения вероятности
Постоянные воздействия	на основании ТКП EN 1991 [6]	на основании ТКП EN 1991 [6]	нормальное распределение Гаусса
Переменные воздействия	на основании ТКП EN 1991 [6]	на основании ТКП EN 1991 [6]	нормальное распределение Гаусса
Особые воздействия	на основании ТКП EN 1991 [7]	на основании ТКП EN 1991 [7]	нормальное распределение Гаусса
Характеристики бетона	на основании СТБ EN 206-1 [8]	на основании СТБ EN 206-1 [8]	логнормальное распределение Гаусса
Характеристики арматуры	на основании СТБ EN 10080 [9]	на основании СТБ EN 10080 [9]	логнормальное распределение Гаусса
Геометрические параметры	номинальный размер	на основании ТКП 45-5.03-131 [10]	логнормальное распределение
Погрешность модели	нулевое значение	согласно исследованиям [11]	нормальное распределение Гаусса

Функцию предельных состояний находим как разность функций эффекта сопротивления и эффекта воздействия. Гистограмму плотности распределения резерва прочности (рис.2) строим на основании имитационного моделирования Монте-Карло.



■ гистограмма полученная имитационным моделированием по методу Монте Карло;  
 — кривая нормального распределения Гаусса.

Рисунок 2 – Плотность распределения резерва прочности

Так как полученное распределение близко к нормальному распределению Гаусса, что подтверждается определением критерия Пирсона и внешним видом гистограммы,

вероятность отказа конструкции определяем как площадь криволинейной трапеции по формуле:

$$P_f = \frac{1}{2} - \Phi\left(\frac{\bar{\psi}}{\sigma_\psi}\right), \quad (5)$$

где  $\bar{\psi}$  – математическое ожидание резерва прочности;

$\sigma_\psi$  – среднеквадратичное отклонение резерва прочности;

$\Phi(\cdot)$  – функция Лапласа.

В качестве анализируемых параметров примем геометрические размеры перекрытия и прочностные характеристики материалов (табл.2). Класс арматуры в качестве параметра оптимизации рассматривать не будем, так как проведенные исследования [12] показывают, что использование арматуры класса S500 является более выгодным, чем использование арматуры S400.

Таблица 2 – Параметры оптимизации.

Наименование	Условное обозначение	Ед. изм.
Толщина плиты перекрытия	$h_{\Pi}$	м
Пролет перекрытия	$l$	м
Площадь сечения колонн	$S_k$	м <sup>2</sup>
Соотношение сторон сечения колонны	$k = h_{min}/h_{max}$ $h_{min}, h_{max}$ – минимальный и максимальный размеры сечения колонны.	–
Прочность бетона колонн на сжатие	$f_{ck\Pi}$	МПа
Прочность бетона перекрытий на сжатие	$f_{ckK}$	МПа
Соотношения площадей арматуры в сечения плиты с пластическими шарнирами	$Q_{sup} = A_{sup}/(A_{sup} + A_{sp})$ $A_{sup}$ – площадь арматуры в верхней части сечения; $A_{sp}$ – площадь арматуры в нижней части сечения.	–

В качестве ограничений целевой функции рассматриваем требования, предъявляемые к железобетонным безбалочным перекрытиям монолитного каркаса многоэтажного жилого здания, согласно СТБ EN 1990 [13]. Что предусматривает проверку конструктивных требований, проверку требований предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности, проверку способности к пластическому повороту сечений с пластическими шарнирами и т.д. Также в соответствии с требованиями проектирования [14] проверяем вероятность отказа конструкции, которая для несущих конструкций жилых зданий относящихся к классу надежности RC2 должна составлять  $10^{-6}$  (табл. С.1.[14]).

Отметим, что полученная целевая функция имеет сложную структуру и большое количество параметров и ограничений. В связи с этим, для поиска ее минимума требуется использовать методы условной глобальной многомерной оптимизации, к которым относятся метод последовательного перебора вариантов и методы случайного поиска. При этом методы случайного поиска, в отличие от метода перебора вариантов, не гарантирует нахождение глобального минимума функции, а позволяет лишь улучшить известное решение. Поэтому их применение будет целесообразным в тех случаях, когда область определения целевой функции очень велика и/или когда на вычисление ее значения уходит большое количество времени.

Так как по предварительным подсчётам, при современном уровне развития вычислительной техники, на исследование всей области определения описанной целевой функции с приемлемой для строительства точностью уйдет не более 3-х минут, то

применяем для решения данной задачи метод последовательного перебора вариантов. Алгоритм данного метода подробно описан в пособии [15] и заключается в сравнении между собой по принятому критерию оптимизации всех или некоторых, предварительно выбранных, возможных вариантов.

Далее составим алгоритм решения задачи оптимизации безбалочных перекрытий:

1. В соответствии с методом последовательного перебора вариантов задаем параметры оптимизации, перечисленные в таблице 2.

2. На основании расчета по предельным состояниям несущей способности определяем площади арматуры в расчетных сечениях.

3. Определяем вероятность отказа конструкции для всех форм разрушения, при каждом сочетании нагрузок.

4. Проверяем выполнение ограничений. Если ограничения выполнены, переходим к пункту 5. Если ограничение не выполнено, но дополнительное армирование может решить проблему, увеличиваем площади арматуры в одном или нескольких сечениях и переходим к пункту 3. Иначе – возвращаемся к пункту 1.

5. Определяем расход арматуры на колонны и перекрытия расчетной модели.

6. Определяем сметную стоимость конструкции.

7. Определяем критерий оптимизации по формуле 1. В соответствии с методом последовательного перебора вариантов, сравниваем полученное значение с предыдущими значениями критерия, если они имеются и сохраняем наилучшее решение.

8. Если все возможные варианты рассмотрены, заканчиваем работу алгоритма, иначе – переходим к пункту 1. В соответствии с методом последовательного перебора вариантов задаем параметры оптимизации, перечисленные в таблице.

Разработанную методику оптимального проектирования безбалочных монолитных перекрытий реализуем в виде компьютерной программы “OPTPLIT”. Это позволит в дальнейшем оценить влияние проектных параметров на критерий оптимизации целевой функции и разработать рекомендации по проектированию безбалочных монолитных перекрытий каркасных зданий с минимальными затратами.

#### **Выводы:**

- Разработана методика оптимального проектирования безбалочных монолитных перекрытий каркасных жилых зданий по критерию стоимости колонн и перекрытий на протяжении всего срока службы, учитывающая пластическую работу конструкций.

- Целевая функция разработанной методики оптимизации позволяет оценивать затраты на создание, эксплуатацию в течение всего срока службы и ликвидацию последствий вероятного отказа конструкции с учетом затрат, которые целесообразно инвестировать в сохранение человеческой жизни.

- В качестве параметров оптимизации приняты: толщина плиты перекрытия, пролет перекрытия, площадь сечения колонн, соотношение сторон сечения колонн, прочность бетона колонн и перекрытий; соотношения площадей арматуры в сечениях плиты с пластическими шарнирами.

- При вычислении целевой функции, учтены все ограничения, обусловленные действующими на территории Республики Беларусь международными нормами.

- Для поиска оптимального решения из множества возможных выбран метод перебора вариантов, поскольку он универсален, обладает простым алгоритмом и позволяет находить минимальное значение целевой функции за приемлемое время.

- Созданная методика оптимизации реализована в виде программного приложения, что позволит в дальнейшем оценить влияние проектных параметров на критерий оптимизации целевой функции и разработать рекомендации по проектированию безбалочных монолитных перекрытий каркасных зданий с минимальными затратами.

## Список источников

1. СТБ ISO 2394-2007. Надежность строительных конструкций. Общие принципы. Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. 69 с.
2. JCSS-Joint Committee on Structural Safety // Probabilistic Model Code. 2001. URL: <http://www.jcss.ethz.ch/> (дата обращения: 21.03.2017)
3. Валовой внутренний продукт [Электронный ресурс] // Национальный статистический комитет Республики Беларусь: [сайт]. [2017]. URL: [www.belstat.gov.by](http://www.belstat.gov.by) (дата обращения: 07.18.2018).
4. Численность населения [Электронный ресурс] // Национальный статистический комитет Республики Беларусь: [сайт]. [2017]. URL: [www.belstat.gov.by](http://www.belstat.gov.by) (дата обращения: 07.18.2018).
5. Ожидаемая продолжительность жизни [Электронный ресурс] // Национальный статистический комитет Республики Беларусь: [сайт]. [2017]. URL: [www.belstat.gov.by](http://www.belstat.gov.by) (дата обращения: 07.18.2018).
6. ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий. Мн: Министройархитектуры Республики Беларусь, 2016. 38 с.
7. ТКП EN 1991-1-7-2009 (02250). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия. Мн: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. 67 с.
8. СТБ EN 206-1-2009. Бетон. Часть 1. Требования, показатели, изготовление и соответствие. Мн: Госстандарт, 2009. 70 с.
9. СТБ EN 10080-2011 Арматура для железобетонных конструкций. Арматура сварная. Общие технические условия. Госстандарт-е изд. Мн. 2011. 139 с.
10. ТКП 45-5.03-131-2009 (02250). Монолитные бетонные и железобетонные конструкции. Правила возведения. Мн: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. 20 с.
11. Kennedy G., Goodchild C.H. Practical Yield Line Design – Surrey, The Concrete Center. 2004. 117 pp.
12. Давыдюк А.И. Оптимальное проектирование перекрытий монолитных зданий. // Диссертация на соискание учёной степени магистра технических наук 05.23.01. Брест. 2007. 225 с
13. СТБ EN 1990-2007. Еврокод. Основы проектирования. Мн: Госстандарт, 2007. 56 с.
14. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Мн: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. 192 с.
15. Рекомендации по оптимальному проектированию железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1981. 170 с.



Лопошук А. Г.

Жилищное строительство является одним из приоритетных направлений социально-экономического развития Республики Беларусь. Данная сфера деятельности является основным звеном в системе стимулирования прогресса не только строительного комплекса, но и смежных отраслей производства.

Согласно программе социально-экономического развития Республики Беларусь на 2005 – 2010 гг. объем введенного в эксплуатацию жилья составил 26,0 млн. м<sup>2</sup>. Только в период с января по июль 2010 года было построено 3,447 млн. м<sup>2</sup> жилой площади, что на 7% выше показателя за 2009 год. Объем строительства жилья в городах республики на 2000 - 2015 годы увеличился вдвое.

Постоянное увеличение объемов строительства вызывает необходимость проведения специальных исследований по снижению себестоимости жилья. Стоимость строительства определяется прежде всего стоимостью использованных материалов (до 77%), основной заработной платой (14-38%), затратами на эксплуатацию машин и механизмов (8-12%).

Для снижения стоимости строительства, а так же расхода топливно-энергетические ресурсы необходимо сократить материалоемкость строительства. Решение этой задачи может быть достигнуто за счет следующих мер:

1. совершенствования технологии производства;
2. разработки и внедрения новых строительных материалов;
3. создания и использования более точных методов расчета;
4. оптимизация конструктивных систем и их параметров.

Так, сегодня все чаще применяются новые технологии. Для возведения зданий используются современные материалы, имеющие отличные эксплуатационные характеристики, надежные, экологически чистые и долговечные.

Необходимость появления таких материалов вызвала повышенный интерес к группе легких бетонов. Ярким представителем которых является газобетон. В таблице 1 приведен сравнительный анализ неавтоклавных газобетона и пенобетона.

Неавтоклавный газобетон состоит из качественного цементного вяжущего, инертного наполнителя и химических добавок. Материал представляет собой сыпучую смесь серого цвета. Процесс производства неавтоклавного газобетона на строительной площадке заключается в затворении водой и введении специальных добавок в сухую смесь, готовый продукт представляет собой ячеистый бетон.

Работа газобетонной смеси основана на процессе порообразования, который начинается через 20-30 минут после смешивания ее с водой и увеличивает в объеме залитый из смеси раствор в 2-3 раза. В результате из 1 тонны смеси, в зависимости от требуемой конечной плотности, получается 2-3 кубических метра массива конструкций. Плотность материала регулируется количеством воды и количеством порообразователя (он поставляется вместе со смесью в отдельных пакетиках и/или контейнерах).

Для изготовления изделий в смесителе активаторного типа в воду техническую по СТБ 1114-98 высыплют активатор порообразователя, перемешивают в течение 30 сек., добавляют смесь (из расчета на 100 кг смеси - от 40 до 60 л воды) и перемешивают в течение 7 мин, затем, не выключая смеситель, добавляют порообразователь по ГОСТ 5494 и продолжают перемешивать в течение 2 мин. Приготовленный раствор заливают в заранее подготовленную опалубку или форму, учитывая, что при газообразовании объем раствора увеличится в 2 - 3 раза.

Таблица 1 – Сравнительный анализ неавтоклавных газобетона и пенобетона

№ п/п	Значения показателей					
	Наименование показателей	Объекта (продукция) проекта	Отечественный аналог	Зарубежный аналог	Уровень предлагаемой продукции, сравнение с аналогами	Текущие требования
		Текущие характеристики				
		Наименование: «Неавтоклавный газобетон»	Наименование: «Неавтоклавный пенобетон»	Не известен		
1	Технические: 1. сорбция % 2. объемный вес кг/м <sup>3</sup> 3. Теплопроводность 4. Твердение час 5. Морозостойкость 6. Прочность на сжатие МПа	4 500  0.11 Вт/м С 6 150 3.5	30 500  0.14 Вт/м С 24 30 1		ниже на уровне ниже  выше существенно выше выше	4 500  0.11 Вт/м С 6 150 3.5
2	Стоимость на рынке	одинакова	одинакова		На уровне	
3	Эффективность использования	При использовании материала для стяжки полов, отверждение происходит за 8 часов. При замене традиционных стяжек с утеплителем на газобетон, последний заменяет весь набор комплектующих. Поверхности стяжек глянцевые	Отверждение более 8 часов. Поверхности стяжек матовые			
4	Экология	В состав газобетона входят только нейтральные, экологически чистые компоненты	При отверждении исходит неприятный запах			

Особенности газобетона:

1. Экологичность.

Безопасная для окружающей среды продукция. Газобетон способен «дышать» как древесина и создавать в помещении идеальный микроклимат, особенно полезный при легочных, сердечно-сосудистых и суставных заболеваниях.

2. Энергоэффективность строительства.

Неавтоклавный ячеистый бетон, не требующий при использовании сложного заводского оборудования, автоклавов и пропарочных камер с успехом может применяться в качестве монолитного, непосредственно на строительных объектах.

3. Легковесность.

Благодаря этой особенности монтаж производится меньшим количеством рабочих без использования грузоподъемной техники, а это в свою очередь повышает мобильность работы на объекте.

4. Высокая противопожарная устойчивость, прочность.

Газобетон не подвержен горению. Нетоксичен, вследствие нагрева не производит вредных выделений.

5. Высокие тепло- и звукоизолирующие качества

Благодаря ячеистой структуре газобетона, он очень слабо передает тепло, и как следствие не требуется использования дополнительной теплоизоляции в стенах и полах. Газобетон поглощает звук, не отражая его от своей поверхности, в отличие от кирпичных стен и обычного бетона.

6. Экономичность.

- Уменьшение расходов на тепло- и звукоизоляцию помещений.
- Короткие, прогнозируемые сроки строительства.
- Сокращение издержек на электричество, которое расходуется на производство газобетона.
- Экономия на грузоподъемной технике.
- Небольшие трудозатраты, за счет сокращения штата работников.
- Всесезонное строительство, никаких усадок, благодаря чему появляется возможность проводить чистовую отделку сразу после строительства.
- Низкая стоимость составляющих газобетона.

Благодарю многообразие положительных свойств, газобетон нашел свое широкое применение в строительстве.

Газобетон с успехом применяется в каркасном домостроении. Предлагаемая технология заключается в устройстве основного несущего каркаса стен, перекрытий, стропил из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК) толщиной 0,8-2 мм из высокопрочной оцинкованной стали и с последующим заполнением каркаса неавтоклавным ячеистым бетоном. Каркас рассчитан на восприятие всех нагрузок, возникающих при эксплуатации здания. Заполнение каркаса газобетоном добавляет конструкции жесткости и монументальности, сдерживает податливость узлов ферм, в отличие от заполнения минеральной ватой или другими теплоизоляционными материалами. На рисунке 1 показано здание проходной в городе Иваново, Республика Беларусь, 2010 год.

Следующим проектом, которому дали жизнь, стал 4-этажный дом в поселке Коврово, Калининградской области, Россия, 2012-2013 год.

Проект в поселке Коврово был воплощен в жизнь за 98 дней. Площадь застройки составила 2936 квадратных метров.

На сегодняшний день применение газобетона в каркасном домостроении нашло свое место не только в России и Белоруссии, но и далеко за рубежом. Так, в ОАЭ были построены AL WASAL CLUB (GYM), Дубай, 2014 год и AJMAN POLICE, Аджман, 2014 год.



Рисунок 1 – Здание проходной в городе Иваново, Республика Беларусь, 2010 год



Рисунок 2 – 4-этажный дом в поселке Коврово, Калининградской области, Россия, 2012-2013 год

Так же этот материал нашел свое применение и в качестве заполнения для ограждающих конструкций, примером стал объект построенный в Калининграде в 2013 году – учебный центр ФСБ.



Рисунок 3 – Учебный центр ФСБ, Калининград, Россия, 2013 год

Так, газобетон стал применяться для изготовления заборов, рисунок 4.



Рисунок 4 – Пролет забора

Благодаря легковесности и достойным тепло- и звукоизоляционным свойствам газобетон нашел свою нишу и в покрытиях кровель, и для изготовления стяжек.

Столь широкие возможности применения вызывают огромный интерес к легким бетонам во всем мире. На фоне постоянно растущих цен на энергоносители и постоянно повышающихся требований к теплоизоляции ограждающих конструкций и к энергосбережению строительства в целом растет спрос на энергосберегающие материалы. Оптимизация процесса производства состоит в том, что газобетон стал применяться как неавтоклавный материал.

#### Список источников

1. Айрумян Э.Л., Галстян В.Г. «Исследование действительной работы тонкостенных холодногнутых прогонов из оцинкованной стали». // «Промышленное и гражданское строительство», №6, 2002 г.
2. Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-3: 2004. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Stage 34. CEN. European Committee Standardisation. 2004.

## НЕСУЩИЕ СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ СВЕТОПРОЗРАЧНЫХ ПОКРЫТИЙ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Люстибер В.В., Драган А.В.

**Введение.** В архитектуре современных зданий широко применяют светопрозрачные покрытия с использованием энергоэффективного остекления. К несущим конструкциям таких покрытий предъявляют более высокие требования, чем к конструкциям с классическими ограждающими конструкциями. Одним из определяющих среди этих требований является требование по обеспечению высокой жесткости несущей конструкции наряду с архитектурной привлекательностью и легкостью всего покрытия в целом. Известные конструктивные решения пространственных конструкций системы БрГТУ [1–4] в полной мере отвечают требованиям, предъявляемым к несущим конструкциям светопрозрачных покрытий, и имеют успешный опыт их широкого применения для разнообразных геометрических форм покрытий. Ниже выполнен обзор с краткой характеристикой светопрозрачных покрытий, возведенных в последние годы с использованием конструкций системы БрГТУ.

**Световые фонари торгово-развлекательного центра «Океания», г. Москва.** Архитектурной концепцией торгово-развлекательного центра «Океания» было предусмотрено возведение двух ветровых фонарей. В готовом виде каждый фонарь представляет собой остекленный усеченный эллипсоид высотой 3 м с основанием в виде эллипса с радиусами 13.4 м и 25.4 м (рисунок 1). В качестве несущего каркаса применена стальная однослойная сетчатая оболочка с нерегулярной треугольной сеткой. Соединение стержневых элементов в единую конструкцию выполнено с помощью узловых элементов системы БрГТУ с тавровыми опорными консолями [1].



Рисунок 1 – Световой фонарь ТРЦ «Океания», г. Москва

Узловой элемент системы БрГТУ с тавровыми опорными консолями представляет собой полу сферу, с приваренными к ней через тавровые вставки фланцами с круглыми гладкими отверстиями. Стержневые элементы изготавливают из гнутых сварных прямоугольных труб, к торцам которых приваривают фланцы с резьбовыми отверстиями. На монтаже фланец стержневого элемента совмещают с соответствующим фланцем узлового элемента и скрепляют их между собой с помощью болтов, пропускаемых через гладкие отверстия

фланца узлового элемента и вкручиваемых в резьбовые отверстия фланца стержневого элемента. С целью обеспечения надежного защемления стержневого элемента в узле в каждом соединении устанавливают не менее четырех болтов с контролируемым натяжением. Использование прямоугольных труб и тавровых вставок с полками, верхняя поверхность которых располагается в одной плоскости с верхними полками прикрепляемых прямоугольных труб, позволяет выполнять монтаж стеклопакетов либо иных ограждающих конструкций непосредственно на несущий каркас без устройства дополнительной опорной системы.

Для указанных световых фонарей применены полые сферы с наружным радиусом  $R_{нар}=90$  мм с толщиной стенки 10 мм. Тавровые вставки и фланцы узловых элементов изготовлены из листовой стали толщиной 10 мм. Трубчатая часть стержневых элементов изготовлена из гнутых сварных прямоугольных труб сечением 180x80x4 по ГОСТ 30245, а фланцы – из листовой стали толщиной 20 мм. Материал конструкций: сталь С255 по ГОСТ 27772 – для прямоугольных труб, С345 по ГОСТ 27772 – для остальных элементов и деталей.

**Купол торгово-развлекательного комплекса «Вегас-3», Московская область.** При возведении двух куполов торгово-развлекательного комплекса «Вегас-3», расположенного в Одинцовском муниципальном районе Московской области, впервые применен новый узловой элемент с фасонками типа «ласточкин хвост» [2]. Купола запроектированы сферическими с треугольными ячейками и имеют радиус покрытия  $R=28.0$  м и строительный подъем  $f=8.455$  м (рисунок 2).



Рисунок 2 – Купол ТРК «Вегас-3», Одинцовском муниципальном район Московской области

Новый узловой элемент представляет собой полую сферу с приваренными листовыми фасонками, ориентированными нужным образом в пространстве. При изготовлении узлового элемента предусмотрен следующий порядок выполнения технологических операций. Полусферы с заданным наружным радиусом изготавливают горячей штамповкой из листовой стали. На торцах кромок полусфер снимают фаски и совмещают две полусферы, образуя тем самым полую сферу. Радиус полой сферы и толщина ее стенки определяют из условия обеспечения несущей способности сферы и креплений. Объединение полусфер в единый конструктивный элемент осуществляют посредством выполнения стыкового сварного шва с разделкой кромок по замкнутому контуру, обеспечивая тем самым равнопрочность сварного шва основному металлу. Фасонки типа «ласточкин хвост» с двумя выступающими упорами изготавливают из листовой стали путем фрезерования. На участке фасонки, примыкающей к поверхности сферы, снимают двустороннюю фаску, после чего выполняют ее присоединение к полой сфере с помощью сварки.

Стержневые элементы могут быть изготовлены из круглых труб (прямошовных электросварных по ГОСТ 10704 или бесшовных по ГОСТ 8732) или из замкнутых гнутых

сварных профилей (квадратных или прямоугольных по ГОСТ 20345). В торцы труб вваривают специальные детали с захватами.

Крепление каждого стержневого элемента в узле выполняется с помощью двух болтов с предварительным натяжением. Внутренние усилия в соединении передаются через поверхности контакта выступающих участков фасонки типа «ласточкин хвост» и элементов специальной детали с захватами. Предварительное натяжение болтов выполняется с целью обеспечения плотного примыкания друг к другу поверхностей контакта, через которые передаются внутренние усилия в соединении. Таким образом, рассматриваемое соединение не является фрикционным в классическом понимании данного термина.

Стержневые элементы указанных куполов изготовлены из бесшовных горячедеформированных труб сечением  $\text{Ø}114 \times 5$  и  $\text{Ø}159 \times 7$  по ГОСТ 8732 из стали 20 по ГОСТ 8731. Узловые элементы выполнены из полых сфер, имеющих стенку толщиной 14 мм и наружный радиус  $R_{\text{нар}}=104$  мм. Сферы состоят из полусфер, изготовленных горячей штамповкой из листовой стали класса С345 по ГОСТ 27772. Крепление каждого стержневого элемента в узле выполняется с помощью двух болтов М20 класса прочности 10.9 по ГОСТ 7798 с предварительным натяжением. Для фасонки типа «ласточкин хвост» приняты следующие сечения свободных участков: 20x116 мм, 30x160 мм, 30x170 мм.

**Купол Детского центра, г. Ялта.** Конструкция однослойного сетчатого купола Детского центра в г. Ялта образована стержневыми элементами, жестко соединенными в узлах с помощью узловых элементов с фасонками типа «ласточкин хвост». Диаметр купола в основании составляет 20.600 м, а высота – 13.860 м. При разбивке принята сетка с трапециевидными ячейками. Для повышения жесткости, обеспечения геометрической неизменяемости и общей устойчивости купола предусмотрена система связей.



Рисунок 3 – Купол Детского центра, г. Ялта

Стержневые элементы купола изготовлены из гнутых сварных прямоугольных труб сечением  $120 \times 80 \times 5$  и сечением  $120 \times 80 \times 6$  по ГОСТ 20345 из стали С255 по ГОСТ 27772. Узловые элементы выполнены из полых сфер, имеющих стенку толщиной 10 мм и наружный радиус  $R_{\text{нар}}=60$  мм. Крепление каждого стержневого элемента в узле выполняется с помощью двух болтов М20 класса прочности 10.9 по ГОСТ 7798 с предварительным натяжением.

Стержневые элементы связей изготовлены из электросварных прямошовных труб сечением  $\text{Ø}76 \times 5$  и сечением  $\text{Ø}83 \times 5$  по ГОСТ 10704 из стали 20 по ГОСТ 1050.

С целью упрощения и повышения качества монтажа, а также для уменьшения значений горизонтальных реакций, передаваемых от купола на железобетонный каркас, и рассеивания энергии при сейсмических воздействиях в основании купола предусмотрено опорное стальное кольцо. В опорных узлах стального кольца для достижения обозначенных вышесказанных целей предусмотрены фторопластовые пластины, и пластины из нержавеющей полированной стали. Опорное кольцо диаметром  $D=20.600$  м имеет сварное двутавровое сечение.



**Атриум объекта «Центр безопасности по ул. Олешова», г. Минск.** Несмотря на архитектурную привлекательность однослойных несущих конструкций, их применение не всегда является рациональным по следующим причинам: необходимость восприятия значительных реакций распора, большой строительный объем неиспользуемого пространства в пределах купола, повышенная металлоемкость из условия обеспечения требуемой жесткости покрытия. В некоторых случаях оправдано применение классической двухслойной несущей конструкции [3], которые характеризуются высокой жесткостью и способностью воспринимать значительные нагрузки при значительных пролетах и относительно низких значениях высоты пространственной конструкции.

Несущий каркас покрытия атриума Центра безопасности выполнен в виде структурной конструкции системы БрГТУ [3]. Размеры основной ячейки верхней и нижней поясной сеток структурной плиты составляют 1532x1525 мм, высота плиты 1081 мм по осям поясных сеток. Узловые элементы выполнены из полых сфер с наружным радиусом  $R_{нар}=80$  мм толщиной стенки 10 мм. Для крепления стержневых элементов предусмотрены болты М20 и М24 по DIN933 класса прочности 12.9. Стержневые элементы изготовлены из стальных электросварных прямошовных труб сечением  $\varnothing 57 \times 3$  и сечением  $\varnothing 76 \times 3.5$  по ГОСТ 10704. Структурная конструкция опирается контурными узлами верхней поясной сетки на стальные колонны, изготовленные из прямоугольных гнутых сварных профилей сечением 200x160x5 по ГОСТ 30245. Между основными колоннами устанавливаются стойки фахверка, выполненные из гнутосварных профилей сечением 100x60x4 по ГОСТ 30245.



Рисунок 4 – Конструкции атриума Центра безопасности, г. Минск

**Заключение.** Сопровождение процесса возведения светопрозрачных покрытий с несущими стальными конструкциями системы БрГТУ, которое берет свое начало на стадии разработки проектов, не прерывается во время изготовления конструкций и их монтажа, и продолжается при эксплуатации этих покрытий, подтвердило, что принятые конструктивные решения в действительности являются эффективными и могут успешно использоваться в современном строительстве зданий и сооружений различного назначения.

#### Список источников

1. Узел соединения пространственного каркаса из полых стержней : полез. модель ВУ 10764 / В. И. Драган , А. В. Драган, К. К. Глушко, В. Н. Пчелин. – Оpubл. 15.05.2015.
2. Узел соединения пространственного каркаса из полых стержней : полез. модель ВУ 11204 / В. И. Драган , К. К. Глушко, А. В. Драган, В. В. Люстибер. – Оpubл. 30.10.2016.
3. Узел соединения полых стержней пространственного каркаса: полез. модель ВУ 2489 / В.И. Драган, А.А. Левчук, Н.Н. Шалобыта, В.Н. Пчелин. – Оpubл. 28.02.2006.
4. Узел соединения пространственного каркаса из полых стержней : полез. модель ВУ 11679 / В. И. Драган , К. К. Глушко, А. В. Драган, В. В. Люстибер. – Оpubл. 30.04.2018.
5. Драган, В.И. Перекрытия в ажуре. Структурные плиты на основе металлических каркасов для спортивных объектов на примере металлической пространственной конструкции системы «БрГТУ» / В.И. Драган, В.В. Люстибер // Мастерская. Современное строительство. – 2009. – №1(58). – С. 38-43.

## ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЛОМАНОГО ОЧЕРТАНИЯ

Малиновский В.Н., Матвеев Н.В.

Одним из путей повышения эффективности использования прочностных и деформативных характеристик бетона и арматуры является создание предварительного напряжения конструкции при помощи продольной напрягаемой арматуры, что позволяет с одной стороны повысить трещиностойкость и жесткость изгибаемых элементов, а с другой стороны увеличить несущую способность за счет применения бетона и арматуры более высоких классов [1].

В однопролетных балочных конструкциях изгибающие моменты в приопорных зонах пролета значительно меньше, чем в средней, но предварительно напряженная арматура, подобранная по усилию в середине пролета, исходя из технологических условий создания преднапряжения устанавливается постоянного сечения по всей длине элемента. Таким образом на приопорных участках имеется значительный запас прочности нормальных сечений, что свидетельствует о неэффективном использовании материалов в пределах пролета в конструкциях постоянной высоты. Более того, большое количество продольной напрягаемой арматуры, сосредоточенное на малой площади сечения бетона может привести к образованию трещин на верхней грани балки и разрушению бетона на торцах, а это требует постановки дополнительного армирования для обеспечения прочности и трещиностойкости элементов на стадии изготовления, транспортировки и монтажа.

С наибольшим эффектом напрягаемая арматура может быть использована в том случае, если она располагается по траекториям основных потоков главных растягивающих напряжений или ее контур по форме приближается к форме эпюры изгибающих моментов. В XX столетии был выполнен ряд экспериментальных исследований, подтверждающих эффективность предварительно напряженных железобетонных балок с отгибом части продольной арматуры в приопорной зоне [2, 3].

В предварительно напряженных железобетонных балках с отогнутой арматурой кроме экономического эффекта, связанного с экономией стали, улучшаются условия работы опорных участков балки. Напрягаемая арматура рассредоточивается по торцу балки, создается обжатие бетона опорных частей в вертикальном направлении, что снижает вероятность образования горизонтальных трещин на ее концевых участках, уменьшается величина сжимающих напряжений в бетоне в зоне передачи усилия предварительного обжатия.

Натяжение криволинейной арматуры связано с дополнительными потерями напряжений на трение и, как следствие, с резким уменьшением максимально возможной её длины, в этой связи правомерна постановка обратной задачи: подбор общего очертания балки из условия прямолинейности основного напрягаемого арматурного пучка. Дополнительная ненапрягаемая арматура рассчитывается из условий транспортировки и монтажа и может учитываться в суммарном расчете сопротивления балки. Как результат решения данной задачи в мировой практике строительства появились элементы ломанного очертания с прямолинейной напрягаемой арматурой.

В этой связи правомерна постановка обратной задачи: подбор общего очертания балки из условия прямолинейности напрягаемой арматуры и, как результат решения данной задачи, в мировой практике строительства появились элементы ломанного очертания с прямолинейной напрягаемой арматурой.

Первым официальным упоминанием балок с криволинейной нейтральной осью и прямолинейно расположенной арматурой можно считать патент итальянского ученого *G. Colonnetti* в 1939 г. [4]. Благодаря криволинейному очертанию нейтральной оси траектория прямолинейной напрягаемой арматуры подобна эффекту ее отгиба из нижней зоны в пролете в верхнюю на опоре.

Значительный вклад в расширение области применения предварительно напряженных железобетонных элементов ломанного очертания внес профессор Гентского университета в Бельгии *G. Magnel* [1, с. 178-183]. Под его руководством был выполнен ряд исследований (в том числе экспериментально-теоретических) по оценке несущей способности и деформативности конструкций подобного типа. В частности, была изготовлена и испытана составная предварительно напряженная балка, состоящая из отдельных блоков: 38 рядовых блоков и трех специальных блоков, расположенных на концах и в середине балки. Кроме предварительно напряженной арматуры была предусмотрена ненапрягаемая арматура в концевых блоках для восприятия сжимающих напряжений в зоне передачи усилия обжатия.

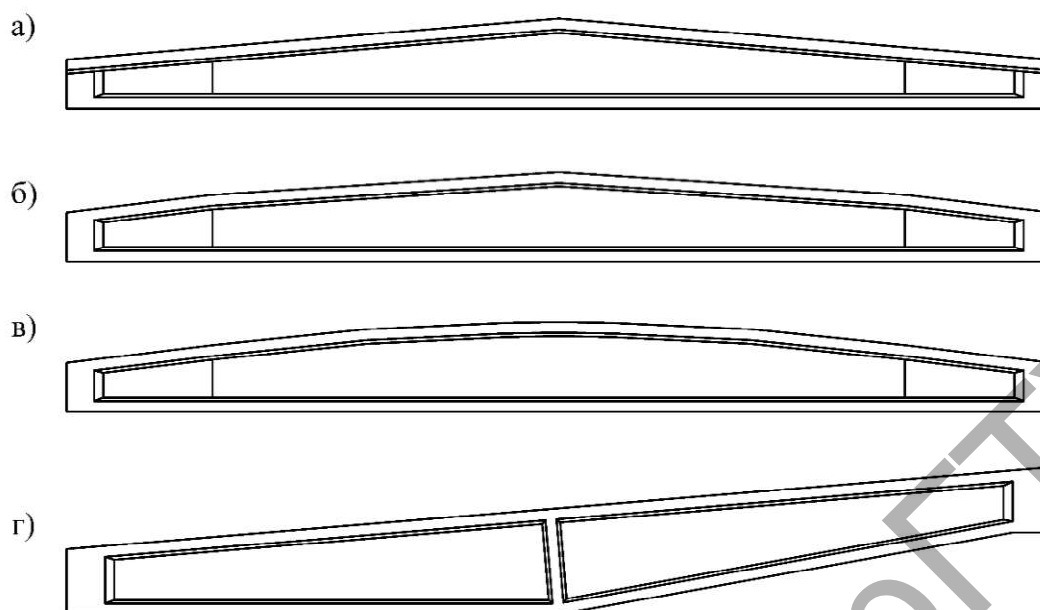
Одним из примеров практического применения предварительно напряженных железобетонных балок ломаного очертания является покрытие здания текстильной фабрики в г. Генте [1, с. 337-340]. Здание фабрики представляет собой двухпролетное одноэтажное промышленное здание с размерами в плане  $43,2 \times 57,6$  м (сетка колонн  $21,6 \times 14,4$  м). Покрытие выполнено сборным ребристым, в котором главные балки пролетом 20,5 м и второстепенные пролетом 13,7 м выполнены двускатными с небольшим уклоном верхней и нижней грани. Благодаря такому конструктивному решению прямолинейная напрягаемая арматура располагается под углом к продольной оси, создавая, таким образом, вертикальное обжатие припорной зоны и повышая сопротивление срезу балки.

Также следует отметить, что в Брюссельском аэропорту Мельсброк в 40-50 гг. XX в. было построено четыре авиационных ангара, главным конструктивным элементом которых является предварительно напряженные железобетонные балки ломаного очертания пролетом 50 м. При проектировании ангаров были сопоставлены три варианта несущих конструкций покрытия: предварительно напряженные железобетонные конструкции, металлоконструкции и железобетонные конструкции без предварительного напряжения. Конструктивное решение с применением предварительно напряженных железобетонных балок оказалось более экономичным [1, с. 342] и позволило отказаться от внутренних промежуточных опор, а также уменьшить строительную высоту ангара, что является очень важным преимуществом для аэропорта.

Железобетонные балки ломаного очертания с прямолинейной напрягаемой арматурой применены также при строительстве склада лесоматериалов в порту в г. Генте [1, с. 345-347], что позволило значительно сократить количество конструктивных элементов каркаса здания.

В отечественной практике строительства железобетонные балки ломаного очертания также получили широкое распространение [5, с. 342]. При двускатных кровлях наибольшее применение находят балки трапециoidalного очертания (двускатные балки) с единым уклоном верхней полки (рисунок 1, а). Они просты в изготовлении и переменная высота двускатных балок даёт возможность проектировать растянутую арматуру постоянного сечения по всей длине балки и получить некоторую экономию бетона по сравнению с балками, имеющими параллельные пояса. Балки полигональные с ломаным очертанием верхней полки (рисунок 1, б) и балки с криволинейным очертанием полки (рисунок 1, в) имеют более выгодное распределение материалов по длине пролета, чем балки с единым уклоном верхней полки, однако имеют более высокую трудоемкость изготовления.

При устройстве покрытий зданий сельскохозяйственного назначения с применением кровельных материалов, требующих уклона не менее 1:5, двускатные балки могут быть использованы в поперечных рамах здания попарно, каждая в направлении своего ската. Однако в этом случае покрытие приобретает полигональное очертание с несколькими переломами, что затрудняет устройство кровли, увеличивает неиспользуемый объем здания и вместо экономии материалов приводит к дополнительным затратам. Поэтому для одноэтажных зданий сельскохозяйственного назначения целесообразнее применять односкатные предварительно напряженные железобетонные балки с прямолинейным верхним и ломаным нижним поясом [6]. Балки пролетом 7,5 и 9,0 м имеют тавровое сечение переменной высоты, балки пролетом 12 м имеют двутавровое сечение (рисунок 1, г).



- а) двускатная балка трапецидального очертания с единым уклоном верхней полки;  
 б) двускатная полигональная балка с ломаным очертанием верхней полки;  
 в) двускатная балка с криволинейным очертанием верхней полки;  
 г) односкатная с ломаным очертанием нижней полки

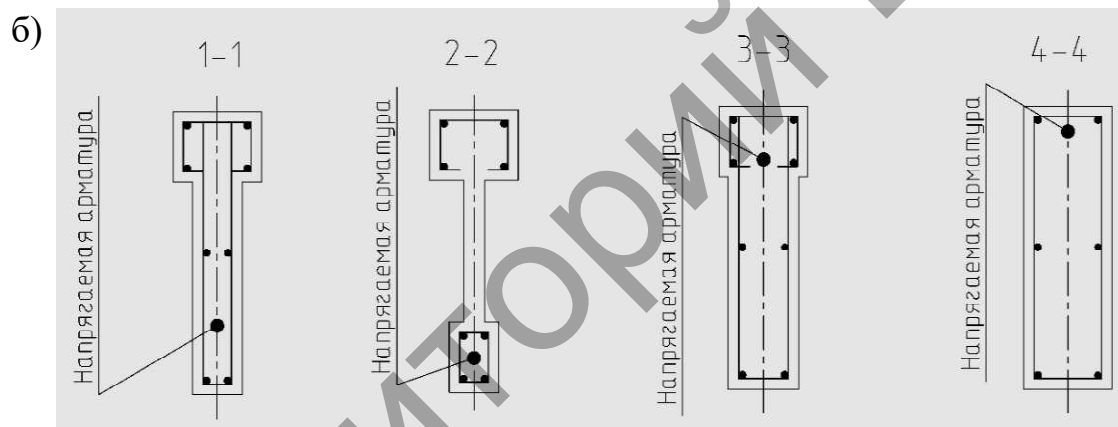
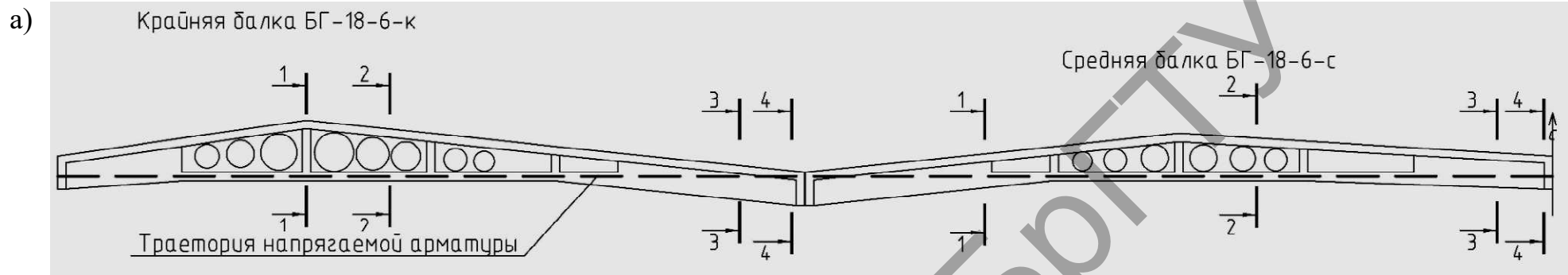
Рисунок 1 – Стропильные балки криволинейного очертания

Эффективность балок криволинейного очертания также была доказана немецким ученым *F. Leonhardt*. Согласно экспериментально-теоретическим исследованиям немецкого ученого было установлено, что правильно выбранный наклон оси арматурного элемента позволяет уменьшить толщину стенки и снизить расход бетона.

Исследования *F. Leonhardt* [7] в 50 гг. XX в. были направлены на неразрезные предварительно напряженные железобетонные конструкции, в том числе мостовых сооружений. Изначально было предложено применение отогнутой напрягаемой арматуры в неразрезных многопролетных балках, в которых напрягаемая арматура переводилась из нижней зоны в пролете в верхнюю на промежуточных опорах, однако применение данного конструктивного решения оказалось трудоемким и экономически нецелесообразным из-за потерь от трения арматуры об огибающие приспособления (или стенки канала) при создании предварительно напряженного элемента. В связи с этим вместо изменения очертания траектории расположения арматуры *F. Leonhardt* предложил изготовление балок, в которых ось центров тяжести криволинейна, а напрягаемая арматура прямолинейна.

В отечественной практике также рассматривались варианты применения неразрезных предварительно напряженных ригелей ломаного очертания для железобетонных рам одноэтажных промышленных зданий. *Горожанским Ю.Ф.* в 1968 г. был предложен и запроектирован для одного из промышленных предприятий г. Ленинграда четырехпролетный неразрезной ригель  $4 \times 18$  м [8]. Сечения балки меняются по их длине в соответствии с изменением расчетных моментов – от тавра в зоне положительных моментов к прямоугольному сечению на средних опорах.

В конструктивном решении ригель состоит из цельных 18-метровых балок ломаного очертания двух типов: «средних» БГ-18-6-С и «крайних» БГ-18-6-К (рисунок 2). В каждой из балок предусмотрено применение ненапрягаемой рабочей арматуры, согласно следующим факторам: во-первых, на основании расчета одиночных балок на возможные усилия при распалубке, транспортировке и монтаже; во-вторых, с учетом совместной работы в многопролетном готовом ригеле напрягаемой, а также ненапрягаемой арматуры. После монтажа всех четырех балок они объединяются в одну неразрезную конструкцию за счет создания усилия предварительного обжатия при помощи арматурного пучка.



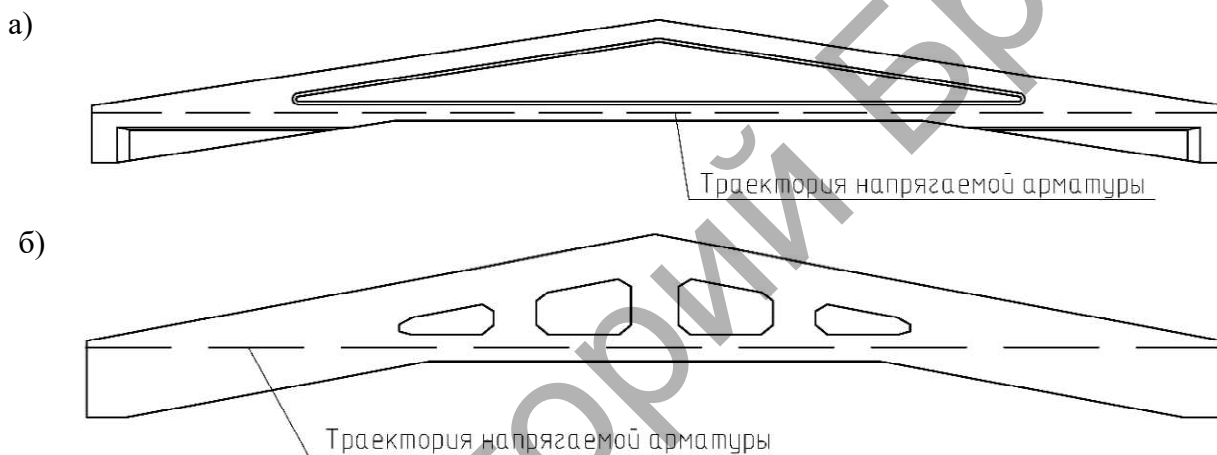
а) – общий вид неразрезного ригеля с основными габаритными размерами; б) – поперечное сечение ригеля;

Рисунок 2 – Конструктивное решение неразрезного многопролётного ригеля

по предложению Ю. Ф. Горожанского

Благодаря применению отдельных ригелей ломаного очертания и объединению их при помощи напрягаемой арматуры в неразрезную конструкцию *Горожанскому Ю.Ф.* удалось увеличить угол отгиба арматуры относительно продольной оси и, тем самым, повысить эффективность элементов ломаного очертания по сравнению с однопролетными балками.

В Учреждении образования «Брестский государственный технический университет» было предложено конструктивное решение стропильной двускатной балки ломаного очертания [9], в котором при сохранении основных конструктивных параметров балки, 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 полки балки до  $1/6 \div 1/7$  пролета и излома нижней полки таким образом, чтобы в опорной зоне длиной  $1/3 \div 1/4$  пролета внешние грани балок были параллельны (рисунок 3). 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, а, следовательно, ее траектория соответствует переводу (отгибу) арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опорах.



- а) двускатная железобетонная балка ломаного очертания со сплошной стенкой;  
б) решетчатая железобетонная балка ломаного очертания

Рисунок 3 – Конструктивное решение двускатной железобетонной балки ломаного очертания

Описанные выше варианты конструктивного решения предварительно напряженных железобетонных балок кроме преимуществ, связанных с переводом напрягаемой арматуры из нижней зоны в верхнюю в пределах всего пролета среза, положительно сказываются и на объемно-планировочных решениях и эксплуатационных качествах одноэтажных производственных зданий:

- вследствие излома нижней грани балок выпуклостью вверх увеличивается полезная площадь поперечного сечения пролета здания;
- удается в пространстве, образованном изломом нижней грани балки, разместить подвесное подъемно-транспортное оборудование, что может привести к уменьшению строительной высоты здания и тем самым снизить расход материалов на вертикальное ограждение объекта;
- создаются благоприятные эстетико-психологические впечатления вследствие кажущейся вспарушенности покрытия из-за наличия излома вверх нижнего пояса основной несущей конструкции и уложенных по двум скатам верхнего пояса балки плит покрытия здания;
- вследствие вынужденного увеличения уклона верхней грани балки согласно установленной классификации кровля здания из категории малоуклонной становится скатной, при которой эффективнее решается водоотвод с покрытия атмосферных осадков и улучшаются эксплуатационные качества защитного гидроизоляционного слоя кровли;

– так как трещиностойкость сечений, наклонных к продольной оси элемента, обеспечивается при помощи отгиба напрягаемой арматуры, то отпадает необходимость в увеличении толщины стенки в опорной зоне балки, а приняв ее постоянной по всей длине, упрощается конструкция формы (опалубки) для изготовления балки, проще в изготовлении становятся и арматурные каркасы;

– переместив зону передачи усилия преднапряжения с арматуры на бетон из нижней зоны опорного сечения в верхнюю, разгружается напряженно-деформированное состояние бетона опорной зоны балки, снижается и расход стали на конструктивное армирование в местах передачи нагрузок от покрытия колонне.

Таким образом, на основании выполненного анализа установлено, что предварительно напряженные железобетонные балки ломаного очертания получили широкое распространение в отечественной и зарубежной практике строительства производственных и общественных зданий. Применение подобных конструкций позволяет сохранить все преимущества предварительно напряженных железобетонных балок с отогнутой в пролете среза напрягаемой арматурой, но при этом в ряде случаев позволяет снизить трудоемкость изготовления элементов, а также благоприятно сказывается на объемно-планировочных решениях и эксплуатационных параметрах одноэтажных производственных зданий. Недостатком конструкций ломаного очертания является усложнение напряженно-деформированного состояния сечений, а иногда становится неизвестным местоположение опасных сечений по длине элемента.

В сечениях, где балки имеют перелом по нижней (растянутой) или верхней (сжатой) грани усилия в нижней растянутой арматуре и бетоне сжатой зоны создают равнодействующие, направленные по биссектрисам входящих углов [5]. В этой связи в конструкциях ломаного очертания возникают перерезывающие усилия в тех частях балок, в которых при принятой статической схеме от внешней нагрузки поперечные силы отсутствуют. В настоящее время в нормативно-технической и справочной литературе не приводится обоснованной теоретическими и экспериментальными исследованиями методики определения необходимого количества поперечного армирования в местах излома граней балки, что затрудняет применение подобного рода конструкций.

#### Список источников

1. Маньель, Г., Предварительно напряженный железобетон / Г. Маньель. – М. : Госстройиздат, – 1958. – 412 с.
2. Малиновский, В.Н. Сопротивление предварительно напряженных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В. Н. Малиновский. – Ленинград, 1988 – 153 с.
3. Сасонко, Л. В. Исследование изгибаемых предварительно напряженных железобетонных конструкций с отогнутой арматурой : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Л. В. Сасонко. – М. : 1974 – 146 с.
4. Colonnetti, G., 1939. Trave armata ad armature preventivamente tesa, Italian Patent n. 50911.
5. Панарин, Н.Я. Железобетонные конструкции / Н. Я. Панарин, А. П. Павлов, Н. М. Онуфриев. – М.: Высшая школа, 1971. – 554 с.
6. Железобетонные предварительно напряженные односкатные балки пролетом 6; 7,5; 9 и 12 м для покрытий сельскохозяйственных зданий с уклоном кровли 1:4 : серия 1.862.1-7. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 44 с.
7. Leonhardt, F Continuous Prestressed Concrete Beams / F. Leonhardt // Journ. of ACI. – Mar., 1953. – Vol. 22, № 7. – P. 617–634.
8. Горожанский, Ю. Ф. Преимущества замены статической схемы сборных железобетонных рам для одноэтажного промышленного строительства / Ю. Ф. Горожанский // Республиканская научно-техническая конференция : тез. Докл., г. Брест, 26-28 ноября 1968 г. / Брестский инж.-техн. ин-т ; редкол. : П. Н. Макарук (отв. ред.) [и др.]. – Брест, 1968. – С. 42–47.
9. Малиновский, В. Н. Усовершенствованный вариант конструктивного решения железобетонных стропильных балок / В. Н. Малиновский, П. В. Кривицкий, Н. В. Матвеев // Вестник БрГТУ. – 2013. – № 1(79) : Строительство и архитектура. – С. 128–131.

## СРАВНЕНИЕ ДОСТОВЕРНОСТИ СОВРЕМЕННЫХ ЗАРУБЕЖНЫХ И ОТЕЧЕСТВЕННЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Молош В.В.

### Введение

В угоду современным архитектурным решениям все больше жилых и общественных зданий возводят с применением железобетонного монолитного каркаса, где в качестве основных несущих элементов выступают вертикальные колонны и горизонтальные плиты перекрытий, покрытий и фундаментов. Наименее изученным элементом таких каркасов является узел, в котором соединяется плита и колонна. В таких узлах возникает сложное трехосное напряженно-деформированное состояние при одновременном действии изгиба и среза. При этом сопротивление изгибу не всегда исчерпывается полностью. В этом случае вокруг по периметру колонны формируется система наклонных трещин. Разрушение узлов при достижении предельного состояния несущей способности происходит как правило хрупко в результате продавливания плиты и сопровождается выделением из тела плиты фрагмента бетона конической формы (пирамиды продавливания). Хрупкий характер разрушения обусловлен свойствами материала, а также условиями деформирования. В результате деформации в плите накапливается потенциальная энергия деформации, которая после образования и раскрытия наклонной трещины в теле плиты приводит почти к мгновенному разрушению с характерным «щелчком».

В течение прошедшего XX века были проведены многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, посвященные изучению поведения локальной зоны сопряжения железобетонной колонны и железобетонной монолитной плиты, целью которых было осознание особенностей деформирования плиты под нагрузкой, особенностей перераспределения внутренних сил и создание безопасной модели сопротивления срезу при продавливании.

Несмотря на внешнюю простоту в изготовлении и функциональность в применении железобетонных монолитных плит, получить расчетную модель, отвечающую фундаментальным физическим представлениям, оказалось не просто. К настоящему времени предложен целый ряд полуэмпирических моделей проверки сопротивления срезу при продавливании, базирующихся на уравнениях статики, классических критериях разрушения и уравнениях, описывающих физические свойства материалов. Но, тем не менее, в наиболее известных нормативных документах стран западной Европы [3] **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 4], а также в нормах Республики Беларусь [1, 2], применены исключительно эмпирические подходы.

Следует отметить, что основные экспериментальные исследования, направленные на изучение сопротивления железобетонных плит действию продавливающей нагрузки, выполнены для нагруженных симметрично плит с центральной колонной. Исследования плит с крайними и угловыми колоннами, а также с учетом внецентренного приложения нагрузки, проводились в значительно меньшем количестве. Тем более важным является вопрос достоверности расчетных моделей сопротивления срезу при продавливании таких плит.

В настоящей работе кратко изложены основные расчетные процедуры, применяемые для определения сопротивления продавливанию железобетонных плит в СНБ 5.03.01 [1], ТКП EN 1992 [2], вышедшем в этом году проекте prEN 1992-1-1:2018 [3] и *fib* Model Code 2010 [4], а также приведены результаты верификации расчетных моделей сопротивления продавливанию указанных нормативных документов.



## 1 Расчетные модели для определения сопротивления срезу при продавливании

### 1.1 СНБ 5.03.01.2003 [1]

Согласно расчетной модели [1] прочность на продавливание следует определять вдоль расчетного критического периметра  $u$ , отстоящего на расстоянии  $l_s = 1,5d$  (где  $d$  – рабочая высота сечения плиты) от внешних граней колонны (площади приложения нагрузки) (см. рис. 1). Результирующую поперечную силу  $v_{Sd}$ , действующую по длине критического периметра предложено определять по формуле

$$v_{Sd} = V_{Sd} \cdot \bar{\beta} / u, \quad (1)$$

где  $\bar{\beta}$  – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения продавливающего усилия; в случае отсутствия эксцентриситета следует принимать  $\bar{\beta} = 1,0$ , в остальных ситуациях для средних колонн  $\bar{\beta} = 1,15$ , для крайних –  $\bar{\beta} = 1,4$ , для угловых –  $\bar{\beta} = 1,5$ .

Сопротивление местному срезу плиты без поперечного армирования рекомендовано проверять из условия

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c1} = \left[ 0,12k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10\sigma_{cp} \right] \cdot d \geq (0,4f_{ctd} - 0,10\sigma_{cp}) \cdot d, \quad (2)$$

где  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  ( $d$  – в мм);  $d = 0,5(d_x + d_y)$ ,

$d_x, d_y$  – рабочая высота плиты в  $x$ -направлении и  $y$ -направлении соответственно, определяемая в критическом сечении;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02,$$

$\rho_{lx}, \rho_{ly}$  – коэффициенты армирования для стержней, имеющих сцепление с бетоном, в направлении  $x$  и  $y$  соответственно. Коэффициенты  $\rho_{lx}$  и  $\rho_{ly}$  следует рассчитывать как средние значения для ширины плиты, равной ширине колонны плюс  $3d$  в каждую сторону;

$$\sigma_{cp} = 0,5(\sigma_{cx} + \sigma_{cy}),$$

здесь  $\sigma_{cx}, \sigma_{cy}$  – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению осей  $x$  и  $y$  (при сжатии необходимо принимать со знаком «минус»).

Если условие (2) не выполняется, поперечную арматуру следует устанавливать по расчету. Сопротивление срезу при продавливании плиты с поперечной арматурой рекомендовано проверять из условий:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,max}, \quad (3)$$

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c}, \quad (4)$$

где  $v_{Rd,max} = 1,4v_{Rd,c}$ ,

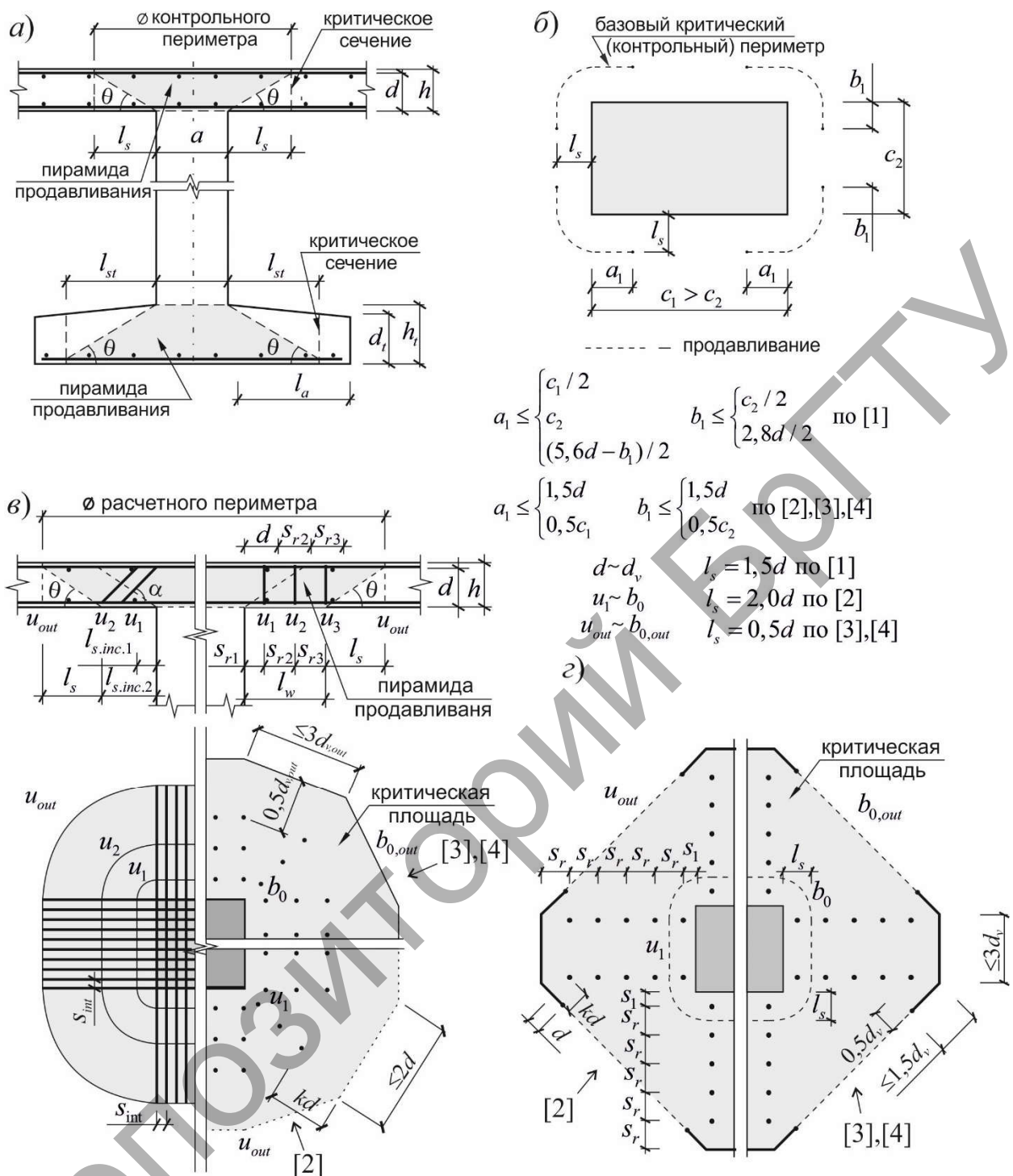
$$v_{Rd,c} = v_{Rd,c1} + \frac{\sum(A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)}{u}, \quad (5)$$

$\sum(A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)$  – сумма составляющих усилий, воспринимаемых поперечной арматурой в направлении приложения продавливающей силы;  $\alpha$  – угол наклона поперечной арматуры к плоскости плиты.

Расчитанное по формуле (5) поперечное армирование следует размещать в пределах критической площади (расчетная (критическая) площадь – площадь, заключенная внутри расчетного (критического) периметра). При этом минимальная толщина армированной плиты в пределах критической площади должна составлять не менее 200 мм, а минимальный процент армирования определяется по формуле

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{A_{crit} - A_{load}}, \quad (6)$$

где  $A_{crit}, A_{load}$  – соответственно площадь поверхности внутри критического периметра (критическая площадь) и площадь приложения локальной нагрузки.



$$a_1 \leq \begin{cases} c_1/2 \\ c_2 \\ (5,6d - b_1)/2 \end{cases} \quad b_1 \leq \begin{cases} c_2/2 \\ 2,8d/2 \end{cases} \text{ по [1]}$$

$$a_1 \leq \begin{cases} 1,5d \\ 0,5c_1 \end{cases} \quad b_1 \leq \begin{cases} 1,5d \\ 0,5c_2 \end{cases} \text{ по [2],[3],[4]}$$

$$d \sim d_v \quad l_s = 1,5d \text{ по [1]}$$

$$u_1 \sim b_0 \quad l_s = 2,0d \text{ по [2]}$$

$$u_{out} \sim b_{0,out} \quad l_s = 0,5d \text{ по [3],[4]}$$

Рисунок 1 – К расчету сопротивления продавливанию по нормам [1], [2], [3], [4]:

а) обозначения расчетных параметров ; б) уменьшение контрольного периметра при больших площадях приложения нагрузки; в), г) способы установки поперечной арматуры.

Дополнительно рекомендовано определять минимальные изгибающие моменты, действующие на единице ширины плиты  $m_{Sd,x}$  и  $m_{Sd,y}$  в направлениях  $x$  и  $y$ , соответственно. В случае если другие расчеты не дают требуемых значений, эти моменты следует определять из условия

$$m_{Sd,x} (m_{Sd,y}) \geq \eta \cdot v_{Sd} \tag{7}$$

где  $\eta$  – коэффициент, корректирующий ширину плиты, включаемой в работу.

## 1.2 ТКП EN 1992 [2]

В расчетах на продавливание по ТКП EN 1992 [2] рекомендовано выполнять ряд проверок:

- вдоль периметра колонны или периметра площади приложения нагрузки:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max};$$

- поперечная арматура из расчета по основному контрольному периметру  $u_1$  не требуется, если соблюдается условие

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c};$$

- если значение  $v_{Ed}$  превышает  $v_{Rd,c}$  для рассматриваемого контрольного сечения, необходимо предусматривать установку поперечной арматуры; необходимо определить периметр  $u_{out,ef}$ , для которого далее не требуется установка поперечной арматуры.

Здесь  $v_{Rd,c}$  – расчетное значение сопротивления срезу при продавливании плиты без поперечной арматуры в рассматриваемом контрольном сечении;  $v_{Rd,cs}$  – расчетное значение напряжений при сопротивлении срезу при продавливании плиты с поперечной арматурой в основном контрольном сечении;  $v_{Rd,max}$  – расчетное значение максимального напряжения при сопротивлении срезу при продавливании в основном контрольном сечении. Основной контрольный периметр  $u_1$  может быть в общем случае принят на расстоянии  $l_s = 2,0d$  от площади нагружения и должен быть построен таким образом, чтобы его длина была минимальной.

Максимальное напряжение среза может быть определено по формуле

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{u_i d}, \quad (8)$$

где  $d$  – тоже, что в формуле (2);  $u_i$  – длина рассматриваемого контрольного периметра.

Для плит, в которых величина изгибающих моментов не зависит от конструкции узла сопряжения плиты и колонны и смежные пролеты различаются по длине не более чем на 25%, для  $\bar{\beta}$  могут быть применены приближенные значения: для колонн в центре плит  $\bar{\beta} = 1,15$ , на краю плит –  $\bar{\beta} = 1,4$ , в углах плит –  $\bar{\beta} = 1,5$ , подобно тому, как в СНБ 5.03.01.2003 [1].

Сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры рекомендовано определять для основного контрольного сечения, пересекающего плиту вдоль основного контрольного периметра  $u_1$ , по формуле, не отличающейся принципиально от зависимости (2):

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}, \quad (9)$$

где  $f_{ck}$  в [МПа];  $k, d, \rho_l, \sigma_{cp}$  – определяют аналогично, как в формуле (2).

Значения  $C_{Rd,c}, v_{min}$  и  $k_1$  предложено указывать в Национальном приложении. Рекомендуемые значения: для  $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$ , для  $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ , для  $k_1 = 0,1$ .

Если требуется поперечная арматура, то проверку сопротивления рекомендовано выполнять по формуле

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 d} \sin \alpha, \quad (10)$$

где  $A_{sw}$  – площадь сечения поперечной арматуры одного периметра вокруг колонны, мм<sup>2</sup>;  $s_r$  – радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры, мм;  $f_{ywd,ef}$  – эффективное расчетное значение сопротивления поперечной арматуры, МПа

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d f_{ywd};$$

$u_1$  – в мм;  $\alpha$  – угол между поперечной арматурой и плоскостью плиты.

При одном единственном ряде отогнутых стержней для отношения  $d/s_r$  в формуле (10) используется значение 0,67.

Сопротивление срезу при продавливании по периметру колонны ограничено максимальным значением:

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd, \max} = 0,24 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}, \quad (11)$$

где  $u_0$ : для центральной колонны –  $u_0$  – минимальный замкнутый периметр, мм; для крайней колонны –  $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ , мм; для угловой колонны –  $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ , мм;  $c_1$  – ортогональный к краю плиты размер грани крайней колонны и соответствующий ему по направлению размер грани угловой колонны,  $c_2$  – размер колонны, ортогональный к размеру  $c_1$ .

Контрольный периметр  $u_{out}$  (или  $u_{out,ef}$  (рис.1)), для которого не требуется поперечная арматура, необходимо определять по формуле

$$u_{out,ef} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}. \quad (12)$$

Наиболее удаленный периметр поперечной арматуры должен быть расположен на расстоянии не более  $kd$  ( $k = 1,5$ ) по направлению внутрь от  $u_{out}$  (или  $u_{out,ef}$  (рис.1)).

### 1.3 Проект prEN 1992-1-1:2018 [3]

В соответствии с положениями проекта prEN 1992-1-1:2018 [3] при расчете сопротивления продавливанию проверяют следующие условия:

I. Детальную проверку сопротивления продавливанию допускается не выполнять при соблюдении условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd, \min}. \quad (13)$$

II. Для плит без поперечной арматуры проверяют выполнение условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}. \quad (14)$$

III. В тех случаях, когда  $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,c}$ , необходимо устанавливать поперечную арматуру, обеспечив выполнение условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs}. \quad (15)$$

IV. В случаях применения поперечной арматуры, касательные напряжения по контрольному периметру не должны быть больше максимального сопротивления срезу при продавливании:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd, \max}. \quad (16)$$

V. Для плит с поперечной арматурой необходимо проверить сопротивление по периметру  $b_{0,out}$ , после которого поперечное армирование устанавливать не требуется.

Расчетное напряжение среза при продавливании  $\tau_{Ed}$  необходимо рассчитывать по формуле:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_e}{b_0 d_v}, \quad (17)$$

где  $V_e$  – продавливающая сила;  $\beta_e$  – коэффициент, учитывающий внецентренное приложение нагрузки;  $b_0$  – длина контрольного периметра, расположенного на расстоянии  $l_s = 0,5d_v$  от площади приложения нагрузки и построенного таким образом, чтобы его длина была минимальной;  $d_v$  – эффективная высота поперечного сечения;  $d_v = 0,5(d_{v,x} + d_{v,y})$ .

Для плит, в которых величина изгибающих моментов не зависит от конструкции узла сопряжения плиты и колонны, а смежные пролеты не отличаются длиной более 25%, для ко-

эффицента  $\beta_e$  могут быть приняты значения: для центральной колонны  $\beta_e = 1,15$ ; для крайней колонны  $\beta_e = 1,4$ ; для угловой колонны  $\beta_e = 1,5$ ; для угловой стены  $\beta_e = 1,2$ .

Минимальное сопротивление срезу при продавливании  $\tau_{Rd,min}$  рекомендовано рассчитывать следующим образом:

$$\tau_{Rd,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck} d_{dg}}{f_{yd} d_v}}, \text{ в (МПа)}, \quad (18)$$

где  $f_{yd}$  – предел текучести продольной арматуры, в МПа;  $d_{dg}$  – параметр, учитывающий шероховатость поверхности разрушения, принимаемый в зависимости от типа бетона и величины крупного заполнителя:

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ [мм]} \text{ для бетонов с } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$$

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} (60 / f_{ck})^2 \leq 40 \text{ [мм]} \text{ для бетонов с } f_{ck} > 60 \text{ МПа};$$

где  $D_{lower}$  – наименьший размер зерна крупного заполнителя.

Сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры следует определять по формуле:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} \left( 100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}, \text{ в [МПа]}, \quad (19)$$

где  $f_{ck}$  в [МПа];  $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}}$ ;  $\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}$  – коэффициенты продольного армирования в направлении осей  $x$  и  $y$  соответственно, определяемые как средние значения по ширине расчетной полосы плиты  $b_s$ , равной ширине колонны плюс  $3d_v$  в каждую сторону для средней колонны и плюс  $\leq 3d_v$  для крайне и угловой колонн; величина  $k_{pb}$  может быть вычислен по формуле:

$$k_{pb} = \sqrt{5 \mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5,$$

$\mu_p$  – коэффициент, учитывающий соотношение продавливающей силы и изгибающего момента в области контрольного периметра. Его величина может быть установлена следующим образом:  $\mu_p = 8$  – для центральной колонны;  $\mu_p = 4$  – для крайней колонны;  $\mu_p = 2$  – для угловой колонны.

Если по расчету требуется устанавливать поперечную арматуру, то сопротивление срезу при продавливании необходимо рассчитывать по формуле:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd}, \quad (20)$$

где

$$\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed}, \quad (21)$$

$$\eta_s = \left( 15 \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/2} \left( \frac{1}{\eta_c k_{pb}} \right)^{3/2} \leq 0,8, \quad (22)$$

$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t}$  – коэффициент поперечного армирования;  $A_{sw}$  – площадь одного стержня по-

перечной арматуры;  $s_r$  – радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры ( $s_r = s_1$ );  $s_t$  – среднее тангенциальное расстояние между стержнями поперечной арматуры, измеренное по критическому периметру (длина критического периметра, деленная на количество пересеченных периметром рядов арматуры).

Сопротивление срезу при продавливании должно быть ограничено максимальным значением:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}, \quad (23)$$

где коэффициент  $\eta_{sys} = 1,5$  – для поперечных стержней;  $\eta_{sys} = 1,8$  – для стержней с концевыми анкерами.

Контрольный периметр, на котором не требуется устанавливать поперечную арматуру ( $b_{0,out}$ , см. рис. 1), может быть определен, по формуле:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left( \frac{d_v}{d_{v,out}} \frac{1}{\eta_c} \right)^2. \quad (24)$$

где  $d_{v,out}$  – представляет собой внешнюю устойчивую к сдвигу эффективную высоту;  $\eta_c$  – следует определять так же, как в выражении (21).

Самый внешний периметр поперечной арматуры должен располагаться на расстоянии не более  $0,5d_v$  от периметра  $b_{0,out}$  вглубь контрольной площади продавливания (рис.1).

#### 1.4 fib Model Code 2010 [4]

В соответствии с [4] расчетное продавливающее усилие рассчитывают как равнодействующую перерезывающих сил, действующих на длине базового контрольного периметра  $b_1$ . Базовый контрольный периметр располагают на расстоянии  $l_s = 0,5d$  от периметра колонны или площади приложения нагрузки (рис. 1) и конструируют минимальной длины.

Расчетное сопротивление срезу при продавливании следует рассчитывать, как сумму составляющих:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed}, \quad (25)$$

где  $V_{Rd,c}$  – составляющая расчетного сопротивления срезу при продавливании, воспринимаемая бетоном;  $V_{Rd,s}$  – составляющая расчетного сопротивления, воспринимаемая арматурой.

Составляющую расчетного сопротивления продавливанию  $V_{Rd,c}$  рекомендовано рассчитывать по формуле:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d, \quad (26)$$

где  $f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;  $\gamma_c$  – частный коэффициент безопасности по материалу.

В формуле (26) параметр  $k_{\psi}$  рассчитывается в зависимости от угла поворота плиты относительно опорной площади по формуле:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6. \quad (27)$$

Составляющая расчетного сопротивления, воспринимаемого за счет поперечной арматуры, рассчитывается по формуле:

$$V_{Rd,c} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sw} \cdot \sin \alpha, \quad (28)$$

где  $\sum A_{sw}$  – суммарная площадь всех поперечных стержней, надлежащим образом заанкеренных в бетоне и пересекающих поверхность потенциального разрушения (коническая поверхность с наклоном грани под углом  $45^\circ$ ) в пределах участка, ограниченного периметрами от  $0,35d_v$  до  $1,0d_v$ ;  $k_e$  – коэффициент, указывающий уменьшение контрольного периметра для случая внецентренное приложение продавливающего усилия; если возникновение изгибающих моментов в колонне не зависит от конструкции сопряжения плиты и колонны и смежные пролеты не отличаются по длине более чем на 25%, коэффициент

$k_e = 0,9$  для центральной колонны,  $k_e = 0,7$  для крайней колонны,  $k_e = 0,65$  для угловой колонны,  $k_e = 0,75$  для угловой стен;  $\alpha$  – угол наклона относительно горизонтали стрежней поперечной арматуры;  $k_{dg}$  – коэффициент, зависящий от размеров крупного заполнителя

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75, \quad (29)$$

где  $d_g$  – максимальный диаметр крупного заполнителя, в мм.

Напряжение в поперечной арматуре  $\sigma_{swd}$  может быть рассчитано по формуле:

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \Psi}{6} (\sin \alpha + \cos \alpha) \left( \sin \alpha + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \frac{d}{\varphi_w} \right) \leq f_{ywd}, \quad (30)$$

где  $\varphi_w$  – диаметр поперечной арматуры;  $f_{ywd}$  – предел текучести поперечной арматуры; для арматуры периодического профиля может быть принято значение  $f_{bd} = 3$  МПа.

С целью обеспечения требуемой деформативности (способности к повороту) рекомендовано, чтобы составляющая сопротивления за счет поперечной арматуры удовлетворяла условию  $V_{Rd,s} \geq 0,5 \cdot V_{Rd}$ .

Максимальное значение сопротивления срезу при продавливании ограничивается условием:

$$V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_e} b_0 \cdot d_v, \quad (31)$$

где  $k_{sys} = 2,0$ .

При вычислении углов поворота плиты на опоре предлагается использовать несколько уровней приближения (англ. *approximation level*).

По *первому уровню аппроксимации* при проектировании регулярных плит безопасное значение угла поворота может быть получено по упрощенной формуле:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d E_s}, \quad (32)$$

где  $r_s$  – положение сечения, в котором изгибающий радиальный момент равняется нулю (расстояние отсчитывается от оси колонны). Значение  $r_s$  для регулярных плит с соотношением пролетов ( $L_x / L_y$ ) в пределах от 0,5 до 2,0 может быть принято равным  $0,22L_x$  и  $0,22L_y$  соответственно.

В случае, когда плиты воспринимают значительные изгибающие моменты и выполняется перераспределение внутренних усилий, рекомендуется использовать *аппроксимацию второго уровня*:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d E_s} \left( \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}, \quad (33)$$

где  $m_{Ed}$  – среднее значение расчетного изгибающего момента на единицу длины опорной полосы в районе колонны;  $m_{Rd}$  – расчетное сопротивление изгибу плиты на единицу длины опорной полосы.

Ширину расчетной опорной полосы (ширину плиты, включающую ширину колонны и ширину плиты в обе стороны от колонны) следует определять по формуле:

$$b_s = 1,5 \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{min}. \quad (34)$$

Среднее значение изгибающего момента ( $m_{Ed}$ ) может быть определено по упрощенным зависимостям:

- для внутренних колонн:  $m_{Ed} \cong V_{Ed} / 8$ ;
- для угловых колонн:  $m_{Ed} \cong V_{Ed} / 2$ .

Кроме того, *fib* Model Code 2010 [4] в отличие от ТКП EN1992-1-1 [2] и СНБ 5.03.01 [1] содержит формулу для расчета углов поворота плит, выполненных с предварительным напряжением:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left( \frac{m_{Ed} - m_{pd}}{m_{Rd} - m_{pd}} \right)^{1,5}, \quad (35)$$

где  $m_{pd}$  – момент декомпрессии для средней опорной полосы, ширина которой определяется согласно [10].

При *аппроксимации третьего уровня* в ф. (35) коэффициент 1,5 заменяется на коэффициент 1,2, если:

- расстояние  $r_s$  рассчитывается по линейно-упругой модели сопротивления для плит;
- $m_{Ed}$  рассчитывается по линейно-упругой модели для плит как среднее значение изгибающего момента в опорной полосе.

При *аппроксимации четвертого уровня* значение угла поворота  $\psi$  определяется непосредственно из результатов нелинейного расчета конструктивной системы с учетом трещинообразования, перераспределения усилий и других нелинейных эффектов (например, методом конечных элементов, конечных разностей и т.д.).

## 2 Анализ и проверка достоверности расчетных моделей

Можно отметить, что модели сопротивления срезу при продавливании, использованные в нормах [1, 2, 3] в целом достаточно схожи. Фактически они представляют собой одну и ту же эмпирическую модель и отличаются лишь рядом эмпирических коэффициентов, корректирующих в той или иной степени величину сопротивления срезу при продавливании. В наибольшей мере это свойственно проверкам сопротивления срезу при продавливании плит без поперечной арматуры. В основу критерия разрушения таких элементов положена зависимость вида  $(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$ , связывающая влияние продольной арматуры и прочности бетона при сжатии на величину продавливающей силы.

Среди них можно выделить расчет по prEN 1991-1-1 [3]. В критерии (19) разработчики внесли отношение  $d_{dg}/d_v$ , и тем самым попытались учесть влияние шероховатости поверхностей бетона в наклонной трещине и влияние эффективной высоты плиты. В такой постановке задачи функция изменяется монотонно, а ее рост на определенном этапе ограничивают введением дополнительного условия  $0,6/\gamma_c \cdot \sqrt{f_{ck}}$ , превышение которого не допускается. И если увеличение площади продольной арматуры в сечении и прочности бетона при сжатии будут сопровождаться увеличением величины сопротивления срезу при продавливании, то увеличение рабочей высоты плиты формально приведет к его снижению. В целом это может быть возможно, но скорее для плит большой толщины. По мнению автора, в расчетной модели [3] также более точно учтено влияние внецентренного приложения нагрузки.

Более существенные изменения в prEN 1991-1-1 [3] получил расчет плит с поперечной арматурой. Величина усилия, воспринимаемого поперечной арматурой, также зависит от отношения  $(d_{dg}/d_v)^{1/2}$ . Это снижает влияние поперечной арматуры с увеличением рабочей высоты плиты.

Расчетная модель *fib* Model Code 2010 [4] базируется на критерии, в основу которого положена предпосылка, что разрушение при продавливании в предельном состоянии происходит в результате исчерпания сопротивления в наклонной трещине, вызванного зацеплением контактирующих в трещине поверхностей бетона. Этот критерий детально изучался швейцарским исследователем Aurelio Muttoni [6] и формально аналогичным вошел в нормы [4]. В модели предложено четыре уровня приближения в определении угла поворота плиты в наклонной трещине от самого простого линейного расчета, до нелинейного с применением ме-



тодов конечных элементов или конечных разностей. От величины угла поворота плиты на прямую зависит ширина раскрытия наклонной трещины, что в сочетании со степенью шероховатости бетона в трещине существенно влияет на величину касательных напряжений, вызванных зацеплением контактирующих в трещине поверхностей бетона. Формально данный подход реализован введением коэффициента  $k_{\nu}$ , определяемого по формуле (27).

С конструктивной точки зрения рассматриваемые модели отличаются в основном подходами к формированию базового контрольного периметра.

Проверка достоверности и сравнение моделей сопротивления срезам при продавливании, использованных в нормативных документах [1, 2, 3, 4] выполнена путем сравнения экспериментальных и расчетных значений продавливающих сил. Экспериментальные данные содержали информацию об образцах, исследованных как зарубежными авторами, так и самостоятельно [7]. Были сформированы несколько выборок. В первой выборке были собраны необходимые данные об образцах плит без поперечной арматуры с колонной в центре плиты. Объем выборки составил 250 экспериментальных образцов. Данных об аналогичных образцах с поперечной арматурой на данном этапе найдено не было. Были также сформированы выборки: плит без поперечной арматуры с колонной в углу плиты (78 опытных образцов); плит без поперечной арматуры с колонной у края плиты (84 опытных образца); плит с поперечной арматурой и колонной в углу плиты (7 опытных образцов); плит с поперечной арматурой и колонной у края плиты (17 опытных образцов).

Сравнивая результаты расчетов, выполненных по описанным выше моделям и экспериментальных испытаний, можно отметить, что наиболее точные значения продавливающих сил были получены для плит без поперечной арматуры с центральной колонной. В этом случае расчетные значения наиболее плотно сгруппированы относительно экспериментальных значений, имеют закономерное распределение и относительно небольшой размах (рисунок 2, а). Это подтверждается результатами статистического анализа, приведенными в таблице 1. Для таких плит разница между минимальным и максимальным значениями отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$  (размах) относительно не велика, коэффициент корреляции близок единице, относительно небольшие коэффициенты вариаций относительно собственного среднего значения отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$  и для вектора ошибок расчетной модели  $\delta$ .

Следует уточнить, что при этом все модели показывают достаточно большой поправочный коэффициент  $b$  для среднего значения отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$ , что свидетельствует о значительном запасе сопротивления. Такая закономерность не соблюдается для плит без поперечной арматуры с угловой колонной (рисунок 2, б) и крайней колонной (рисунок 2, в), а так же для таких плит с поперечной арматурой (рисунок 2, г, д). Расчетные значения продавливающих сил для таких плит имеют не плотное распределение с большим размахом, что подтверждают минимальные и максимальные значения отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$  (таблица 1).

При этом модель *fib* Model Code 2010 [4] практически во всех случаях дает значительное превышение расчетных значений продавливающего усилия для всех плит и особенно для плит без поперечной арматуры с угловой колонной и крайней колонной. Среднее расчетное значение продавливающих сил по модели *fib* Model Code 2010 [4] на 30%-60% превышает экспериментальное среднее, а величина отдельных значений – зачастую в несколько раз. По всем статистическим данным эта модель показывает самый неблагоприятный результат.

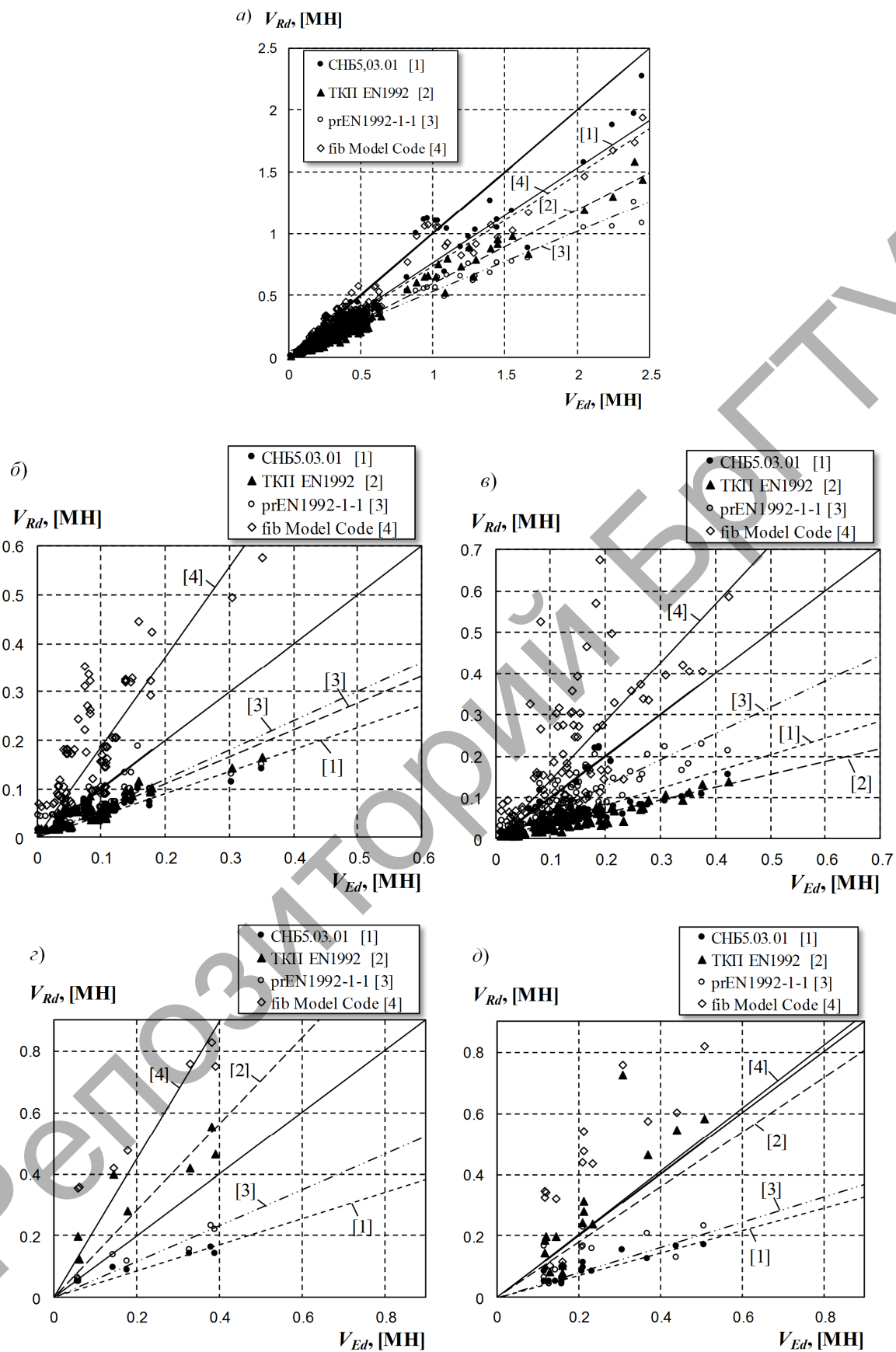


Рисунок 3 – Соотношения расчетных и экспериментальных предельных продавливающих сил для плит: а) без поперечной арматуры с колонной в центре; б), в) без поперечной арматуры с колонной соответственно в углу и у края; г) д) с поперечной арматуры с колонной соответственно в углу и у края

Таблица 2 – Результаты статистического анализа при сравнении расчетных и экспериментальных величин продавливающих сил

Нормативный документ	$\min\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	$\max\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	$m\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	$r_{ik}$	$V_x, \%$	$b$	$V_\delta, \%$
2	3	4	5	6	7		8
<b>Плиты без поперечной арматуры с колонной в центре</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,049	0,818	0,435	0,949	31,2	1,722	38,1
ТКП EN 1992-1 [2]	0,334	0,802	0,575	0,984	16,9	1,647	17,7
prEN 1992-1-1 [3]	0,361	0,93	0,645	0,978	17	1,754	07,6
fib Model Code [4]	0,405	1,314	0,791	0,964	23,1	1,263	23
<b>Плиты без поперечной арматуры с колонной в углу плиты</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,302	4,289	0,618	0,812	80,5	2,022	26,5
ТКП EN 1992-1 [2]	0,364	5,06	0,741	0,854	79,1	1,673	25,3
prEN 1992-1-1 [3]	0,404	12,353	0,987	0,718	147	1,443	32,5
fib Model Code [4]	0,862	19,61	2,525	0,744	91,2	0,469	31,4
<b>Плиты без поперечной арматуры с колонной у края плиты</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,212	1,531	0,488	0,634	57,1	1,919	25,8
ТКП EN 1992-1 [2]	0,153	0,751	0,323	0,917	34,3	3,069	18,2
prEN 1992-1-1 [3]	0,329	3,397	0,778	0,808	59,7	1,412	25,4
fib Model Code [4]	0,577	6,859	1,749	0,677	70,4	0,566	33
<b>Плиты с поперечной арматурой и колонной в углу плиты</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,358	0,858	0,572	0,978	34,6	2,279	5,3
ТКП EN 1992-1 [2]	1,181	3,331	1,926	0,899	42,1	0,667	6,1
prEN 1992-1-1 [3]	0,468	1,019	0,731	0,952	29	1,666	4,6
fib Model Code [4]	1,914	5,887	3,332	0,983	50	0,425	7
<b>Плиты с поперечной арматурой и колонной у края плиты</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,302	0,748	0,419	0,984	31,6	2,696	6,9
ТКП EN 1992-1 [2]	0,465	2,334	1,156	0,864	41,4	0,967	11,4
prEN 1992-1-1 [3]	0,258	1,47	0,631	0,877	57,8	2,114	13,3
fib Model Code [4]	0,621	2,873	1,754	0,754	47,2	0,742	14,6
В таблице приняты следующие обозначения:							
min, max, m – соответственно минимальное, максимальное и среднее значения; $r_{ik}$ – коэффициент корреляции расчетных и экспериментальных сопротивлений продавливанию; $b$ – поправочный коэффициент для среднего значения; $V_\delta$ – коэффициент вариации для вектора ошибок $\delta$ .							

Расчетные модели ТКП EN 1992 [2] и prEN 1992-1-1:2018 [3] можно отметить, как самые точные, имеющие не только для плит без поперечной арматуры с центральной колонной, но и для плит с угловой колонной и крайней колонной наилучшие значения коэффициента корреляции  $r_{ik}$ , коэффициента вариации  $V_x$  относительно средних отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$  и коэффициента вариации вектора ошибок  $V_\delta$ . Исключение составляют изучаемые плиты с поперечной арматурой, для которых наилучшие результаты статистических данных получены по модели СНБ 5.03.01.2003 [1]. Эта модель достаточно консервативна и показывает для всех плит значительный запас прочности, за исключением отдельных случаев.

Следует также отметить, что несовершенство полученных результатов статистического сравнительного исследования может возникать в силу ряда неопределенностей: возможных неточностей при выполнении экспериментальных исследований; неточностей оценки результатов; ошибок, возникающих при сборе существующих ранее данных других исследователей; несовершенств моделей плит, применяемых при испытании (плиты малых размеров,

не соответствующие применяемым в строительстве); использование численных исследований с применением расчетных программ на базе метода конечных элементов взамен испытаниям натуральных образцов и т.д.

### Заключение

1. Модели сопротивления срезу при продавливании, использованные в современных отечественных и зарубежных нормативных документах, являются эмпирическими, полученными путем математической аппроксимации результатов испытаний опытных элементов, которые были проведены в течение прошлого века зарубежными исследователями.

2. К настоящему времени наиболее детально изучено сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры с центральной колонной. Это подтверждено результатами статистического исследования, приведенными в таблице 1.

3. Из анализа следует, что в данных, взятых из литературных источников, возможно наличие несовершенств, вызывающих целый ряд неточностей в расчетах и искажающих общую картину результатов расчета.

4. На основании анализа оценок сопротивления срезу при продавливании плит без поперечной арматуры с центральной, угловой и крайней колонной, а также плит с поперечной арматурой с угловой и крайней колонной, выполненного по результатам расчетов и сравнения с имеющимися экспериментальными данными можно отметить: наиболее консервативна модель, содержащаяся в СНБ 5.03.01.2003 [1]; наиболее точные модели ТКП EN 1992 [2] и prEN 1992-1-1:2018 [3] (для разных плит по разному); модель *fib* Model Code 2010 [4] показывает превышение расчетных значений сопротивления срезу при продавливании и особенно для плит с угловой или крайней колонной.

### Список источников

1. Бетонные и железобетонные конструкции = Бягонныя і жалезабягонныя канструкцыі : СНБ 5.03.01-2003. – Введ. 20.06.2002. – Минск : РУП «Стройтехнорм» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 146 с.

2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1 : Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1. – Введен 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2009. – 207 с.

3. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures : prEN 1992-1-1:2018 Eurocode 2. – Final draft of April 2018 by the Project Team SC2.T1 working on Phase 1 of the CEN/TC 250 work programme under Mandate M/515. – 293 p.

4. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.

5. Основы проектирования строительных конструкций = Асновы праектавання будаўнічых канструкцый : ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2012. – Минск : CEN/TC 250 «Конструкционные Еврокоды» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 70 с.

6. Muttoni, A. Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement / A. Muttoni, J. Schwartz // IABSE Colloquium. – Zurich, Switzerland, 1991. – v. 62. – P. 703–708.

7. Молош В.В. Экспериментально-теоретические исследования прочности на продавливание (местный срез) плитных конструкций из обычного и самоупроченного бетона // Вестник БГТУ. – 2005. №2(32): Строительство и архитектура. – С.8-18.

## ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЗНАЧЕНИЙ ИНДЕКСА НАДЕЖНОСТИ ДЛЯ РАЗНЫХ ПЕРИОДОВ ПОВТОРЯЕМОСТИ

Надольский В.В., Верёвка Ф.А.

**Введение.** На основании теоретических предпосылок по обеспечению конструкционной надежности, изложенных в таких нормативных документах, как ТКП EN 1990 [1] и СТБ ISO 2394 [2] проектирование строительных конструкций необходимо выполнять на основе целевых значений уровней надежности, выраженных в допустимых значениях *индексов надежности* или же эквивалентных им *вероятностей отказа* [3].

При этом показатели надежности не являются показателями фактической частоты наступления *состояния отказа* строительных конструкций, но широко применяются для сопоставления расчетных положений при рассмотрении разных комбинации нагрузок, конструктивных элементов, выполненных из различных материалов, различных видов отказов, типов конструкций. В конечном счете, **применение нормируемых целевых значений показателей надёжности** направлено на относительное сравнение надёжности конструктивных решений и **должно обеспечивать равнонадежность строительных конструкций**. Однако в настоящее время практическое применение СТБ ISO 2394 [2] и ТКП EN 1990 [1], определяющих подходы к нормированию параметров надежности и регламентирующих численные значения показателей надежности, а также процедуры определения значений частных коэффициентов, сопровождается рядом неточностей, что требует переосмысления принятых положений и предпосылок концепции надежности, заложенных в Еврокодах.

Одним из основных вопросов, связанных с определением показателей надежности, являются особенности их вычисления для различных периодов времени. Решение данной задачи является очень важным, так как полученные в ходе расчетов данные способствуют как анализу уровня надежности существующих конструкций и их конструктивных элементов, так и оценке прогнозируемого уровня надежности данных конструкций впоследствии более длительного периода эксплуатации.

Таким образом, представляет интерес сравнение существующих подходов к определению параметров надежности элементов строительных конструкций для различных периодов эксплуатации. Далее представлен краткий обзор существующих подходов к решению данной задачи и отмечены проблемные места в их реализации на практике.

**Функция состояния изгибаемого железобетонного элемента.** Согласно положениям Еврокода 1990 «жизнеспособность» строительных конструкций и составляющих их элементов регламентируется не достижением ими предельных состояний несущей способности (ULS) и эксплуатационной пригодности (SLS). Также в соответствии с п. 2.2(2) ТКП EN 1990 [1] для соответствующих предельных состояний принимаются различные уровни надежности.

При вероятностном подходе к расчету строительных конструкций исследование конструкции на предмет ее соответствия определенному предельному состоянию проводится при помощи модели, описывающей предельное состояние в виде функции, именуемой функцией предельного состояния  $g(x)$ , значение которой зависит от всех соответствующих расчетных параметров  $x$ , то есть от всех данных о вероятностных моделях базисных переменных. В общем виде, достижение предельного состояния может быть описано при помощи следующей формулы:

$$g(E, R) = 0 \quad (1)$$

где:  $E$  и  $R$  представляют собой набор переменных, описывающих эффекты воздействия и несущую способность соответственно. При значениях функции предельного состояния  $g(E, R) < 0$  считается, что происходит разрушение конструкции; другими словами, достигается состояние отказа.

При известных данных о вероятностных моделях случайных (стохастических) базисных переменных вероятность отказа за рассматриваемый период времени можно рассчитать по следующей формуле:

$$P_f = P(g(E, R) < 0) \quad (2)$$

В данной работе рассмотрены только проверки предельных состояний несущей способности сечений (проверка «по прочности») условной железобетонной балки, подверженной действию изгибающего момента.

Расчетное сопротивление изгибу условной железобетонной балки, имеющей один ряд армирования в нижней части сечения определяется следующим образом:

$$R_d = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \left( h - d - \frac{A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{2 \cdot b \cdot \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \right) \quad (3)$$

где  $A_s$  – поперечная площадь продольной арматуры, расположенной в нижней части балки;

$f_{yk}$  – характеристическое значение предела текучести арматуры;

$\gamma_s$  – частный коэффициент для арматуры и напрягаемой арматуры;

$h$  – высота поперечного сечения балки;

$d$  – толщина защитного слоя бетона;

$b$  – ширина поперечного сечения балки;

$\alpha_{cc}$  – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т.д.;

$f_{ck}$  – характеристическое значение цилиндрической прочности бетона при сжатии;

$\gamma_c$  – частный коэффициент для бетона;

Для того чтобы выразить зависимость сопротивления действию изгибающего момента от процента армирования, выразим величину поперечной площади продольной арматуры через процент армирования:

$$A_s = \rho \cdot (b \cdot (h - d)) \quad (4)$$

где  $\rho$  – процент армирования, принимаемый в проведенных исследованиях 1%;

Таким образом, функция состояния  $g(X)$  условной железобетонной балки, подверженной действию изгибающего момента принята в следующем виде:

$$g(X) = \theta_R R - \theta_E [G + C_S S(t)] \quad (5)$$

где  $R$  – случайная переменная, характеризующая сопротивление железобетонного элемента изгибу в соответствии с выражением (3);

С целью охвата и дальнейшего анализа как можно большего диапазона комбинаций воздействий при различных соотношениях постоянной и снеговой нагрузок использован безразмерный параметр нагружения  $\chi$ , представляющий собой долю снеговой нагрузки в полном значении воздействия:

$$\chi = S_k / (G_k + S_k) \quad (6)$$

где  $S_k$  – характеристическое значение снеговой нагрузки;

$G_k$  – характеристическое значение постоянной нагрузки.

Значения параметра нагружения  $\chi$  могут варьироваться от 0, что характерно для подземных сооружений и фундаментов, до 1, примером могут служить локальные эффекты в мостах и подкрановых балках. В работе [4] отмечено, что для железобетонных балок при воздействии снеговой нагрузки значения параметра нагружения  $\chi$  находятся в диапазоне от 0,4 до 0,7. Для конструкций, выполненных из стали, на основании опыта проектирования можно отметить, что наиболее объективным интервалом значений данного параметра является  $\chi = 0,4 \dots 0,8$  [5].

**Вероятностные модели базисных переменных.** Основными данными для осуществления вероятностного расчета строительных конструкций является информация о вероятностных моделях базисных переменных, входящих в предельную функцию состояния. В целом стоит отметить, что модели базисных переменных делятся на две большие группы: модели сопротивления и модели эффектов воздействий. Отличительной особенностью моделей эффектов воздействий от моделей сопротивления является их независимость от материала исследуемого конструктивного элемента, однако для эффектов воздействий важным фактором выступает рассматриваемый базовый период времени. К моделям эффектов воздействий в качестве наиболее распространенных можно привести следующие данные: данные о постоянной, полезной (функциональной), снеговой, ветровой и других видах нагрузок, а также данные о соответствующих им погрешностях моделей эффектов воздействий. Так, например, для снеговой нагрузки погрешность модели вызвана упрощенным описанием распределения нагрузки на поверхности покрытия и т.д. Основными характеристиками вероятностных моделей базисных переменных выступают данные о законах распределения случайных величин и статистические параметры.

В настоящей работе приведены актуальные данные статистических параметров снеговой нагрузки на основании проведенных исследований для территории Республики Беларусь [6] для рассматриваемого периода, равного 1 году. Статистические параметры снеговой нагрузки для 20 и 50 летних периодов получены посредством преобразований, соответствующих распределению случайных величин по закону Гумбеля [7].

$$\mu_{s,T} = \mu_{s,1} \cdot [1 + 0.78 \ln(T) V_{s,1}] \quad (7)$$

$$\sigma_{s,T} = \sigma_{s,1} \quad (8)$$

Стоит отметить, что значения статистических параметров таких климатических нагрузок, как снеговая, имеют существенную зависимость от территориальных особенностей конкретного региона страны. Так, согласно данным исследований [6, 8] для северных регионов коэффициент вариации снеговой нагрузки практически в два раза меньше, чем для южных (для Витебска – 0.44, для Пинска – 0.72). С учетом этого фактора в данной работе приняты усредненные значения статистических параметров для описания распределения годовых максимумов снеговой нагрузки. Также следует отметить, что используемые статистические данные не могут быть объективно сопоставимы с аналогичными данными, полученными в ходе метеорологических наблюдений в европейских странах со схожим климатом, так как даже небольшие отклонения этих параметров могут вносить достаточно значимые изменения в результаты расчета параметров надежности. В целом интерес представляет анализ чувствительности значения индекса надежности к статистическим параметрам. Попытки учета этого фактора выполнены в работе [9], где статистические параметры приняты в диапазонных значениях.

Вероятностные модели сопротивления бетона сжатию, предела текучести арматуры, а также вероятностные модели геометрических параметров сечения и погрешность расчетной модели приняты в соответствии с данными работы [4] и общими рекомендациями JCSS [10].

Все вероятностные модели, используемые для расчетов, приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Принятые вероятностные модели базисных переменных для анализа надежности изгибаемой железобетонной балки

Базисные переменные	Обознач.	Тип распределения	$\frac{\mu}{\bar{X}_k}$	$V$	$\sigma$
<b>Базисные переменные модели сопротивления</b>					
Цилиндрическая прочность бетона на сжатие	$f_{ck}$	LN	42/30	0,138	5.8
Предел текучести стальной арматуры	$f_{yk}$	LN	560/490	0.053	30
Высота поперечного сечения железобетонного элемента	$h$	Norm	0.6	0.013	0.008
Толщина защитного слоя бетона	$d$	Norm	0.03	0.2	0.006
Ширина поперечного сечения железобетонного элемента	$b$	Det	0.3	-	-
Погрешность модели сопротивления железобетонного элемента	$K_{R,RC}$	LN	1.0	0.1	0.1
<b>Базисные переменные модели эффектов воздействий</b>					
Погрешность модели эффектов воздействия	$K_{E,RC(S)}$	LN	1.0	0.1	0.1
Постоянная нагрузка	$G$	Norm	1.0	0.085	0.085
Снеговая нагрузка (годовой максимум)	$S_1$	Gumb	0.41	0.55	0.23
Снеговая нагрузка (максимум для 20 лет)	$S_{20}$	Gumb	0.937	0.25	0.23
Снеговая нагрузка (максимум для 50 лет)	$S_{50}$	Gumb	1.10	0.21	0.23
Погрешность модели снеговой нагрузки		LN	1.0	0.15	0.15

Значения частных коэффициентов для арматуры и напрягаемой арматуры  $\gamma_s=1.15$ , для бетона  $\gamma_c=1.5$ , а также значение коэффициента  $\alpha_{cc}=1.0$ , учитывающего длительное действие нагрузки, и неблагоприятный способ ее приложения, взяты на основании данных ТКП EN 1992-1-1 [11].

Значения частных коэффициентов для постоянных и переменных воздействий  $\gamma_g=1.35$  и  $\gamma_q=1.5$  соответственно, понижающего коэффициента  $\xi=0.85$ , а также значение коэффициента сочетаний  $\psi_0=0.6$  для снеговой нагрузки представлены на основании данных ТКП EN 1990 [1].

В рамках проведенного исследования для получения параметров надежности изгибаемого условного железобетонного элемента был использован метод теории надежности первого порядка (FORM). Рассматриваемые периоды времени (периоды отнесения) приняты равными 1 год, 20 и 50 лет соответственно. Для учета эффектов воздействий использованы правила сочетания воздействий в соответствии с выражениями 6.10a/b [1].

Результаты представлены в виде графиков, где по оси абсцисс отложены значения параметра нагружения  $\chi$ , а по оси ординат отложены значения индекса надежности  $\beta$ .

**Особенности существующих подходов к определению индекса надежности строительных конструкций на примере изгибаемой железобетонной балки для различных**



**периодов.** Зачастую для расчета индекса надежности для различных периодов (для учета зависимости от времени) используются статистические данные для переменных воздействий с помощью преобразований, характерных для типа распределения по закону Гумбеля [7, 12, 16], тогда как статистические параметры постоянной нагрузки не изменяются, что приводит к независимости индекса надежности от времени в ситуациях, когда доминирующим является эффект от постоянного воздействия (эта ситуация вполне типична для железобетонных конструкций), в этом случае имеет место «фиксированный» уровень надежности, независимый от времени, при воздействии только постоянной нагрузки, что трудно назвать объективным результатом, однако этот подход широко применяется при составлении комбинаций воздействий в соответствии с применением правила Turkstra [13] и моделью Ferry-Borges Castanheta [14, 15], когда для описания распределения доминирующей нагрузки необходимо использовать максимальную нагрузку в течение отчетного периода. Применение правила Turkstra рекомендовано в нормах [1, 2]. При использовании правила Turkstra рассматривают два сочетания воздействий:

1)  $Q_1$  – доминирующее воздействие,  $Q_2$  – сопутствующее воздействие. Результирующий эффект воздействий определяется следующим образом:

$$E_{\max} = E(Q_{1,\max,T}, Q_{2C}) \quad (9)$$

2)  $Q_2$  – доминирующее воздействие,  $Q_1$  – сопутствующее воздействие. Результирующий эффект воздействий равен:

$$E_{\max} = E(Q_{1C}, Q_{2,\max,T}) \quad (10)$$

где  $Q_{i,\max,T}$  – максимальное значение  $i$ -ого воздействия в течение базового периода  $T$ ;

$Q_{iC}$  – комбинационное значение  $i$ -ой нагрузки, равно максимальному значению этого воздействия в течение периода длительности максимального значения доминирующего воздействия.

При применении правила Turkstra нагрузки рассматривают в качестве взаимно независимых стационарных и эргодических процессов. При использовании правила Turkstra совместно с моделью нагрузок Ferry Borges – Castanheta [10] сочетание эффектов воздействий от двух различных нагрузок примет следующий вид:

$$E_{\max,1} = \theta_E (C_G G + C_{Q1} Q_{1,T} + C_{Q2} Q_{2,C}) \quad (11)$$

$$E_{\max,2} = \theta_E (C_G G + C_{Q2} Q_{2,T} + C_{Q1} Q_{1,C}) \quad (12)$$

где  $\theta_E$  – погрешность модели эффекта воздействия;

$C_G$  – погрешность модели постоянной нагрузки;

$C_{Q,i}$  – погрешность модели  $i$ -ого переменного воздействия;

$Q_{i,T}$  – максимальное значение  $i$ -ого воздействия в течение базового периода  $T$ ;

$Q_{i,C}$  – комбинационное значение  $i$ -ого воздействия, равно максимальному значению этого воздействия в течение периода действия максимального значения доминирующей нагрузки.

При этом комбинационное значение воздействия зависит от вида доминирующей нагрузки. Например, при сочетании полезной нагрузки со снеговой в случае рассмотрения полезной нагрузки в качестве доминирующей, комбинационное значение для снеговой нагрузки принимается как 5-10 летний максимум (т.к. продолжительность действия 50-летнего максимального значения полезной нагрузки в среднем составляет 5-10 лет [10]). В то же время при сочетании доминирующей снеговой нагрузки с полезной необходимо учесть, что продолжительность действия 50-летнего максимума снеговой нагрузки составляет в среднем 1-2 недели [10]. Поэтому для полезной нагрузки необходимо рассмотреть 1-2 недели максимум, но при этом долговременная часть полезной нагрузки в среднем изменяется раз в 5-10 лет [10], как следствие наименьший период для распределения максимумов полезной нагрузки может быть принят только 5-10 лет.

Ниже на рисунке 1 изображена зависимость значения индекса надежности  $\beta$  от параметра нагружения  $\chi$  для изгибаемого железобетонного элемента при значении процента армирования 1% при периодах отнесения (базовых периодах) 1 год, 20 и 50 лет, соответственно. Графики для 20 и 50 лет получены путем пересчета статистических параметров для снеговой нагрузки при использовании преобразований, характерных для закона Гумбеля, при этом вероятностные модели прочих базисных переменных соответствуют 1 летнему периоду.

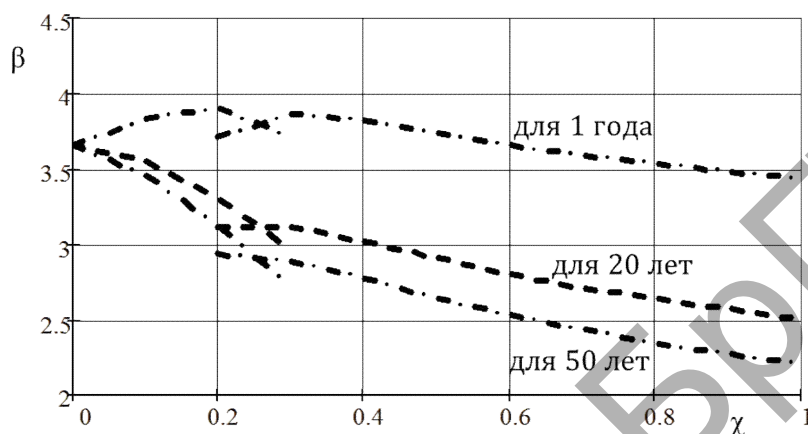


Рисунок 1 – Значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при рассмотрении периодов в 1 год, 20 и 50 лет соответственно

Известны следующие альтернативные подходы к расчету индекса надежности для различных периодов времени, основанные на применении формулы С.3 ТКП EN 1990 [1]:

а. статистические параметры для всех базисных переменных принимаются для 1 года, тогда если основные неопределенности относятся к воздействиям, имеющим статистически независимые годовые максимумы, пересчет значения индекса надежности для любого другого рассматриваемого периода осуществляется посредством применения формулы С.3 ТКП EN 1990 [1]:

$$\Phi_{\beta,n} = [\Phi(\beta_1)]^n \quad (13)$$

где  $\beta_n$  – индекс надежности для базового периода  $n$  лет;

$\beta_1$  – индекс надежности для базового периода 1 год.

В качестве примера данного подхода на рисунке 2 изображены значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при проценте армирования 1% для периодов 1 год, 20 и 50 лет.

б. статистические параметры для переменного воздействия принимаются пересчетом для соответствующего рассматриваемого периода согласно выбранному закону распределения (как правило, для снеговой нагрузки согласно закону Гумбеля [7, 16]), затем пересчет значения индекса надежности для всей функции состояния осуществляется посредством применения формулы С.3 ТКП EN 1990 [1]. Значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при проценте армирования 1% для периодов 1 год, 20 и 50 лет соответственно, полученные в соответствии с данным подходом изображены на рисунке 3.

Таким образом, наглядно изображены отличия в применяемых в настоящее время подходах к расчету индекса надежности строительных конструкций для различных рассматриваемых периодов времени. Следовательно, в силу того, что в настоящее время в различных исследованиях применяются различные подходы, то возникают сложности в объективном сравнении полученных результатов.

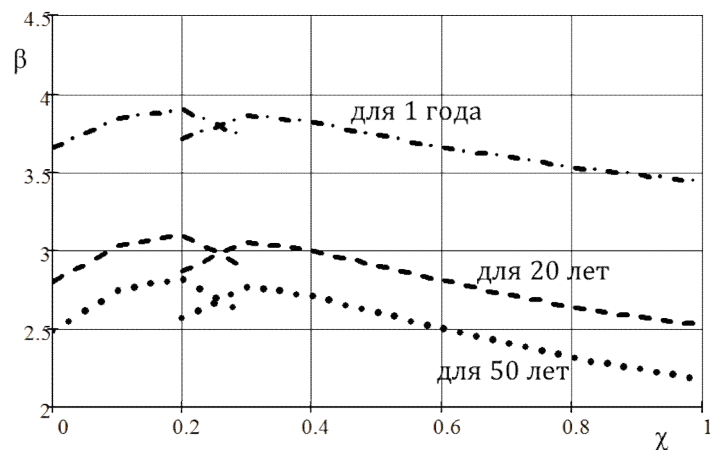


Рисунок 2 – Значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при рассмотрении периодов в 1 год, 20 и 50 лет соответственно согласно подходу а

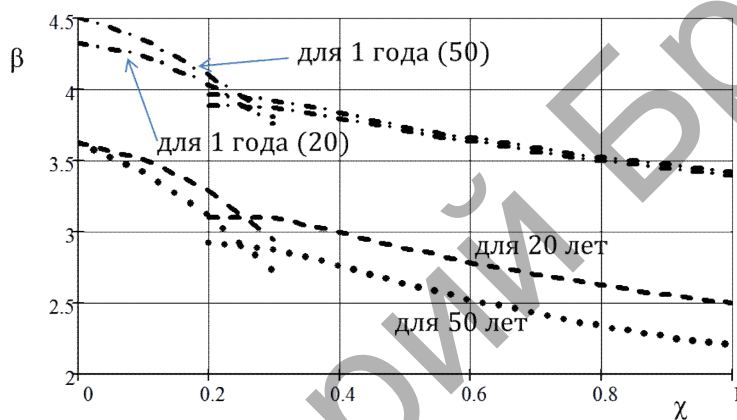


Рисунок 3 – Значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при рассмотрении периодов в 1 год, 20 и 50 лет соответственно согласно подходу б

**Заключение.** В рамках исследования был осуществлен сбор и анализ вероятностных моделей базисных переменных, составлена функция состояния для изгибаемого железобетонного элемента. Согласно полученным данным следует выделить несоответствия в концепции надежности, принятой в ТКП EN 1990 [1], при расчете индекса надежности для периодов отнесения 1 год, 20 и 50 лет соответственно, что вызывает необходимость в принятии более объективной методики расчета индекса надежности для различных периодов времени.

В целом, необходимо отметить, что появляется необходимость расчета и нормативного закрепления параметров конструктивной надежности строительных конструкций на национальном уровне (посредством приведения их в Национальном приложении), при использовании обоснованных данных о вероятностных моделях базисных переменных, в особенности, для переменных воздействий, обусловленных климатическими особенностями Республики Беларусь.

#### Список источников

1. Еврокод. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990-2011. Введ. 01.07.12. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. – 70 с.
2. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. Введ. 01.07.08. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
3. Надольский, В.В. Обзор современных методов определения вероятности отказа / В.В. Надольский, Ф.А. Веревка // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Международных академических чтений / редкол.: С. И. Меркулов (отв. ред.) [и др.]. – Курск : Курск. гос. ун-т. – 2017. – С. 98 – 104.

4. Sýkora, M. Verification of existing reinforced concrete structures using the design value method / M. Sýkora, M. Holický // Proceedings of the 3th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2012)Vienna, Austria, 3 - 6 October, 2012 / CRC Press ; eds. : K. Bergmeister, A. Strauss, D.M. Frangopol. – Leiden, 2012. – P. 821-828.
5. 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.
6. Тур, В.В. Нормирование снеговых нагрузок для территории Республики Беларусь[Текст] / В.В.Тур, В.Е. Валуев, С.С. Дереченник, О.П. Мешик, И.С. Воскобойников // Строительная наука и техника. – 2008. – № 2. – С. 27–45.
7. Надольский, В. В. Сопоставление уровней надежности, обеспечиваемых нормами Российской Федерации и Евросоюза / В. В. Надольский, М. Голицки, М. Сикора, В. В. Тур // Вестник МГСУ. – 2013. – № 6. – С. 7–20.
8. Черноиван, А.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь[Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Черноиван; Брестский государственный технический университет. – Брест, 2012. – 24с.
9. Тур В.В. Калибровка значений частных коэффициентов для проверок предельных состояний несущей способности стальных конструкций для условий Республики Беларусь. Часть 2 / В.В. Тур, В.В. Надольский // Строительство и реконструкция. – 2016. – № 5 (67). – С. 69–75.
10. 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.
11. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1 – 1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009. Введ. 01.01.10. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2010. – 112с.
12. Holicky, M. & Sykora, M. Conventional probabilistic models for calibration of codes. In M.H. Faber, J.Köhler& K. Nishijima (eds.), Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema, 2011. p. 969-976.
13. Mori, Y. Probabilistic models of combinations of stochastic loads for limit state design / Y. Mori, T. Kato, K. Murai // Structural Safety. – 2003. - Vol. 25. – P. 69–97. 130
14. Ferry Borges, J. Structural safety / J. Ferry Borges, M. Castanheta. – 2 edition. – Lisbon : Laboratório Nacional De Engenharia Civil, 1971. – 326 p. 89
15. Melchers, R.E. Structural reliability – analysis and prediction / R.E. Melchers. – New Jersey : John Willey, 1999. – 456 p. 129
16. Safety of Structures. An independent technical expert review of partial factors for actions and load combinations in EN 1990 "Basis of Structural Design": BRE Client Report № 210297 [Electronic resource] / Building Research Establishment. –2003. –Mode of access : <http://www.europeanconcrete.eu>. –Date of access : 10.05.2011.

## ВОСПРИЯТИЕ ОСОБОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ В ЗДАНИЯХ СО СТАЛЬНЫМ КАРКАСОМ И ПЕРЕКРЫТИЕМ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

Надольский В.В., Конашков А.О.

**Введение.** Применение в качестве перекрытия сборных железобетонных плит в зданиях со стальным каркасом является популярным решением в странах Европы и получает распространение на территории республики. Это обусловлено скоростью возведения каркаса здания, экономии средств на опалубке, бетоне, металлоёмкости перекрытия (будь оно монолитное или из стального настила), и, следовательно, сокращение строительно-монтажных работ. Однако, при возникновении особой расчетной ситуации, как показывает практика, здания со сборным перекрытием получает значительные повреждение с возможным последующим непропорциональным обрушением его конструкций. Одной из причин такого обрушения может стать неверное конструирование узлов крепления жесткого диска со стальным каркасом при восприятии связевых цепных усилий в случае особого воздействия. Данная статья фокусируется на рассмотрении вопроса обеспечения связевого сопротивления перекрытия или покрытия из многопустотных железобетонных плит в зданиях со стальным каркасом.

При конструировании диска перекрытия из сборных железобетонных плит важно обеспечить передачу вертикальных и горизонтальных нагрузок на вертикальные элементы жесткости в расчетной особой ситуации. Иными словами необходимо обеспечить так называемый эффект горизонтальной диафрагмы. В зданиях со стальным каркасом и со сборным перекрытием эффект диафрагмы может быть достигнут следующим способом:

- путем обеспечения сопротивления на сдвиг (срез) бетонных межплитных швов
- путем непрерывного армирования набетонки;
- путем связи несущих элементов расположенных по контуру здания с элементами покрытия;
- путем связи сборных элементов покрытия и ядром здания.

Восприятие горизонтальных и вертикальных нагрузок, а также принципы по проектированию сборных перекрытий из плит пустотного настила без опалубочного формирования представлена в источнике [5].

В соответствии с ТКП EN 1991-1-7 [1] здание должно быть спроектировано на достаточную живучесть за счет приведенных в нем методик, в зависимости от присвоенного класса по последствию разрушения. Так, например, для зданий класса 2а требуется предусматривать устройство горизонтальных связей или эффективную анкеровку перекрытий в стенах [1]. Нормативный документ требует обеспечение горизонтальных связей по периметру междуэтажного перекрытия и в уровне покрытия в двух перпендикулярных направлениях для надежного связывания колонн и стен. Также связи должны быть непрерывными и проходить по осям колонн или стен или же в непосредственной близости к ним. В случае рамных каркасов в качестве горизонтальной связи можно считать стальные балки, раскрепляющие колонны в двух ортогональных направлениях. При особой расчетной ситуации они воспринимают и обеспечивают восприятие связевых растягивающих усилий  $T_i$  (для внутренней связи) и  $T_p$  (для связи по периметру):

$$T_i = 0,8(g_k + \psi q_k) s L, \text{ но не менее } 75 \text{ кН} \quad (1)$$

$$T_p = 0,4(g_k + \psi q_k) s L, \text{ но не менее } 75 \text{ кН} \quad (2)$$

где  $g_k$  – характеристическое значение постоянного воздействия;

$q_k$  – характеристическое значение переменного воздействия;

$s, L$  – шаг и пролет связи, соответственно;

$\psi$  – коэффициент сочетания для воздействий в особых расчетных ситуациях .

С учетом того, что особое воздействие воспринимает на себя конструкция каркаса, в большинстве случаев крепление диска покрытия может быть обеспечено за счет трения по площадке контакта опирания сборной плиты с полкой или монтажным элементом стальной балки (рис. 1 и рис. 2). Расчетное значение силы трения определяется как:

$$F_{тр} = \mu(1,35G_k + 1,5Q_k) \quad (3)$$

где  $G_k$  – постоянная нагрузка от собственного веса покрытия и конструкции пола или покрытия

$Q_k$  – переменная нагрузка на конструкцию покрытия

$\mu$  – коэффициент трения принимаемый равным 0,5 согласно п. 6.2.5 [2]

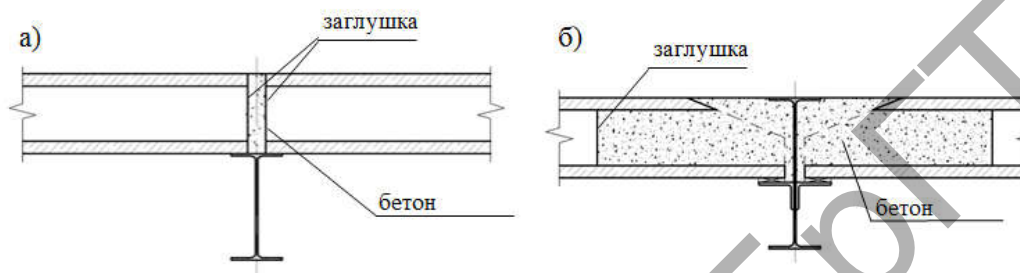


Рисунок 1 – Узел опирания сборной железобетонной плиты на средний ригель:  
а) на верхний пояс стального ригеля; б) на монтажный элемент в виде стального уголка, присоединенного к стенке ригеля

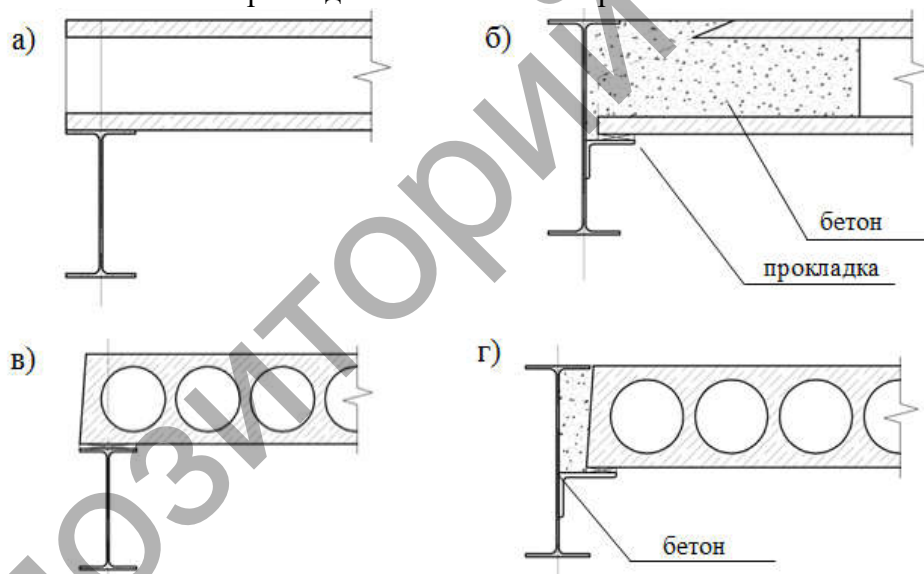


Рисунок 2 – Узел опирания сборной железобетонной плиты на крайний ригель:  
а), в) на верхний пояс стального ригеля; б), г) на монтажный элемент в виде стального уголка, присоединенного к стенке ригеля

Однако применение такого типа крепления возможно только при обеспечении сопротивления продольных швов между плитами на срез в перпендикулярном направлении их плоскости. Также необходимо учитывать возможные деформации конструкций каркаса от перепадов температуры окружающей среды и кривизну сборных плит. Так, например, в случае использования преднапряженных плит выпуклость их плоскости мешает надлежащему контакту с конструкцией стального каркаса и с ниже расположенными стенами (если таковые имеются) в параллельном направлении пролета плиты. В таком случае обеспечение необходимого трения осуществляется за счет замоноличивания площадок контакта раствором. Также, для увеличения сил трения между поверхностью контакта плит перекрытия и стального каркаса можно использовать прокладки, податливость которых в целом не влияет на работу каркаса, и имеющие больший коэффициент трения, например прокладка из неопрена.

При проектировании зданий класса 1 и 2а стоит обратить внимание на вероятность особого воздействия от внутреннего взрыва. Если по технологии в здании не предусматривается легко сбрасываемых конструкций, то в случае такого воздействия, возможно, что перекрытия или покрытие будут выбиты.

Поскольку давление от взрыва всенаправленно, необходимо принять меры, чтобы предотвратить возможность поднятия плит с последующим их повреждением. Согласно [10] покрытие должно выдерживать чистую восходящую нагрузку от взрыва следующего значения:

$$F = 1,0 G_k + 0,5 Q_k \quad (4)$$

Также конструктивно допускается, чтобы элементы покрытия были связаны между собой над опорой или непосредственно с самой опорой. Обычно это достигается замоноличиванием в местах стыков плит с дополнительной армирующей сеткой.

В случае рамно-связевого каркаса в соответствии с [1] элементы сборного перекрытия допускаются использовать в качестве горизонтальных связей. При этом необходимо учитывать, что они будут работать в качестве горизонтальной связи только в продольном направлении их пролета. В поперечном направлении в качестве горизонтальной связи будут выступать стальные ригели, на которые опираются плиты. Сборные плиты и их крепление к опорам должны обеспечивать требуемое растягивающее связевое усилие, а также сопротивление срезу вдоль продольного шва в вертикальной и горизонтальной их плоскости. Если требуемое закрепление не обеспечивается за счет сил трения, возможно применение методик для класса 2b. Расчет и методы обеспечения сопротивлению среза продольного шва представлены в [5].

Требования по живучести для зданий класса 1 и 2а отличаются от требований для зданий класса 2b и 3. Основным и наиболее распространенным подходом для зданий со стальным каркасом более высоких классов по последствию разрушения является обеспечение конструктивной целостности с помощью горизонтальных и вертикальных связевых элементов рамы. Рекомендуется, чтобы горизонтальные связи были распределены по всей ширине покрытия. Такое решение основывается на предположении, что сборные конструкции придадут дополнительную живучесть зданию за счет распределения нагрузки через схему обеспечения горизонтальных связей. Отсюда следует, что сборные элементы покрытия должны быть эффективно закреплены в направлении их пролета с конструкцией каркаса.

Варианты закрепления сборных плит с балками, а также рекомендации по конструированию представлено на рисунке 3.

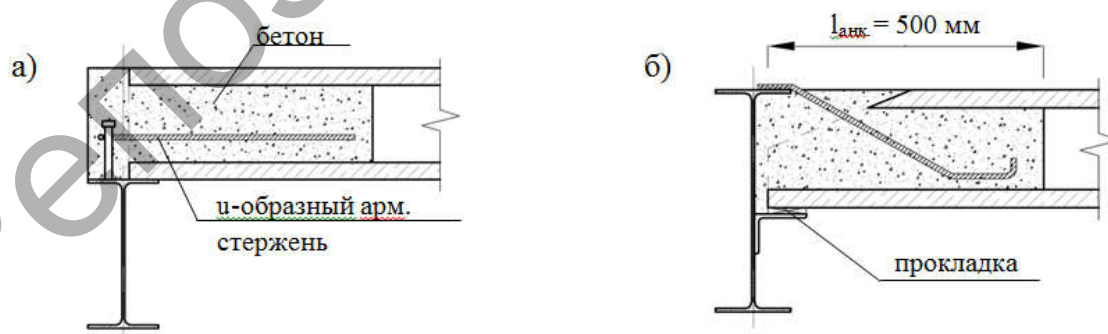


Рисунок 3 – Закрепление сборной железобетонной плиты со стальным ригелем  
 а) через u-образные стержни (не менее 2-х) с заведением их в пустоту на глубину 500 мм;  
 б) через стержни, приваренные к поясу ригеля.

Согласно [1] для зданий класса 2b кроме обеспечения устройства вертикальных и горизонтальных связей альтернативно можно выполнить проверку на степень локального повре-

ждения путем удаления колонны или балки, поддерживающей колонну. В соответствии с [1] при удалении элементов конструкции локальное повреждение покрытия не должно превышать более  $100 \text{ м}^2$  или 15% от площади каждого из перекрытий двух смежных этажей.

При внезапном отказе колонны здания последующая реакция на конструкцию будет иметь динамический характер, что приведет к большим деформациям перекрытия. Взаимодействие сборных элементов перекрытия и стальных элементов горизонтальных связей будет зависеть от соединения и ориентации плит по отношению к удаленной колонне. В отличие от сталебетонного или монолитного покрытия деформация будет в основном концентрироваться между балками и сборными плитами, при условии, что остальная вертикальная нагрузка распределится на соседние колонны. Горизонтальные связи, образованные сборными плитами, по принципу цепного воздействия будут воспринимать опорную реакцию от балок удаленной колонны.

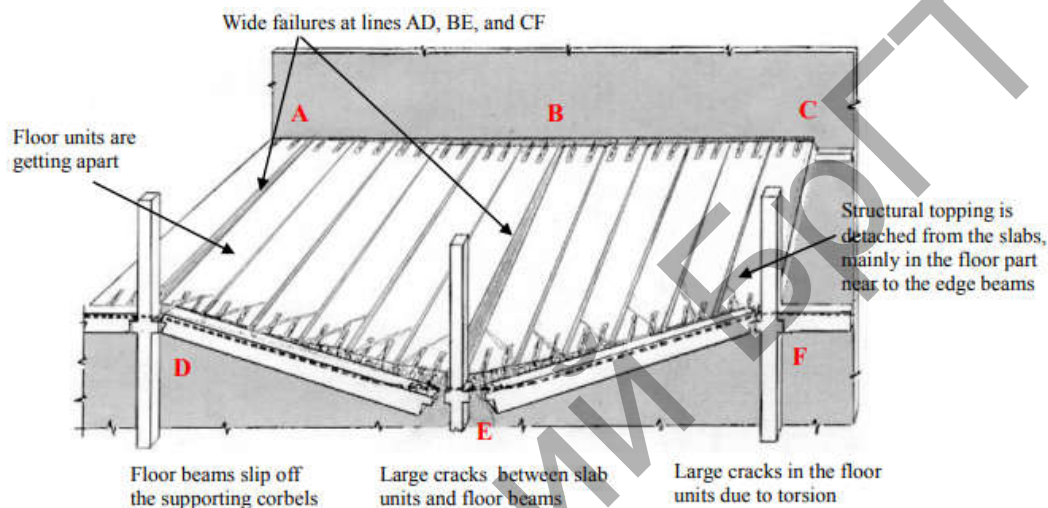


Рисунок 4 – Возможное поведение конструкций в случае отказа средней колонны крайнего ряда конструкции [10]

Возможный сценарий поведения конструкций при удалении средней колонны расположенной по периметру здания представлен на рисунке 4 [10]. При конструировании узла сопряжения плит и стальной балки необходимо учитывать следующие факторы:

- величина деформация опор D-E-F будет на много больше величины деформации противоположной опоры A-B-C. Впоследствии, между плитами образуются разрывы по продольному шву, а сами плиты подвергаются кручению в результате не плоскостности опорных балок. Продольным швам по линиям AD, BE, CF характерно наибольшее раскрытие трещин по сравнению с другими швами. Таким образом, в первую очередь необходимо обеспечить связывание плит в поперечном направлении продольного шва, расположенного по линии колонн или в непосредственной близости к ним.

- величина деформации по линии BE будет на много больше деформации по линии линиям AD или CF, если предполагать, что узел E не сместится внутрь здания. Однако это может произойти, если все вышележащие этажи будут деформироваться в одинаковом направлении. Поэтому, чтобы плиты не соскользнули с опорных балок, необходимо их закрепить посредством соединительных арматурных стержней к балке.

- дополнительная набетонка вероятнее всего будет оторвана от пола в непосредственной близости линии D-E-F, если она эффективно не связана с закладными элементами сборного покрытия. Также, в продольном направлении стыка BE набетонка не будет обеспечивать связевое (цепное) воздействие из-за образовавшегося зазора в продольном шве плит.

- также стоит уделить особое внимание сопряжению стальных балок с колоннами. Вследствие наиболее неблагоприятного сценария полная вертикальная нагрузка воспринимается близкорасположенными связевыми элементами каркаса, а с учетом цепного воздействия основную нагрузку горизонтальных связей будут воспринимать на себя узлы сопряжения опорной балки с колонной.



**Заключение.** Использование сборных железобетонных плит в качестве перекрытия/покрытия для зданий со стальным каркасом экономически выгодно по ряду причин, однако для обеспечения живучести в особой расчетной ситуации необходимо учитывать дополнительные условия конструирования и расчета таких видов конструкций. В статье сделан акцент на освещение основных принципов конструирования и расчета конструкций горизонтального диска в зданиях со стальным каркасом и со сборным железобетонным перекрытием для расчетных особых ситуаций.

#### Список источников

1. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. – Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия: ТКП EN 1991-1-7-2009 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010.
2. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010.
3. Государственный стандарт Республики Беларусь. Изделия железобетонные сборные. Плиты многпустотные: СТБ EN 1168-2012 – Минск: Госстандарт, 2013
4. Технический кодекс установившейся практики. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008.
5. Тур В.В. Проектирование сборных перекрытий из плит пустотного настила безопалубочного формирования в свете требования зарубежных норм / В.В. Тур, Т.М. Пецольд, А.В. Щербач // Строительная наука и техника, – 2010 – №1(2) – С. 15 – 24.
6. SCI P391. Structural robustness of steel framed buildings // SCI: Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK, 2011 – 132 с.
7. SCI P351. Precast concrete floors in steel framed buildings // A.G.J. Way, T.C. Cosgrove, M.E. Brettle: Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK – 132с.
8. SCI P287 Design of composite beams using precast concrete slabs // S.J. Hicks, R.M. Lawson: Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK, – 101 с.
9. ISE. Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings // ISE: UK, 2010 – 80 с.
10. Van Acker, A. Design of precast concrete structures with regard to accidental loading / A. Van Acker // Belgium: fib – P. 1-11.

## НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И КОНТАКТНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ

Рак Н.А., Смех В.И.

### Введение.

Приведенный в работе [1] анализ экспериментальных исследований элементов при местном сжатии показал, что большинство исследований выполнялось на образцах, изготовленных из бетона с крупным заполнителем из плотных природных пород. В гораздо меньшей степени исследованы элементы, изготовленные с легким крупным заполнителем. Обнаружены только единичные исследования [2-4] на местное сжатие элементов из мелкозернистого бетона (бетона только на мелком заполнителе) как одной из серий исследований элементов из бетона с заполнителем из плотных природных пород.

Исследования [2] выполнялись на образцах в виде цилиндров диаметром 153 мм высотой, изменяющейся от 51 до 153 мм, испытанных с одной из сторон через стальные штампы образца. Отношение площади образца к площади штампа изменялось от 9 до 16.

Исследования [3] выполнялись на цилиндрах диаметром 101,5 мм и высотой 203 мм из мелкозернистого бетона с цилиндрической прочностью на сжатие 11,86 МПа. Отношение площади образца к площади штампа варьировалось в пределах от 1,8 до 16.

Исследования [4] выполнялись на цилиндрах диаметром 150 мм и высотой 300 мм из мелкозернистого бетона с цилиндрической прочностью на сжатие 17,0 МПа. Отношение площади образца к площади штампа варьировалось в пределах от 4 до 225.

В перечисленных выше экспериментальных исследованиях элементов из мелкозернистого бетона изучался характер разрушения образцов и их несущая способность, а контактные деформации таких элементов не исследовались.

В Республике Беларусь в последние 20 лет проведены экспериментально-теоретические исследования несущей способности и контактных деформаций при местном сжатии элементов, изготовленных из бетонов различной структуры [5-8]. Разработаны методики расчета несущей способности при местном сжатии элементов из бетона нормальной плотности [9], из керамзитобетона [10] и сталефибробетона [11].

Разработаны методики расчета контактных деформаций при местном сжатии элементов из высокопрочного бетона нормальной плотности и керамзитобетона [12-14].

Экспериментальные исследования при местном сжатии элементов из мелкозернистого бетона выполнялись в рамках выполнения задания 01 «Разработка методов расчета прочности и деформативности контактных зон сборных железобетонных элементов с учетом их влияния на пространственную работу каркасных зданий государственной программы фундаментальных исследований «Строительство и архитектура» (2002-2005 гг.).

Настоящая статья посвящена анализу основных результатов этих экспериментальных исследований и проверке возможности использования разработанных ранее методик к расчету элементов из мелкозернистого бетона.

### Методика поведения испытаний.

Экспериментальные исследования несущей способности при местном сжатии элементов из мелкозернистого бетона с проектной прочностью 30 МПа проведены на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции».

В качестве опытных образцов были приняты бетонные призмы размерами 150×150×600 мм, при изготовлении которых использовался портландцемент ПЦ 500-Д20 ОАО «Красносельскцемент» с активностью  $R_d = 52,3$  МПа. В качестве заполнителя использовался кварцевый песок ДСЗ «Волма», соответствующий группе песков I класса средней крупности по

ГОСТ 8736-93. Для повышения удобоукладываемости бетонной смеси вводился суперпластификатор С-3 Мозырского завода СЖБ №12.

Для контроля физико-механических характеристик бетона были изготовлены контрольные образцы – неармированные бетонные кубы размером 150×150×150 мм. Прочность бетона на кубов на день испытаний опытных образцов составила 33,8-35,9 МПа.

Испытания призм производились в испытательном цехе Отраслевой НИЛ строительных конструкций БНТУ на прессах ПР-500 и 2ПГ-500 мощностью 5000 кН. Нагрузка на образцы прикладывалась через стальные штампы, имеющие размеры в плане 30×30, 60×60 и 90×90 мм. Отношение площади призмы к площади приложения нагрузки изменялось в диапазоне от 2,778 до 25.

При испытании с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм измерялись перемещения штампа относительно нагружаемой поверхности призмы, а также условной равномерно деформируемой плоскости образца, расположенной от нагружаемого торца на расстоянии, равном поперечному размеру призмы. С помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм измерялись продольные деформации бетона в средней по высоте зоне призмы при базе измерения, равной половине высоты призмы (300 мм). Общий вид опытного образца приведен на рисунке 1.



Рисунок 1 — Общий вид испытательной установки на основе пресса 2ПГ-500

Нагружение опытных образцов производилось поэтапно ступенями, с приращением нагрузки на величину, составляющую 5 % от ожидаемой разрушающей нагрузки. На первых этапах нагружения производилась тщательная центровка образцов по показаниям всех приборов. Центровка производилась путем перемещения призмы по нижней плите пресса и пе-

ремещения штампа по верхнему торцу призмы относительно геометрического центра торца. Центровка считалась достигнутой, когда при нагружении штамп совершал примерно поступательное (без поворота) вертикальное перемещение относительно верхнего торца призмы при одновременном малом отклонении в показаниях индикаторов, измеряющих продольные деформации бетона на ее различных гранях. Окончательное положение штампа на верхнем торце призмы фиксировалось после разрушения образца.

#### **Схема разрушения и несущая способность образцов.**

Разрушение большинства образцов происходило с образованием в области под штампом, так называемого клина, имеющего вид перевернутой пирамиды, и сопровождалось раскалыванием образца по вертикальным плоскостям с последующим сдвигом клина по одной из его боковых граней (рисунки 2 и 3)

Образовавшаяся пирамида затем извлекалась из разрушенного бетона и ее параметры (высота и наклон граней) измерялись. Бетон по расколовшимся плоскостям осматривался, изучалась его структура, фиксировалось наличие и расположение раковин и т. д.

Схемы разрушения образцов незначительно изменялись в зависимости от соотношения размеров штампа и загружаемого торца образца. Только в образцах, испытанных со штампом размерами 30×30 мм, наблюдались случаи разрушения с раскалыванием призм по различному числу плоскостей.

Основные результаты испытаний представлены в таблице 1. Анализ этих результатов, свидетельствует достаточной стабильности полученных на образцах-близнецах величин разрушающей нагрузки в пределах каждой из групп образцов.



Рисунок 2 — Вид разрушения опытного образца П1-90-1

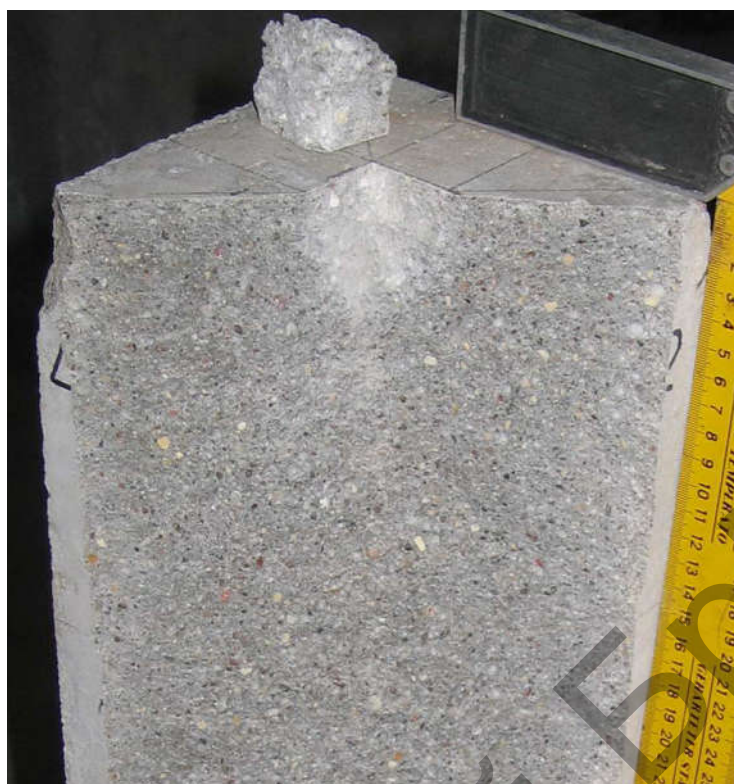


Рисунок 3 — Вид разрушения опытного образца П30-1

Таблица 1 — Основные результаты испытаний

Шифр образца	Кубиковая прочность бетона $f_{c,cube}$ , МПа	Размер штампа $D_{loc}$ , мм	Нагрузка при разрушении $N_{obs}$ , кН	Средняя нагрузка при разрушении $N_{obs,med}$ , кН	Коэффициент повышения прочности бетона $\omega_{u,obs}$
П30-1	35.9	30	220	219,7	8,50
П30-2			231		
П30-3			208		
П60-1	33.8	60	277	335,5	3,45
П60-3			394		
П90-1	34.2	90	428	428,3	1,93
П90-2			514		
П90-3			343		
Ж30-1	31,6	30	172	172	7,47
Ж60-1		60	289	289	3,18
Ж90-1		90	323	323	1,58

Примечания.

1. Шифр образца П30-1 следует читать следующим образом: П — показатель удобоукладываемости бетонной смеси (Ж — жесткая, П — подвижная); П — подвижная смесь; 30 — размер стороны штампа в мм; 1 — образец-близнец № 1

Как видно из таблицы 1 при увеличении размеров штампа наблюдается устойчивое снижение величины коэффициента  $\omega_u$ , что связано с уменьшением размеров незагруженной зоны сечения, играющей роль «обоймы». Так при увеличении размера штампа в 3 раза коэффициент  $\omega_u$  снижается в 4,7 раза для жесткой бетонной смеси и 4.4 раза для подвижной смеси.

### Характер развития контактных деформаций.

Полученные экспериментальные данные о деформациях штампов на опытных образцах-призмах из мелкозернистого бетона показали, что осадка штампа происходила практически на всех стадиях нагружения поступательно. Только при приближении к моменту разрушения наблюдался небольшой перекокс штампа, как правило, в направлении, перпендикулярном плоскости раскола.

По мере увеличения нагрузки осадки поверхности образцов в месте их измерения (в углах загружаемой торцевой плоскости) возрастали практически линейно. Абсолютная величина этих осадок оказалась сравнительно небольшой и не превышала 8...13 % от полной осадки. Это свидетельствует о том, что основной вклад в полную осадку штампа вносят деформации погружения и искривления поверхности в зоне около штампа.

По контуру штампа визуально наблюдалось вдавливание штампа в бетон практически с начала нагружения.

По результатам испытаний получена близкая к линейной зависимость полных контактных деформаций бетонного элемента от напряжений под штампом (рисунок 4).

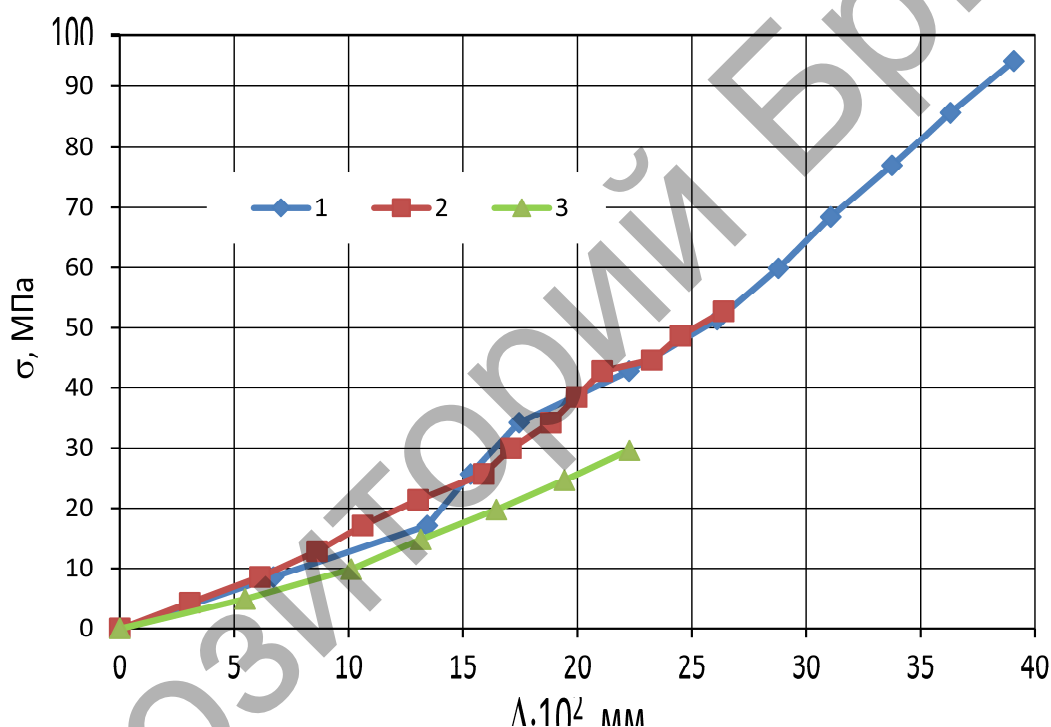


Рисунок 4 – Зависимость значений полной контактной деформации штампа  $\Delta$  от уровня напряжений  $\sigma$  под ним (1 – при штампе 30x30 мм, 2 – при штампе 60x60 мм, 3 – при штампе 90x90 мм)

Некоторые отличия можно увидеть для образцов с размерами штампа 30 мм, когда на первых этапах наблюдалось более резкое увеличение осадок. Полученный характер развития штампов не свидетельствует об упругой работе бетона, а является следствием сложного взаимодействия ряда трудно поддающихся учету факторов, таких как наличие зазоров между штампом и основанием, шероховатость поверхности бетона и т.д. Очевидно, что эти факторы начинают проявляться в большей мере при небольших уровнях напряжений, а также при меньших размерах штампа. По мере увеличения нагрузки влияние этих факторов уменьшается, но появляются пластические деформации бетона в области под штампом и по его контуру. В целом такое взаимодействие отмеченных факторов приводит к зависимости контактных деформаций от напряжений под штампом, мало отличающейся от линейной.

Основные результаты измерений относительных контактных деформаций  $\delta = \Delta/D_{loc}$  при уровне напряжений под штампом, равным цилиндрической прочности бетона  $f_{cm}$  приведены в таблице 2. Для удобства оценки влияния размеров штампа на величину контактных деформаций в таблице 2 для каждого образца приведены не абсолютные величины контактных деформаций, а относительные величины деформаций (по отношению к поперечному размеру штампа) при напряжениях под штампом, равных цилиндрической прочности бетона на осевое сжатие. Кроме того, в последнем столбце таблицы даны средние относительные величины контактных деформаций для образцов-близнецов каждой группы.

Таблица 2 — Относительные контактные деформации при напряжениях под штампом, равных цилиндрической прочности бетона

Шифр образца	Кубиковая прочность бетона $f_{c,cube}$ , МПа	Размер штампа $D_{loc}$ , мм	Относительный размер штампа $\beta$	Цилиндрическая прочность бетона $f_{cm}$ , МПа	Относительные контактные деформации $\delta \cdot 10^2$	
					по образцам	средние
ПЗ0-1	35.9	30	0,2	28.7	0.207	0.298
ПЗ0-2					0.372	
ПЗ0-3					0.314	
П60-1	33.8	60	0,4	27.0	0.207	0.217
П60-3					0.227	
П90-1	34.2	90	0,6	27.3	0.164	0.177
П90-2					0.153	
П90-3					0.213	
ЖЗ0-1	31.6	30	0,2	25.3	0,178	0,178
Ж60-1		60	0,4		0,256	0,256
Ж90-1		90	0,6		0,290	0,290

#### Методика расчета сопротивления местному сжатию элементов из мелкозернистого бетона.

Прочность бетона при местном сжатии определялась по формуле

$$f_{cm,c}(0) = f_{cm} \cdot \omega_u(0) \quad (1)$$

где  $f_{cm}$  – цилиндрическая прочность бетона, принимаемая равной 80 % от его кубиковой прочности;

$\omega_u(0)$  – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при местном сжатии по сравнению с осевым сжатием, определяемый по формуле

$$\omega_u(0) = 1 + k_c \cdot k_f \cdot \psi_c(0) \quad (2)$$

В формуле (2)  $k_c$  – коэффициент эффективности бокового обжатия при местном сжатии (принимается равным 12,5 для мелкозернистого бетона);  $k_f$  – коэффициент, учитывающий неравномерность бокового обжатия (при равномерном обжатии принимается равным 1,0),  $\psi_c(0)$  – коэффициент, учитывающий относительный уровень бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном.

Коэффициент  $\psi_c(0)$  определяется по формуле

$$\psi_c(0) = \frac{f_{cm}}{f_{cm}} \cdot \left( \sqrt{\frac{A_c(l)}{A_c(0)}} - 1 \right) \geq 0,07 \cdot \left( \sqrt{\frac{A_c(l)}{A_c(0)}} - 1 \right) \quad (3)$$

В формуле (3)  $f_{cm}$  – среднее значение прочности бетона на осевое сжатие,  $f_{ctm}$  – среднее значение прочности бетона на осевое растяжение;  $A_c(l)$  – площадь нагружаемой плоскости элемента;  $A_c(0)$  – нагруженная площадь бетона (площадь штампа).

Результаты вычислений несущей способности опытных образцов из мелкозернистого бетона по нашим экспериментальным данным и данным исследований [3, 4] свидетельствуют о том, что разработанная методика позволяет с удовлетворительной точностью оценить несущую способность (определенное по 23 образцам среднее отношение расчетных значений к экспериментальным составляет 0,998 при коэффициенте вариации  $C_v = 0.20$ ).

**Оценка применимости разработанной ранее методики расчета контактных деформаций при местном сжатии [13, 14] на основе многопараметрической модели основания к расчету элементов из мелкозернистого бетона.**

Выполнены расчеты контактных деформаций при местном сжатии испытанных элементов из мелкозернистого бетона по методике, разработанной ранее для элементов из высокопрочного бетона нормальной плотности и керамзитобетона [12-14].

Коэффициент постели  $C_1$  многопараметрической модели основания может быть определен по формуле

$$C_1 = \frac{\sigma_c(0)}{\Delta + \frac{(\lambda - 1)\Delta_1}{\ln(\Delta_2/\Delta)}} \quad (4)$$

где  $\sigma_c(0)$  – напряжения в бетоне под площадью приложения нагрузки на верхнем торце элемента;

$\Delta$  – контактная деформация бетона, накопленная в пределах первой и второй зоны, (рисунок 5) определяемая по формуле (5)

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 \quad (13).$$

где  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$  – значения контактной деформации бетона, накопленные в пределах первой и второй зон соответственно.

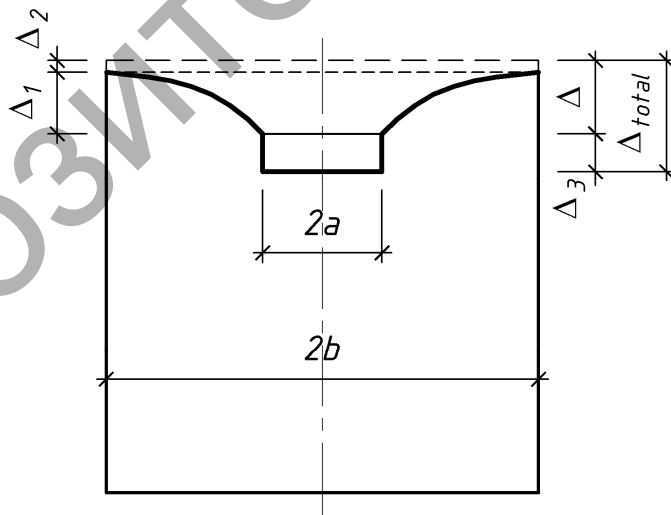


Рисунок 5 – Схема контактных деформаций при местном сжатии бетонного элемента

Значение контактной деформации бетона, накопленной в пределах первой зоны, может быть рассчитано по формуле

$$\Delta_1 = \frac{\sigma_c(0) \cdot 2 \cdot a}{(n+1) \cdot E_c(l) - E_c(0)} \cdot \frac{\lambda - 1}{k_{p\lambda}} \cdot \left[ \frac{n+1-\lambda}{\lambda} + \frac{1-n \cdot p}{k_{p\lambda}} \cdot \ln\left(\frac{p+1}{p \cdot \lambda}\right) \right], \quad (6)$$

где параметры  $p$  и  $k_{p\lambda}$  определяются по формулам



$$p = \frac{E_c(0)}{(n+1) \cdot E_c(0) - E_c(l)} \quad \text{и} \quad k_{p\lambda} = 1 - p \cdot (\lambda - 1);$$

$E_c(0)$  – секущий модуль деформаций бетона для сечения, расположенного на нагруженном торце элемента;

$E_c(l)$  – секущий модуль деформаций бетона для сечения, расположенного в месте перехода от первой зоны ко второй;

$$\lambda = b/a ;$$

$n$  – параметр, отражающий характер изменения секущего модуля деформаций бетона по высоте первой зоны, принимаемый наименьшим из значений  $n = 1,5 \cdot \lambda$  или  $n = 8$ .

Значение контактной деформации бетона, накопленной в пределах второй зоны, может быть рассчитано по формуле

$$\Delta_2 = \frac{\sigma_c(0) \cdot 2 \cdot a}{E_c(l)} \cdot \frac{1}{\lambda^2} \quad (7)$$

Для учета деформаций погружения на перекрестные ленты в пределах штампа дополнительно установлен еще один слой пружин, жесткость которых принимается равной коэффициенту постели  $C_3$ , определяемому по формуле

$$C_3 = k_3 E_c(0) / \sqrt{A_c(0)}. \quad (8)$$

Здесь коэффициент  $k_3$  учитывает вид бетона и принимается равным согласно [14] для бетона нормальной плотности с крупным заполнителем  $k_3 = 1,25$ , а для керамзитобетона  $k_3 = 0,85$ . Для мелкозернистого на основании результатов настоящих исследований рекомендуется принять значение коэффициента  $k_3 = 1$ .

Тогда дополнительная осадка, возникающая вследствие вдавливания только в пределах штампа, может быть определена по формуле

$$\Delta_3 = \sigma_0 / C_3 .$$

Полная контактная деформация (осадка штампа на основании) тогда определится в виде суммы

$$\Delta_{total} = \Delta + \Delta_3 .$$

С использованием многопараметрической модели основания можно выполнять расчеты контактных деформаций при местном сжатии с учетом нелинейности деформирования бетона при действии не только центрального сжатия, но и при внецентренном сжатии. В последнем случае допускается использовать значения параметров модели основания, определенных исходя из равенства средних осадок при внецентренном и центральном приложении.

Следует отметить, что представленная выше методика расчета контактных деформаций позволяет учитывать важнейшие характеристики структуры бетона (плотность крупного заполнителя) как на стадии трансформации диаграмм деформирования, так и на стадии определения осадок.

По предложенной методике были выполнены расчеты контактных деформаций для испытанных в настоящей работе элементов из мелкозернистого бетона при размерах штампов 60x60 и 90x90 мм, т.е. при значениях коэффициента  $\lambda = 2,5$  и  $\lambda = 1,67$ . Расчеты выполнялись при уровнях напряжений под штампом, составляющих  $\sigma_c(0) = 0,5 f_{cm,c}(0)$ . При вычислении коэффициента постели  $C_3$  по формуле (16) принято значение  $k_3 = 1$ .

Результаты вычисления контактных деформаций по предложенной методике, предусматривающей использование трансформированных диаграмм деформирования и многопараметрической модели основания, представлены на рисунке 6.

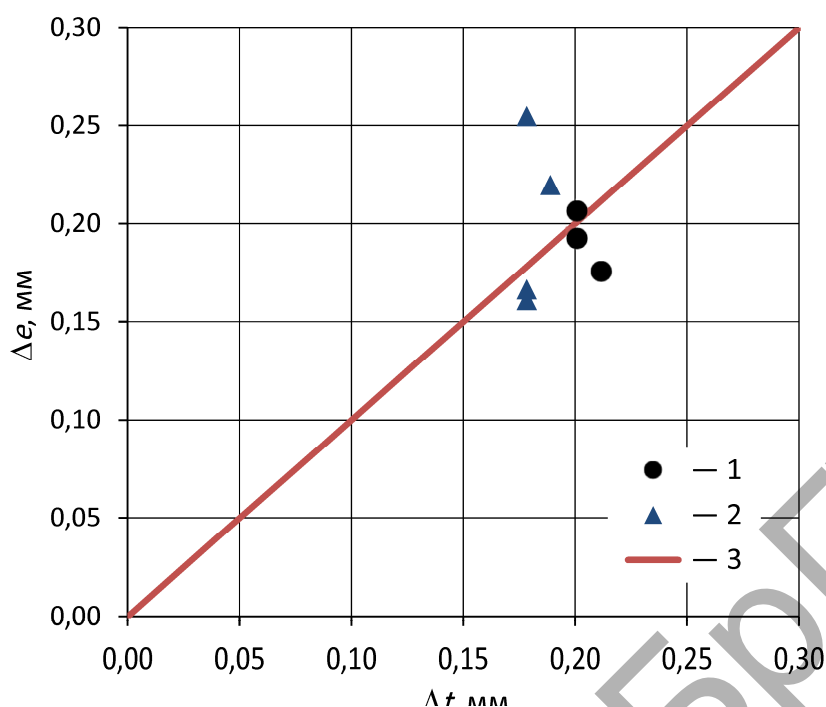


Рисунок 6 – Сопоставление опытных значений контактных деформаций  $\Delta_e$  элементов из мелкозернистого бетона с расчетными значениями  $\Delta_t$  по предложенной методике (1 – при штампе 60x60 мм; 2- при штампе 90x90 мм; 3 – линия  $\Delta_t = \Delta_e$ )

Точность расчета была оценена в соответствии со стандартной процедурой приложения D [15]. Поправка среднего значения составила  $b = 1,001$  при коэффициенте вариации вектора ошибок  $V_\delta = 0,174$ .

### Заключение

1. Выполненные экспериментальные исследования на местное сжатие элементов из мелкозернистого бетона позволили изучить характер их разрушения, получить значения несущей способности образцов, а также изучить характер развития контактных деформаций по мере увеличения нагрузки.

2. Разрушение большинства образцов происходило с образованием в области под штампом, так называемого клина, имеющего вид перевернутой пирамиды, и сопровождалось раскалыванием образца по вертикальным плоскостям с последующим сдвигом клина по одной из его боковых граней. При увеличении размеров штампа наблюдается устойчивое снижение величины коэффициента несущей способности  $\omega_n$ , что связано с уменьшением размеров незагруженной зоны сечения, играющей роль «обоймы».

3. По результатам испытаний получена близкая к линейной зависимость полных контактных деформаций бетонного элемента при приложении местной сжимающей нагрузки штампов от нагрузки.

4. Предложена методика расчета сопротивления местному сжатию элементов из мелкозернистого бетона, которая позволяет с удовлетворительной точностью оценить несущую способность таких элементов.

5. Выполнена оценка применимости разработанной ранее методики расчета контактных деформаций при местном сжатии [13, 14] на основе многопараметрической модели основания к расчету элементов из мелкозернистого бетона. Как показали вычисления влияние структуры мелкозернистого бетона на деформации вдавливания (погружения) штампа может быть учтено путем принятия значения коэффициента  $k_3 = 1$ .

### Список источников

1. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций: Монография / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест, БрГТУ, 2003. – 252 с. (Глава 6. Прочностные и деформативные свойства бетона при местном сжатии. С. 179-226).
2. Hyland, M. Bearing Capacity of Concrete Blocks / M. Hyland, W. Chen // ACI Journal. – 1970. – V. 67, № 3. – P. 228–236.
3. Hawkins, N. The Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plate / N. Hawkins // Magazine of Concrete Research. – 1968. – V. 20, № 62. – P. 31–40.
4. Семенцов, С.А. Расчет бетонных элементов на местное сжатие / С.А. Семенцов // Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1978. – С. 98–106.
5. Рак, Н.А. Влияние условий приложения нагрузки на прочность тяжелого высокопрочного бетона при местном сжатии / Н.А. Рак, Н. Аль-Арики // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2002. – № 1(13) – С. 64-68.
6. Рак, Н.А. Контактные деформации при местном сжатии элементов из тяжелого высокопрочного бетона / Н.А. Рак, Н. Аль-Арики // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2003. – № 1(19) – С. 151-157.
7. Бондарь, В.В. Экспериментальные исследования элементов из легкого бетона при местном сжатии / В.В. Бондарь, Н.А. Рак // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовки инженерных кадров Респ. Беларусь: сб. тр. XV Международного науч.-метод. семинара: в 2 т. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т.1. – С. 191–196.
8. Бондарь, В.В.. Контактные деформации элементов из легкого бетона, армированных поперечными сетками, при концентричном местном сжатии // В.В. Бондарь, Н.А. Рак // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. трудов / МАиС Респ. Беларусь, РУП «Институт БелНИИС» – Минск: Минсктипроект, 2013. – С. 27-39.
9. Рак, Н.А. Совершенствование методики расчета бетонных элементов при местном сжатии с использованием банка экспериментальных данных / Н.А. Рак // Строительная наука и техника.– 2007.– № 5(14). – С. 84-90
10. Рак, Н.А. Методика расчета прочности при местном сжатии элементов из легкого бетона / Н.А. Рак, В.В. Бондарь // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Прикладные науки. Строительство. – 2011. – № 16. – С.40-47.
11. Рак, Н.А. Методика расчета сопротивления сталефибробетонных элементов местному сжатию // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Прикладные науки. Строительство. – 2017. – №16. – С. 93-97
12. Рак, Н.А. Методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии на основе трансформированных диаграмм деформирования бетона / Н.А. Рак // Строительная наука и техника.– 2006.– № 3(6). – С.53-57.
13. Рак, Н.А. Методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии с использованием многопараметрической модели основания / Н.А. Рак // Строительная наука и техника.– 2008.– № 6(21). – С. 63-67.
14. Рак, Н.А. К расчету контактных деформаций при местном сжатии элементов из высокопрочного тяжелого бетона и керамзитобетона // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Прикладные науки. Строительство. – 2018. – №8. – С. 93-101.
15. ТКП EN 1990-2011. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 70 с.

## ПРИМЕНЕНИЕ МОДЕЛИ “РАСПОРКИ И ТЯЖИ” К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ДЕЙСТВИЮ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ

Санникова О. Г., Тур В. В.

### Введение.

Классическая модель ферменной аналогии [1, 2] и ее вариации [3, 4, 5, 6] имеют ограниченную область применения при расчете железобетонных и предварительно напряженных элементов на действие поперечных сил. Отмеченные модели справедливы при расчете на срез только тех областей конструктивного элемента, для которых выполняется гипотеза плоских сечений (В-области), и распределение напряжений в условиях нагружения носит однородный характер (рисунок 1). Однако в этом же конструктивном элементе всегда существуют области, в которых наблюдается неравномерное распределение напряжений (D-области) вследствие геометрической или статической неоднородности (рисунок 1).

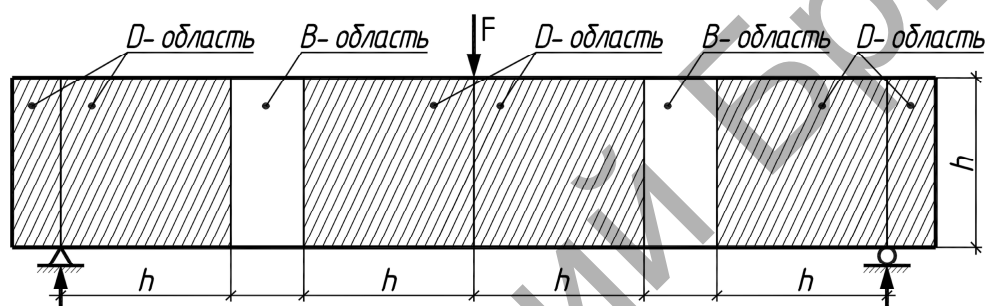


Рисунок 1 – Общий вид однопролетной железобетонной балки с выделением В-областей и D-областей

Границы D-областей с неравномерным распределением напряжений определяются на основании принципа Сен-Венана, в соответствии с которым линейное распределение напряжений наблюдается на расстоянии, равном одной высоте сечения от точки приложения сосредоточенной силы (опорной реакции) или от места геометрической неоднородности (например, место изменения высоты сечения, расположения отверстия) (рисунок 1). Как отмечается в работе [7], практический опыт показал неправомочность применения модели ферменной аналогии для расчета D-областей железобетонных элементов, поскольку, во-первых, классическая модель предполагает равномерное распределение касательных напряжений по высоте сечения и линейное распределение продольных деформаций по высоте сечения [8], а во-вторых, модель не учитывает пластические деформации в элементе после появления трещин.

Появление теории пластичности [9] позволило сформулировать положения усовершенствованной модели ферменной аналогии – модели “Распорки и тяжи” (“Strut-and-ties model”) – для случая расчета на срез D-областей.

Несмотря на кажущуюся на первый взгляд простоту решения, модель “Распорки и тяжи” четко отражает сложную систему полей напряжений, возникающих под нагрузкой, в виде плоской или объемной системы сжатых и растянутых элементов. На основании данной модели в первую очередь возможно определение прочности в тех частях конструктивного элемента, где местное действие нагрузки, например, вблизи опор, оказывает существенное влияние на прочность элемента в целом. Кроме этого, положения усовершенствованной модели “Распорки и тяжи”, разработанные в первую очередь для расчета на действие поперечных сил областей с неравномерным распределением напряжений, не противоречат положениям классической модели ферменной аналогии и могут быть применимы для расчета на срез всего конструктивного элемента.

Следует отметить и значительный интерес к модели “Распорки и тяжи” со стороны ведущих зарубежных научных школ, о чем свидетельствует не только принятие его в норматив-

ных документах [8, 11, 12, 14], но и непрерывное совершенствование основных положений по расчету, отражающееся в новых версиях отмеченных норм [13, 14].

### **Общие положения по расчету элементов модели “Распорки и тяжи”.**

Модель “Распорки и тяжи” основана на действительной физической модели железобетонного конструктивного элемента под нагрузкой, в соответствии с которой последний в условиях нагружения может быть представлен в виде системы сжатых полей в бетоне и растянутых полей в бетоне и арматуре. При этом основными элементами модели “Распорки и тяжи” являются: 1) *распорки (struts)*, которые представляют собой равнодействующие сжимающих напряжений; 2) *тяжи (ties)*, которые представляют собой равнодействующие растягивающих напряжений; 3) *узловые элементы (nodes)*, которые являются пересечением распорок и тяжей, и в которых происходит перераспределение напряжений.

Основные положения модели “Распорки и тяжи” базируются на следующих допущениях:

- геометрические параметры модели определяются исходя из действительной системы полей напряжений в упругой стадии работы конструктивного элемента;
- усилия в сжатых и растянутых элементах модели определяются на основании статической схемы расчета конструктивного элемента;
- расчет сжатых и растянутых элементов на прочность выполняется в соответствии с положениями теории пластичности.

Следует отметить, что рассматриваемая модель в первую очередь применяется для расчета новых и существующих железобетонных и предварительно напряженных железобетонных конструктивных элементов по первой группе предельных состояний. В то же время, в некоторых исследованиях [7] и нормах [8, 14] отмечается возможность расчета конструктивных элементов на основании данной модели и по второй группе предельных состояний, однако конкретные положения по расчету элементов в эксплуатационный период в отмеченных работах отсутствуют.

В общем случае порядок расчета железобетонных и предварительно напряженных железобетонных элементов в областях с неоднородным распределением напряжений может быть представлен в виде поэтапно выполняемых действий [7, 8, 12]:

Этап 1. Выделение в конструктивном элементе областей с однородным (В-области) и неоднородным (D-области) распределением напряжений в соответствии с принципом Сен-Венана.

Этап 2. Определение всех действующих на конструктивный элемент нагрузок, а также опорных реакций.

Этап 3. Анализ взаимодействия структурных компонентов (В-областей и D-областей), составляющих конструктивный элемент (выполняется в том случае, когда только часть (D-область) конструктивного элемента рассчитывается на основании модели “Распорки и тяжи”, а действие В-области заменяют соответствующими усилиями).

Этап 4. Определение предварительных геометрических параметров конструктивного элемента на основании расчета предельной поперечной силы, при которой образуются диагональные трещины в эксплуатационный период (shear serviceability check).

Этап 5. Разработка модели “Распорки и тяжи”. На данном этапе определяется положение распорок и тяжей в первом приближении.

Этап 6. Определение усилий в элементах модели (распорках и тяжах) на основании статической схемы расчета. Действующие нагрузки должны быть полностью уравновешены усилиями в структурных элементах модели.

Этап 7. Конструирование распорок и тяжей на основании прочности данных элементов в предельной стадии работы конструктивного элемента.

Этап 8. Конструирование узловых элементов на основании проверки их прочности в предельной стадии работы конструктивного элемента.

Этап 9. Корректировка первоначальной модели “Распорки и тяжи”.

Этап 10. Конструирование армирования, требуемого для ограничения ширины раскрытия трещин по высоте конструктивного элемента (crack control reinforcement).

Этап 11. Обеспечение требований анкеровки продольной арматуры.

Независимо от того, в соответствии с каким нормативным документом выполняется расчет железобетонного элемента в области с неоднородным распределением напряжений на действие поперечной силы [8, 11, 12, 14], общая концепция модели “Распорки и тяжи” [7], в

целом, следует приведенному ранее алгоритму расчета. При этом только два нормативных документа [8, 12] акцентируют внимание именно на порядке расчета в соответствии с моделью “Распорки и тяжи”. Причем только в одних нормах [8] содержится требование по определению предельной поперечной силы в эксплуатационный период, и в то же время, полагая прочность узловых элементов наиболее важной, прочности сжатых распорок не уделено должного внимания. Отметим, что остальные нормативные документы [11, 12, 14] ограничиваются лишь основными требованиями к конструированию и прочности узловых элементов, распорок и тяжей.

Анализируя нормативные документы [8, 11, 12, 14], а также работы [7, 15], можно сделать вывод о том, что в рамках некоторой единой концепции модели “Распорки и тяжи” отсутствует единый подход к содержанию отдельных этапов расчета в соответствии с данной моделью.

Рассмотрим более подробно наиболее спорные этапы в модели “Распорки и тяжи”.

#### Разработка модели “Распорки и тяжи”.

Геометрическая интерпретация модели “Распорки и тяжи” (рисунок 2) является одним из наиболее значимых этапов расчета, поскольку именно от него зависит как точность, так и продолжительность расчета в целом. Построение модели “Распорки и тяжи” может осуществляться следующими способами [15]: 1) на основании принципа “путь нагружения” (“load path”), учитывающего места расположения сосредоточенных сил и опорных реакций; 2) используя характерную схему трещинообразования; 3) посредством расчета в любом программном комплексе, использующем метод конечных элементов и позволяющем наглядно представить систему сжатых и растянутых полей.

Независимо от пути построения модели, должны быть соблюдены следующие требования [7, 8, 11, 12, 14, 15]:

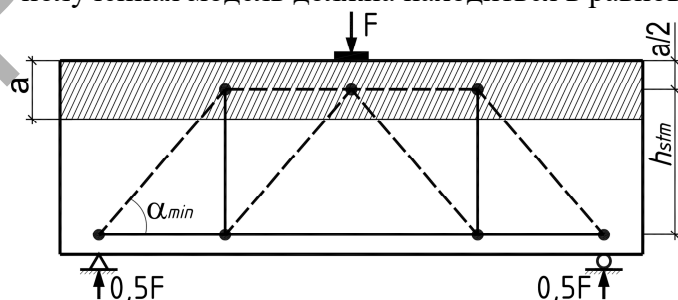
- центрально сжатые элементы (распорки) представляют собой равнодействующие сжатых полей напряжений; центрально растянутые элементы (тяжи) – равнодействующие растянутых полей напряжений;
- местоположение тяжей является центром тяжести растянутой арматуры;
- минимальный угол между наклонными распорками и тяжами, расположенными в центре тяжести растянутой арматуры, составляет  $25^\circ$  (рисунок 2) [8, 11];
- наиболее рациональной является модель с минимальным количеством вертикальных тяжей при их минимальной длине;
- положение и направление распорок и тяжей должны быть ориентированы в соответствии с линейной теорией упругости;
- призматическая распорка должна быть расположена в середине высоты сжатой зоны, при этом высота сжатой зоны определяется по зависимости:

$$a = \frac{A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{a_1 \cdot f'_c \cdot b_w} \quad (1)$$

где  $A_s, A'_s$  - площадь поперечного сечения нижней и верхней арматуры соответственно;

$f_s, f'_s$  - расчетное сопротивление нижней и верхней арматуры соответственно;  $a_1$  - коэффициент сжатой зоны (по нормам [8, 11]  $a_1 = 0,85$ , по нормам [12, 14]  $a_1 = 0,8$ ).

- полученная модель должна находиться в равновесии.



$a$  - высота сжатой зоны;  
 $h_{stm}$  - оптимальная высота модели.

Рисунок 2 – Расположение структурных элементов модели “Распорки и тяжи”

Отметим, что одной из особенностей модели “Распорки и тяжи” является то, что при конкретной схеме нагружения и геометрических характеристиках конструктивного элемента, может быть получено несколько расчетных моделей [7].

Конструирование и проверка прочности сжатых и растянутых структурных элементов модели “Распорки и тяжи”.

Конструирование и проверка прочности растянутых тяжей.

Конструирование и проверка прочности растянутых тяжей, которые в большинстве случаев представляют собой центр тяжести растянутой арматуры, является наименее спорным вопросом в модели “Распорки и тяжи”. В общем случае сопротивление осевому растяжению тяжей определяется следующим образом [8]:

$$F_{u,tie} = f_y \cdot A_{st} + A_{sp} \cdot (f_{pe} + f_y) \quad (2)$$

где  $f_y, f_{pe}$  - предел текучести ненапрягаемой и напрягаемой арматуры соответственно;  $A_{st}, A_{ps}$  - площадь поперечного сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры соответственно.

Конструирование и проверка прочности сжатых распорок.

В общем случае выделяют три формы распределения сжимающих напряжений [7]:

1) призматическая форма; 2) “fan-shaped” форма; 3) “bottle-shaped” форма.

Первые две формы (призматическая и “fan-shaped” формы) характеризуются отсутствием в них растягивающих напряжений. Особенностью сжатых полей напряжений “bottle-shaped” формы, располагаемых по линии действия “сила-опора”, является наличие в их пределах растягивающих напряжений, что приводит к снижению прочности на сжатие результирующей распорки (так называемый “эффект разупрочнения”) и учитывается посредством коэффициента разупрочнения бетона.

Следует отметить, что определение коэффициента разупрочнения бетона при плоском напряженном состоянии является весьма спорным вопросом, о чем свидетельствуют многочисленные диаграммы деформирования бетона в условиях “растяжение-сжатие” [17, 18]. Различия в подходах к определению коэффициента разупрочнения бетона нашло отражение и в модели “Распорки и тяжи” (таблицы 1, 2).

Особенности определения прочности сжатой бетонной распорки с учетом коэффициента разупрочнения бетона в соответствии с требованиями норм [8, 11, 12, 14] приведены в таблице 1.

Конструирование и проверка прочности узловых элементов.

Узловые элементы, представляя собой фактически точку пересечения распорок и тяжей, обеспечивают перераспределение напряжений между сжатыми и растянутыми структурными элементами модели, тем самым приводя систему в равновесие. Причем такое перераспределение напряжений реализуется на ограниченной области вокруг узла, что, в свою очередь, приводит к появлению значительных напряжений в пределах узловых элементов [7].

В общем случае, в зависимости от типов структурных элементов (сжатые распорки (compression), растянутые тяжи (tension)), сходящихся в узлах, выделяют четыре типа последних [7, 8, 11, 14]: **узел ССС**, который образован сжатыми распорками; **узел ССТ**, в котором сходятся сжатые распорки и растянутый тяж, ориентированный в одном направлении; **узел СТТ**, в котором сходятся сжатые распорки и растянутые тяжи, ориентированные в двух направлениях; **узел ТТТ**, который образован только растянутыми тяжами (узел типа ТТТ встречается на практике крайне редко, поскольку в качестве одного из тяжей предполагается растянутый бетон).

Таблица 1 – Особенности определения сжимающих напряжений в бетонных распорках

Нормы	Напряжения в бетоне	Примечание
[8]	$f_{ci} = 0,7 \cdot f_c$ (3)	$f_{ci}$ - расчетная прочность бетона на сжатие к началу нагружения конструктивного элемента
[11]	$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f_c$ (4)	$\beta_s$ - коэффициент разупрочнения бетона распорки, принимается в зависимости от коэффициента армирования $\rho_{ss}$ : $\beta_s = \begin{cases} 0,75 \cdot \lambda, & \text{если } \rho_{ss} \geq 0,3\%; \\ 0,6 \cdot \lambda, & \text{если } \rho_{ss} < 0,3\%. \end{cases}; \quad \rho_{ss} = \sum \frac{A_{si}}{b_s \cdot s_i} \cdot \sin \alpha_i \quad (5)$ $\lambda$ - коэффициент, для тяжелого бетона равный 1.
[12]	$f_{ce} = k_c \cdot f_c$ (6)	$k_c$ - коэффициент разупрочнения бетона распорки, принимается равным: $k_c = 0,75 \cdot \eta_{fc}$ (в случае распорок с трещинами, параллельными направлению сжимающих напряжений и армированными стержнями, перпендикулярными сжимающим напряжениям); $k_c = 1,0 \cdot \eta_{fc}$ (в случае распорок с равномерным одноосным сжатием); $k_c = 0,55 \cdot \eta_{fc}$ (в случае распорок, пересекаемых арматурой под углом $\leq 65^\circ$ ); $\eta_{fc} = \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (7).$
[14]	$\sigma_{cd} = v \cdot f_{cd}$ (8)	$v$ - коэффициент разупрочнения бетона распорки, определяется на основании зависимости: $v = \frac{1}{1,2 + 80 \cdot \varepsilon_1}; \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,001) \cdot \cos^2 \theta_{sc} \quad (9)$ Принимая $\varepsilon_x \approx 0,001$ : $v = \frac{1}{1,2 + 0,16 \cdot \cos^2 \theta_{sc}} \leq 1 \quad (10)$ Коэффициент разупрочнения $v$ с учетом зависимостей (9) и (10) можно определить упрощенно следующим образом: - для сжатых распорок, пересекаемых растянутым тяжом под углом $\theta_{sc}$ : $v = \begin{cases} 0,4, & \text{если } 20^\circ \leq \theta_{sc} < 25^\circ \\ 0,5, & \text{если } 25^\circ \leq \theta_{sc} < 35^\circ \\ 0,6, & \text{если } 35^\circ \leq \theta_{sc} < 45^\circ \\ 0,7, & \text{если } 45^\circ \leq \theta_{sc} < 90^\circ \end{cases}; \quad (11)$ - для сжатых распорок 1) испытывающих сжимающие напряжения в перпендикулярном направлении или 2) при отсутствии растянутых тяжей: $v = 1$ .
Примечание: обозначения характеристик бетона в таблице приняты в соответствии с рассматриваемым нормативным документом без изменений		

Конструирование всех типов узлов осуществляется на основании расчетной схемы модели “Распорки и тяжи” в соответствии со следующими правилами:

1) каждый узел ограничен тремя поверхностями, по которым действуют напряжения: “**Strut-to-Node**”-поверхность – на границе с примыкающей сжатой распоркой; “**Back**”-поверхность – обратная границе примыкания сжатой распорки; “**Bearing**”-поверхность – со стороны приложения нагрузки или опорной реакции;

2) усилия, действующие по каждой поверхности, направлены перпендикулярно рассматриваемой поверхности по линии, проходящей через ее центр тяжести;

3) в узле должно сходиться не более трех структурных элементов, иначе смежные структурные элементы должны быть рассмотрены совместно;

4) в случае узлового элемента типа ССС, для упрощения расчета, рассматриваются отдельно правая и левая части.



Согласно [15], несущая способность узлового элемента должна быть достаточной, чтобы воспринимать воздействие от сходящихся в нем структурных элементов без разрушения бетона. В общем случае предельное усилие, воспринимаемое поверхностью узла, определяется по зависимости:

$$F_{node} = f_{max} \cdot A_{c,node} \quad (12)$$

где  $f_{max}$  - предельное сжимающее напряжение на поверхности узла (таблица 2);  $A_{c,node}$  - площадь поперечного сечения бетона узловой поверхности.

Таблица 2 – Определение предельных напряжений на узловых поверхностях

Нормы	Предельные напряжения на узловой поверхности
[8]	$f_{cu} = m \cdot v \cdot f'_c \quad (13)$ <p>где <math>m</math> - коэффициент, учитывающий положительный эффект от трехосного сжатия в бетоне; <math>v</math> - коэффициент разупрочнения бетона; <math>f'_c</math> - расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие.</p> <p>При отсутствии арматуры, требуемой для ограничения ширины раскрытия трещины по высоте, коэффициент <math>v = 0,45</math> для всех типов узловых поверхностей.</p>
[11]	$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \quad (14)$ <p>где <math>\beta_n</math> - коэффициент разупрочнения бетона: <math>\beta_n = 1</math> (узел CCC), <math>\beta_n = 0,8</math> (узел CCT), <math>\beta_n = 0,6</math> (узел CTT); <math>f'_c</math> - расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие.</p>
[12]	$\sigma_{Rd,max} = k_c \cdot f_{ck} \quad (15)$ <p>где <math>k_c</math> - коэффициент разупрочнения бетона; <math>f_{ck}</math> - характеристическое значение цилиндрической прочности на сжатие в возрасте 28 сут.</p> <p><math>k_c = 1,0 \cdot \eta_{fc}</math>      <math>k_c = 0,75 \cdot \eta_{fc}</math>      <math>k_c = 0,75 \cdot \eta_{fc}</math></p>
[14]	$\sigma_{cd} = v \cdot f_{cd} \quad (16)$ <p>где <math>v</math> - коэффициент разупрочнения бетона.</p> <p><math>v = 1</math></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- если тяж полностью заанкерен внутри узловой зоны элемента: <math>v</math> - по формуле (11) в таблице 1;</li> <li>- если тяж заанкерен за пределами узловой зоны элемента: <math>v = 1</math></li> <li>- принимается промежуточное значение <math>v</math> в зависимости от степени анкеровки</li> </ul> <ul style="list-style-type: none"> <li>- в случае гнутых профилей, а также, если тяж заанкерен внутри узловой зоны элемента: <math>v</math> - по формуле (11) в таблице 1;</li> <li>- если тяж заанкерен за пределами узловой зоны элемента: <math>v = 1</math></li> </ul>
Примечание: обозначения характеристик бетона в таблице приняты в соответствии с рассматриваемым нормативным документом без изменений	

### Верификация модели “Распорки и тяжи”.

Для возможности апробации алгоритма расчета в соответствии с моделью “Распорки и тяжи”, а также для верификации основных положений данной модели, предложенных в нормативных документах [8, 11, 12, 14], были проведены экспериментальные исследования четырех балочных однопролетных образцов из тяжелого бетона, нагруженных одной сосредоточенной силой в середине пролета. Варьируемым параметром опытных образцов принимался тип продольного и поперечного армирования.

Конструктивное решение опытных балок приведено на рисунке 3, а номенклатура балок – в таблице 3. Физико-механические характеристики арматурных стержней приведены в таблице 4.

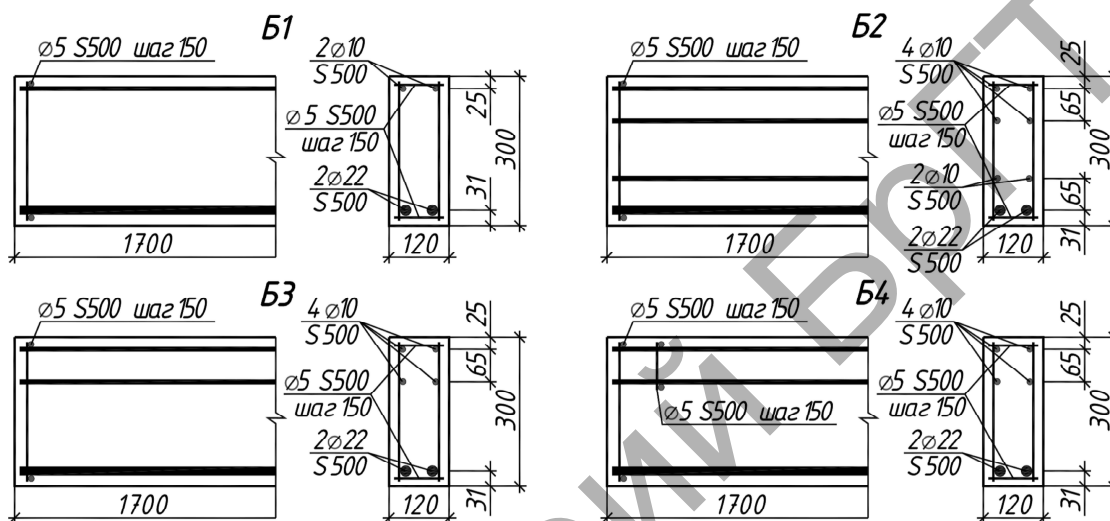


Рисунок 3 – Конструктивное решение опытных образцов

Таблица 3 – Номенклатура опытных образцов

Маркировка образцов	Геометрические параметры образцов, $b \times h \times L$ , мм	Средняя кубическая прочность бетона в возрасте 28 сут., МПа	Площадь поперечного сечения продольной арматуры, см <sup>2</sup>	
			верхней	нижней
Б1	120 x 300 x 1700	29,6	1,54	7,6
Б2		29,5		
Б3		29,2		
Б4		29,6		

Таблица 4 – Физико-механические характеристики арматурных стержней

Диаметр стержня, мм	Физический предел текучести, $f_{yt}$ , МПа	Модуль упругости, $E_s$ , ГПа
5	708	200
10	563	
22	577	

На основании положений по расчету железобетонных элементов на срез в соответствии с моделью “Распорки и тяжи”, приведенных в нормах [8, 11, 12, 14], для опытных балок Б1-Б4 была разработана расчетная модель (рисунок 4), для которой были определены теоретические значения разрушающей нагрузки исходя из прочности структурных элементов.

Основные параметры расчетной модели “Распорки и тяжи” приведены в таблице 5. Теоретические значения разрушающей нагрузки, определенные исходя из прочности структурных элементов, приведены в таблице 6.

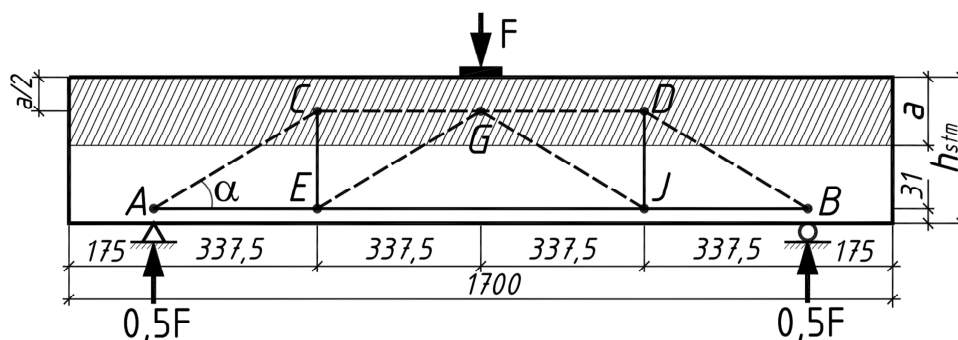


Рисунок 4 – Модель “Распорки и тяжи” для опытных балок

Таблица 5 – Параметры модели “Распорки и тяжи” для опытных балок Б1-Б4.

Маркировка образцов	Высота сжатой зоны а, см		Оптимальная высота модели $h_{stm}$ , см		Угол наклона распорки $\alpha$ , град	
	[8, 11]	[12, 14]	[8, 11]	[12, 14]	[8, 11]	[12, 14]
Б1	13,6	14,5	201	196	31	30
Б2	13,7	14,5	201	196		
Б3	13,8	14,7	200	195,5		
Б4	13,6	14,5	201	196		

Таблица 6 – Значения разрушающей нагрузки в зависимости от прочности структурных элементов в опытных образцах

Маркировка образца	Структурный элемент модели	Разрушающая нагрузка $F_u$ (кН) при расчете по нормам			
		[8]	[11]	[12]	[14]
Б1	Узел А (“Strut-to-Node”-поверхность)	182,3	275,7	308,8	220,7
	Узел G (“Strut-to-Node”-поверхность)	119*	224,5	284	267,9
	Распорка AC	283,8	206,7	308,8	220,7
	Распорка EG	185	134,7*	213*	152,2*
Б2	Узел А (“Strut-to-Node”-поверхность)	270	275	307,7	220
	Узел G (“Strut-to-Node”-поверхность)	175,9*	223,8	283,4	267
	Распорка AC	282,7	257,9	307,7	220
	Распорка EG	184,8	167,8*	212,2*	151,7*
Б3	Узел А (“Strut-to-Node”-поверхность)	268	272	306,1	217,7
	Узел G (“Strut-to-Node”-поверхность)	174,6*	221,5	281,5	264,3
	Распорка AC	280	255	306,1	217,7
	Распорка EG	182,4	166,1*	211*	150,1*
Б4	Узел А (“Strut-to-Node”-поверхность)	270,4	275,7	308,8	220,7
	Узел G (“Strut-to-Node”-поверхность)	176,2*	224,5	284	267,9
	Распорка AC	283,8	258,5	308,8	220,7
	Распорка EG	185	168,5*	213*	152,2*

Примечание: 1) \* минимальная разрушающая нагрузка при расчете по соответствующим нормам; 2) разрушающая нагрузка исходя из прочности тяжа ЕС для всех балок по нормам [8, 11, 12, 14] составила 222,4 кН; 3) разрушающая нагрузка исходя из прочности тяжа EJ для всех балок по нормам [8, 11] составила 263,5 кН, а по нормам [12, 14] – 253,2 кН; 4) для узлов А и G минимальная прочность у “Strut-to-Node”-поверхности, следовательно, разрушающая нагрузка приведена исходя из прочности этой поверхности.

Как следует из данных таблицы 6, несмотря на различия в определении прочности структурных элементов по нормам [11, 12, 14] (таблицы 1, 2), разрушение всех опытных балок следует ожидать от разрушения бетона распорки EG, при этом наибольшее различие между расчетными значениями разрушающей нагрузки составило: для балки Б1 – 70%, для балки Б2 – 40%, для балки Б3 – 40,6%, для балки Б4 – 40%. Отметим, что при расчете по нормам [8],

разрушение опытных балок Б1-Б4 ожидается от разрушения бетона “Strut-to-Node”-поверхности узла G (тип ССС), что, по сути, также будет происходить в направлении распорки EG.

Сравнительный анализ экспериментальных и теоретических значений разрушающей нагрузки представлен в таблице 7. Обратим внимание, что для сравнения с экспериментальными данными принимается минимальное расчетное значение разрушающей нагрузки из определенных по соответствующим нормам.

Таблица 7 – Сравнительный анализ экспериментальных и теоретических значений разрушающей нагрузки для опытных балок Б1-Б4

Маркировка образца	Расчетное значение разрушающей нагрузки, кН				Экспериментальное значение разрушающей нагрузки $F_{u.exp}$ , кН	$\frac{F_{u.exp}}{F_{u.calc}^{[8]}}$	$\frac{F_{u.exp}}{F_{u.calc}^{[11]}}$	$\frac{F_{u.exp}}{F_{u.calc}^{[12]}}$	$\frac{F_{u.exp}}{F_{u.calc}^{[14]}}$
	$F_{u.calc}^{[8]}$	$F_{u.calc}^{[11]}$	$F_{u.calc}^{[12]}$	$F_{u.calc}^{[14]}$		7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Б1	119	134,7	213	152	229	1,92	1,7	1,075	1,5
Б2	175,9	167,8	212,2	151,7	224	1,27	1,33	1,055	1,47
Б3	174,6	166,1	211	150,1	226	1,29	1,36	1,07	1,5
Б4	176,2	168,5	213	152,2	270	1,53	1,6	1,26	1,77

Примечание:  $F_{u.calc}^{[8]}$ ,  $F_{u.calc}^{[11]}$ ,  $F_{u.calc}^{[12]}$ ,  $F_{u.calc}^{[14]}$  - расчетное значение разрушающей нагрузки, определенное в соответствии с нормами [8], [11], [12], [14] соответственно

Как следует из данных таблицы 7, наилучшая сходимость между расчетными и экспериментальными значениями разрушающей нагрузки наблюдается при расчете по нормам [12]. При этом, экспериментальная форма разрушения (по диагональной трещине) полностью совпадает с определенной по нормам [8, 11, 12, 14] формой разрушения (по нормам [11, 12, 14] – разрушение по сжатию подкоса EG, по нормам [8] – разрушение по “Strut-to-Node”-поверхности узла G).

#### Выводы.

На основании выполненных экспериментальных и теоретических исследований балок Б1-Б4 на действие поперечной силы можно сделать следующие выводы:

1. Принятые варианты армирования балок не оказали существенного влияния на морфологию развития трещин в целом для всех опытных образцов.

2. Усиленное армирование сжатой зоны стержнями продольной арматуры (балки Б2 и Б3) не привело к увеличению разрушающей нагрузки. Однако, усиление сжатой зоны короткими стержнями поперечной арматуры (балка Б4) привело к увеличению значения разрушающей нагрузки на 20%.

3. При определении разрушающей нагрузки в соответствии с моделью “Распорки и тяжи” по нормам [8, 11, 12, 14] дополнительные стержни продольной арматуры в балках Б2, Б3 и Б4 рассматривались в качестве армирования, требуемого для ограничения трещины по высоте сечения (crack control reinforcement). Однако, дополнительные короткие стержни поперечной арматуры в балке Б4 при расчете нормам [8, 11, 12, 14] не было возможности учесть, что, вероятно, привело к большему расхождению между экспериментальными и теоретическими значениями разрушающей нагрузки для образца Б4 по сравнению с остальными балками.

4. Наилучшая сходимость между экспериментальными и теоретическими значениями разрушающей нагрузки наблюдается при расчете по нормам [12]: максимальное отклонение составило 26% для балки Б4. При этом следует отметить значительное расхождение в теоретических значениях разрушающей нагрузки, определенных по нормам [8, 11, 12, 14], между собой: для балки Б1 – от 40% до 79%, для балки Б2 – от 20,6% до 39%, для балки Б3 – от 20,8% до 40,6%, для балки Б4 – от 20,9% до 40%.

5. Несмотря на значительный разброс теоретических значений разрушающей нагрузки, качественная теоретическая картина разрушения однопролетных опытных балок Б1-Б4 полностью соответствует наблюдаемой в экспериментальных исследованиях.

## Список источников

1. Ritter, W. Die Bauweise Hennebique / 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. Lampert, P. Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending / P. Lampert, B. Thürlimann // IABSE Publications. – Zurich, Switzerland, 1971. - №31-1. – P. 107-131.
4. Ramirez, J. Evaluation of Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear / J. Ramirez, J.E. Breen // Center for Transportation Research Report №248-4F. – Austin, Texas, 1983.
5. Ramirez, J. Proposed Design Procedure for Shear and Torsion in Reinforced and Prestressed Concrete / J. Ramirez, J.E. Breen // ACI Structural Journal. – 1991. – V.88, №5. – P. 562-571.
6. Kupfer, H. Erweiterung der Mörsch Schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips von Minimum der Formänderungsarbeit (Generalization of Mörsch Truss Analogy Using the Principle of Minimum Strain Energy) / H. Kupfer // Comite Euro-International du Beton, Bulletin d'Information, №40, CEB. – Paris, 1964. – P. 44-57.
7. Schlaich, J. Towards a Consistent Design of Structural Concrete / J. Schlaich, K. Schäfer, M. Jennewein // Journal of the Prestressed Concrete Institute. – May-June 1987. – V.32. - №3. – P. 74-150.
8. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. – 8<sup>th</sup> Edition. – Washington, September 2017.
9. Гвоздев, А.А. Определение разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации / А.А. Гвоздев. – Проект и стандарт, 1934. – №8. – С. 10-16.
10. Brown, M.D. Examination of the AASHTO LRFD Strut and Tie Specifications. Center for Transportation Research Report 0-4371-2 / M.D. Brown [et al.]. – University of Texas, Austin, April 2006. – 330 p.
11. ACI (American Concrete Institute) Committee 318. 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 – 14) and Commentary (ACI 318R-14). – Farmington Hills, MI: ACI.
12. *fib* Model Code 2010, Vol.1. – Federal Institute of Technology Lausanne – EPFL, Lausanne, March 2010.
13. Design of Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings: EN 1992-1: 2001 (Eurocode 2) / Brussel: European Committee for Standardization, Introduced October 2001. – 230 p.
14. Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures: prEN 1992-1-1:2018 (Eurocode 2) / Brussel: European Committee for Standardization, April 2018. – 293 p.
15. Williams, C. Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges: Final Report FHWA/TX-12/5-5253-01-1 / C. Williams, D. Deschenes, O. Bayrak. – Center for Transportation Research, The University of Texas, Austin. – June 2012.
16. Bergmeister, K. Detailing for Structural Concrete: Research Report FHWA/TX-93+1127-3F / K. Bergmeister [et al.]. – Center for Transportation Research, The University of Texas, Austin. – May 1993.
17. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: Монография / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест.: БрГТУ, 2000. – 397 с.
18. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций: Монография / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест.: БрГТУ, 2003. – 252 с.

## АЛГОРИТМ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ СЕРПОВИДНОГО ПРОФИЛЯ С КЕРАМЗИТОБЕТОНАМИ

Семенюк С.Д., Седляр Т.Н.

В настоящее время в Республике Беларусь нормативная база по проектированию легких бетонов на основе керамзита является недостаточно полной и требует доработки. Для соответствия нормативных документов Беларуси европейским стандартам необходимо уточнить работу таких бетонов с арматурой серповидного профиля, что актуально для нашей страны. Применение легкого бетона значительно расширяется, так как его использование эффективно не только для наружных ограждающих отапливаемых зданий, но и во всех случаях, когда необходимо уменьшить вес конструкции.

Для этой цели необходимо провести испытание трех серий образцов, включающих в себя экспериментальные исследования керамзитобетона класса LC16/18, LC25/28, LC30/33 со значениями длины анкерки в пяти вариантах для стержней класса S500 и диаметром 10, 12, 14 и 16 мм. Подбор составов бетонной смеси производился согласно Рекомендаций РУП «БелНИИС» по подбору, изготовлению и применению конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитожелезобетонов [2].

### Керамзитобетон LC 16/18:

В качестве крупного заполнителя для бетона класса LC 16/18 будет использоваться керамзитовый гравий фракций 5-10 мм и 10-20мм в равном весовом соотношении.

Мелким заполнителем служит песок кварцевый с модулем крупности  $M_{кр}=1,8$ . Вяжущим служит портландцемент марки М 500.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса LC 16/18: Ц:П:Г=1:1,84:0,78 при водоцементном отношении В/Ц=0,46.

### Керамзитобетон LC 25/28:

Для изготовления легкого бетона класса LC 25/28 в качестве крупного заполнителя будет использоваться керамзит фракций 5-10 мм, мелким заполнителем служит песок кварцевый с модулем крупности  $M_{кр}=1,8$ .

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса LC 25/28: Ц:П:Щ= 1:0,74:1,89 при водоцементном отношении В/Ц=0,52.

### Керамзитобетон LC 30/33:

Для изготовления легкого бетона класса LC 30/33 в качестве крупного заполнителя будет использоваться керамзит фракций 5-10 мм, мелким заполнителем служит песок кварцевый с модулем крупности  $M_{кр}=1,8$ .

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса LC 30/33: Ц:П:Щ= 1:1,84:0,79 при водоцементном отношении В/Ц=0,52.

Конструктивные схемы анкерки экспериментальных образцов даны на рисунке 1.

Призмы имеют поперечное сечение 150x150x600мм (6 шт. в серии), в которых будут размещаться стержни диаметром 10,12,16 мм. Длина анкерки будет равна  $l_b = 10 \cdot d$ , или 100, 120, 140, 160 мм соответственно. Изготавливаются сразу по 2 образца. Вместе с призмами изготавливаются кубы с размерами ребра 150 мм (по 9 шт. в серии) и цилиндры  $\varnothing 150$  мм и высотой 300мм (9 шт. в серии). Следует также обратить внимание, что для легких бетонов минимальную толщину защитного слоя следует увеличивать на 5% от величины защитного слоя для тяжелых бетонов.

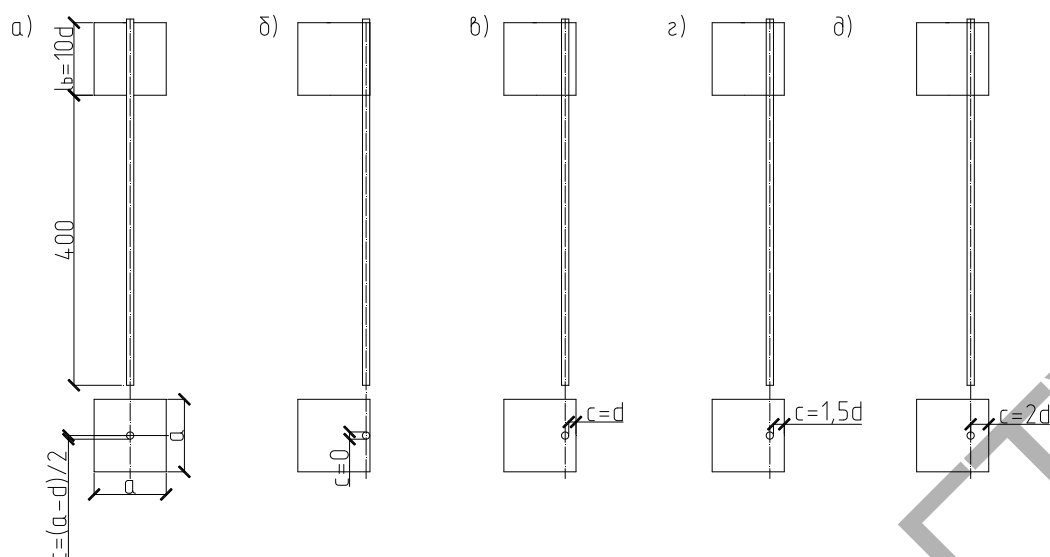


Рисунок 1 – Конструктивные схемы экспериментальных образцов ( $a=150\text{мм}$ )

Для приготовления экспериментальных образцов используются инвентарные сборно-разборные металлические формы. Уплотнение бетонной смеси при укладке осуществляется с помощью глубинного вибратора. А после распалубки хранится в естественных условиях. Испытание бетонных образцов будет проходить по стандартным методикам по ГОСТ 24452-80 «Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона» [3]. Испытание планируется провести на разрывной машине ИР 6055-500-0. Бетонный образец фиксируется при помощи свободных концов арматуры и закрепляется в неподвижном захвате разрывной машины (рисунок 2).

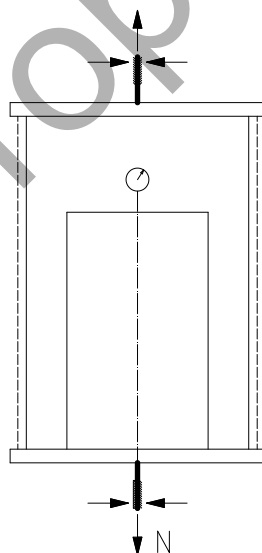


Рисунок 2 – Схема установки для испытания на вытягивание арматурных стержней из бетонных цилиндров

Продольные и радиальные деформации цилиндров определяются при помощи разработанных кафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения» Белорусско-Российского университета приспособлений в виде кольцевых рамок (рисунок 3) [4].

По фиксированным продольным и радиальным деформациям в керамзитобетонных цилиндрах будут вычисляться модули продольных, поперечных и сдвиговых деформаций, а также коэффициент Пуассона, пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования керамзитобетона.

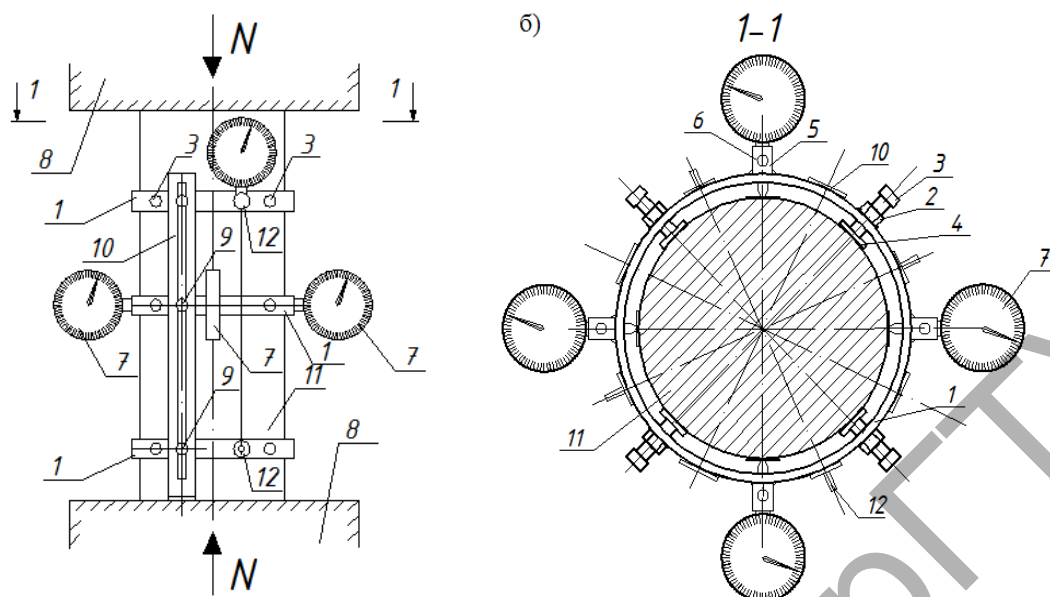


Рисунок 3 – Устройство для определения деформативных характеристик в бетонных цилиндрах: а – вид сбоку; б – разрез 1-1

Заключительным этапом экспериментальных исследований является определение величины анкеровки в изгибаемых элементах. Для этого будут использоваться 6 балок в каждой серии с размерами поперечного сечения 100x150 мм длиной 1400 мм (рисунок 4), длина анкеровки будет находиться в пределах  $l_b = (10 \div 20) \cdot d$ .

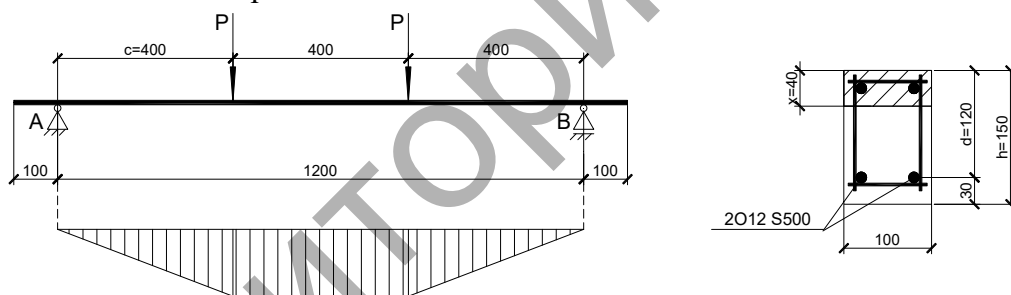


Рисунок 4 – Схема загрузки балки

Представленная программа эксперимента позволит определить сцепление арматуры серповидного профиля с керамзитобетонами, а также усовершенствовать методику расчета анкеровки арматуры в соответствующей нормативной базе.

#### Список источников

1. ТКП EN 1992 -1-1-2009 Еврокод 2 Проектирование железобетонных конструкций Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Министерство архитектуры и строительства. – Минск., 2010.
2. Рекомендации по подбору составов, изготовлению и применению модифицированных химическими и минеральными добавками конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетон / РУП «Институт БелНИИС» - Минск, 2013. – 38с.
3. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.– Госкомитет СССР по делам строительства. -М., 1981– 20с.
4. Патент РБ № 11289. Устройство для определения деформативных характеристик в бетонных цилиндрах// Патент Республики Беларусь № 11289 / Семенюк С.Д.



**СИСТЕМА АВТОМАТИЗИРОВАННОГО МОНИТОРИНГА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ  
С МОНОЛИТНЫМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КАРКАСОМ**

Снежков Д.Ю., Леонович С.Н.

**Введение.** Наибольшую опасность при эксплуатации строительных объектов представляет собой процесс прогрессирующего обрушения конструкций [1], когда вплоть до катастрофического развития этого процесса явных внешних признаков потери несущей способности конструкции не наблюдается. Своевременно обнаружить начальную стадию такого рода событий возможно путем непрерывной регистрации деформационного состояния несущих конструкций, при соответствующей чувствительности измерительной системы. В мировой практике высотного строительства уже накоплен некоторый опыт эксплуатации информационно-измерительных систем автоматизированного мониторинга несущих конструкций. Несколько таких систем эксплуатируется в Республике Беларусь.

Первой задачей, с которой приходится сталкиваться при создании системы автоматизированного мониторинга, является сокращение перечня контролируемых параметров, который в значительной мере определяет её стоимость. Идеальным, конечно, было бы снабдить каждый элемент силового каркаса здания всем перечнем сенсоров. В реальности, конструктору приходится руководствоваться принципом разумной достаточности, ориентируясь на диапазон рабочих нагрузок, вероятные техногенные и прочие факторы, а также характер использования помещений. Установка датчиков линейной деформации, независимо от физического принципа их работы, требует, как правило, достаточно протяженной базы, на которой производится регистрация взаимного перемещения контрольных точек конструкции [2], что может быть неприемлемым по архитектурным или эстетическим соображениям. Сильная связанность элементов железобетонного монолитного каркаса здания в пределах каждого этажа и, соответственно, взаимная зависимость деформации элементов, позволяет минимизировать число контролируемых элементов каркаса. В качестве информационных параметров для оценки деформации несущего каркаса могут быть использованы только углы наклона нескольких ключевых конструкций каркаса. Типичные образцы датчиков угловых перемещений - инклинометров (см. рисунок 1), обеспечивают измерение углов своего наклона в двух ортогональных вертикальных плоскостях  $X$  и  $Y$  с погрешностью не превосходящей  $10^{-3}$  углового градуса. А компактность конструкции типовых моделей инклинометров в совокупности с беспроводным интерфейсом позволяют их легко устанавливать на элементах каркаса зданий находящихся в эксплуатации.

Другой важный вопрос, возникающий в начале эксплуатации системы автоматизированного мониторинга, – о предельных значениях контролируемых параметров. Отечественные нормативы - ТКП 45-3.02-108-2008, ТКП 45-1.01-234-2015 - дают лишь общие рекомендации (расстояние от верха фундамента до верха несущих конструкций покрытия  $h$ ) не должны превышать:

- при  $h$ , м до 150 включит.      – 1/500;
- то же до 200                              – 1/600.

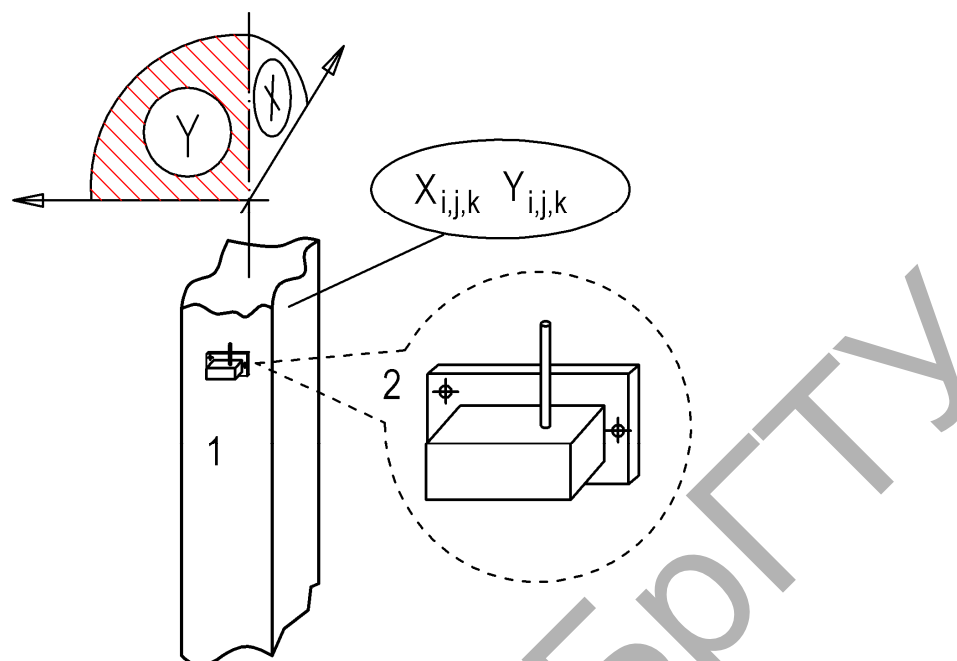


Рисунок 1 – Установка сенсора-инклинометра (2) на контролируемой колонне (1)

При высоте  $h$  от 150 до 200 м значения предельных горизонтальных перемещений следует определять интерполяцией.

Какими могут быть отклонения показателей отдельных элементов или конструкций приходится решать проектировщику. Перспективу в решении указанной задачи может открыть технология информационного моделирования зданий (*Building Information Modelling - BIM*). Разработанная на стадии проектирования и дополняемая в процессе возведения и эксплуатации трехмерная информационная модель здания, где для каждого элемента модели закладываются сведения о его упруго-деформативных и прочностных параметрах, позволит по изменению состояния группы контролируемых элементов, рассчитать состояние остальных. Соответственно можно решать и обратную задачу – выбрать «ключевые» элементы, наиболее чувствительные к вероятным деформациям каркаса.

Таким образом, создание системы мониторинга включает в себя решение следующих задач:

- выбора ключевых контролируемых элементов каркаса здания, обладающих наибольшей чувствительностью к вероятным видам деформации каркаса;
- выбора аппаратной основы измерительной системы, в первую очередь - перечня используемых сенсоров;
- формирования алгоритма оценки деформации силового каркаса здания по данным измерений состояния ключевых элементов каркаса, и на его основе - распознавание *alarm* – ситуации, при которой требуется принятие оперативных решений.

**Технические средства системы мониторинга.** Системой автоматизированного мониторинга «АККЕ», производства компании «Tieto-Oskari Oy» (Финляндия), оснащено высотное здание с монолитным железобетонным каркасом - «Современный многофункциональный торгово-развлекательный комплекс с гостиницей и паркингом на проспекте Победителей в г. Минске». Комплекс представляет собой 21-этажное здание, состоящее из двух основных частей: шестизэтажной стилобатной части (торгового центра) и 14-этажной гостиницы. Верхняя отметка здания – +85,650 м. Основу несущего каркаса объекта составляли несущие монолитные колонны, диски монолитных перекрытий и элементы поперечной жесткости. Основными аппаратными элементами системы сбора информации являются двухосевые сенсоры-инклинометры и центральный базовый блок, связь между которыми организована по сетевому принципу. Основные параметры сенсоров-инклинометров приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Основные технические характеристики инклинометра CMS-2D-R

Наименование характеристики	Значение
Количество осей (каналов) измерения	2
Тип подключения	радиоканал
Полный измеряемый диапазон	$\pm 15^\circ$
Разрешающая способность, аналоговая	$0,001^\circ$ (3,6")
Абсолютная погрешность	$\pm 1,8''$
Диапазон измеряемых температур встроенным датчиком, $^\circ\text{C}$	от – 60 до + 125

Предусмотрены средства доступа к базовому блоку по выделенному каналу сети Internet. Контроль геометрических отклонений несущего каркаса производится сенсорами-инклинометрами имеющими беспроводный интерфейс, установленными на колоннах подвального, 7 и 21 этажах здания.

Дополнительно на кровле здания установлены проводные сенсор скорости и направления ветра и сенсор-акселерометр. Кроме датчика угловых перемещений каждый сенсор-инклинометр имеет в своем составе датчик температуры с разрешением  $0,1^\circ\text{C}$ . Обработка сигналов сенсоров происходит в режиме реального времени в центральном базовом блоке системы.

Автономный режим базового блока системы позволяет получать информацию от всех сенсоров, производя накопление данных с различным временным разрешением. Хранение данных мониторинга в базовом блоке производится на протяжении 20 лет непрерывного функционирования системы. В типовой настройке базового блока предусматривается организация массива накопленных данных сенсоров-инклинометров в виде трех файлов, содержащих отсчеты данных с разрешением в 1 сутки, 1 час и 15 минут. Размер каждого файла ограничен  $\sim 250$  записями, каждая из которых является результатом усреднения отсчетов сенсоров за соответствующий интервал времени. Типовое расположение сенсоров – инклинометров – на угловых колоннах несущего каркаса здания. Схемотехническое исполнение инклинометров и базового блока позволяет их дистанционное конфигурирование: установку параметров чувствительности сенсоров и их начального – нулевого значения отсчетов, периода опроса, параметров конфигурирования информационной сети и др.

**Результаты мониторинга.** В основе мониторинга конструкций лежит принцип регистрации угловых отклонений сенсора от нормального (первоначального) положения в режиме реального времени. Накопление данных от сенсоров-инклинометров, датчика скорости и направления ветра, и акселерометра осуществлялось в базовом блоке системы. Визуализация деформационных изменений состояния элементов несущего каркаса здания выполнялась путем построения годографов угловых перемещений колонн в полярных координатах, привязанных к выбранной приведенной системе координат  $X^*Y^*$ . Угловая координата  $ang$  годографа рассчитывалась по формуле

$$ang = \arctg\left(\frac{x^*}{y^*}\right), \quad (1)$$

где  $x^*, y^*$  – значения угловой координаты каждого сенсора в приведенной системе. Расчет модулей  $mod$  углов каждого сенсора производился по формуле

$$mod = \sqrt{(x^*)^2 + (y^*)^2}. \quad (2)$$

На рисунке 2 приведены годографы перемещений сенсоров 7 и 21 этажей высотного здания в плоскости осей  $X^*, Y^*$ . За период наблюдений (19.08.2015 – 13.03.2018) средняя величина перемещений по этажам составила  $0,007...0,025$  углового градуса. Значимая корреляция средних значений угла наклона колонн по этажам не выявлена, что косвенно указыва-

ет на отсутствие наклонных перемещений всего здания целиком. Для уточнения наблюдаемой деформационной картины выполнен корреляционный анализ сигналов сенсоров в пределах отдельных этажей, а также оценка корреляции усредненных углов наклона между этажами, и определена корреляция угловых отклонений контролируемых элементов объекта с их температурой.

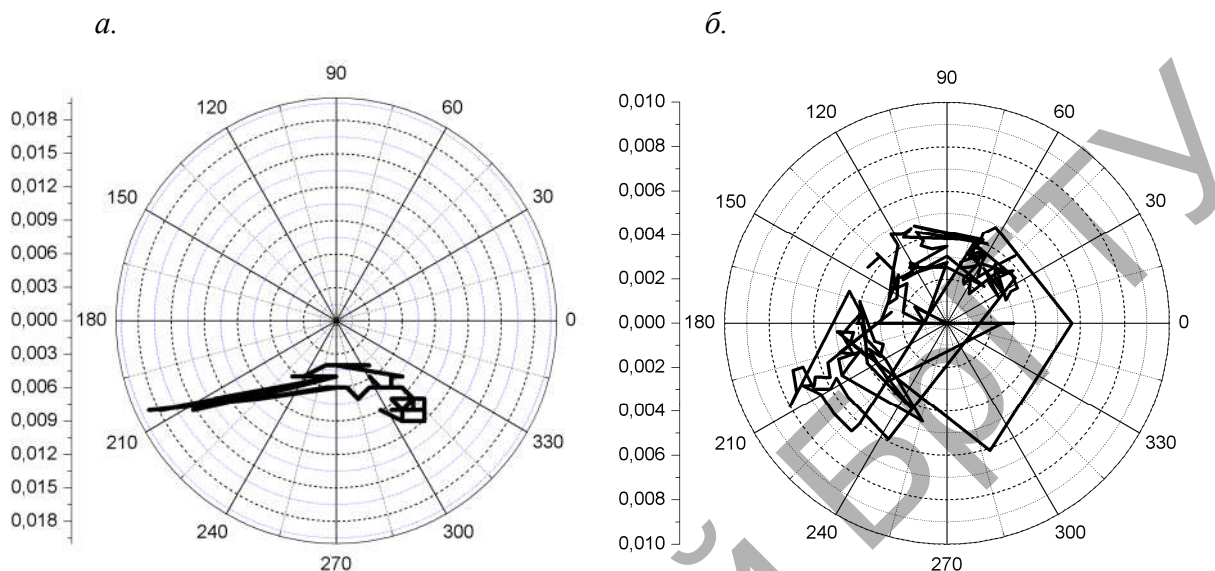


Рисунок 2 – Примеры годографов наклона колонн 7(а) и 21 (б) этажей высотного здания за период с апреля 2017 г. по март 2018 г

В таблице 2 приведены значения межэтажных коэффициентов взаимной корреляции средних значений модулей наклона и средних значений азимутов наклона колонн.

Таблица 2 – Коэффициенты корреляции средних по этажам модулей векторов наклона колонн

Этажи	Коэфф. коррел. <i>mod</i> годографов	Коэфф. коррел. азимутов годографов
21эт – 7эт	-0,22	-0,27
21эт - подвал	0,03	-0,05
7эт - подвал	0,52	-0,13

Результаты анализа показали (см. таб. 1), что взаимная корреляция среднего значения модулей углов наклона колонн этажей, за исключением этого показателя для 7 этажа и подвала, не является значимой. Корреляция азимутальных углов также практически отсутствует. Это косвенно указывает на отсутствие наклонных перемещений всего здания целиком. Годографы векторов деформации отдельных колонн (см. рис. 2) имеют стохастический характер и не выходят за пределы характерной устойчивой области, что также свидетельствует об отсутствии накопления деформаций вследствие усадочных процессов в элементах конструкций и фундаменте здания. Выявлена значимая корреляция угловых деформационных перемещений колонн от температуры. На рис. 3 показаны совместные диаграммы изменений модуля угла наклона одной из колонн и температуры. Для датчиков высотной части здания устойчивое и близкое к 1 значение коэффициента корреляции наблюдалось в интервале температур +12°...+32°С (см. рис. 4). Для сенсоров подвальной части характерной температурой (см. рис. 5) явилось значение 19°С..20°С, при отклонении от которого коэффициент корреляции угла наклона и температуры менял знак.

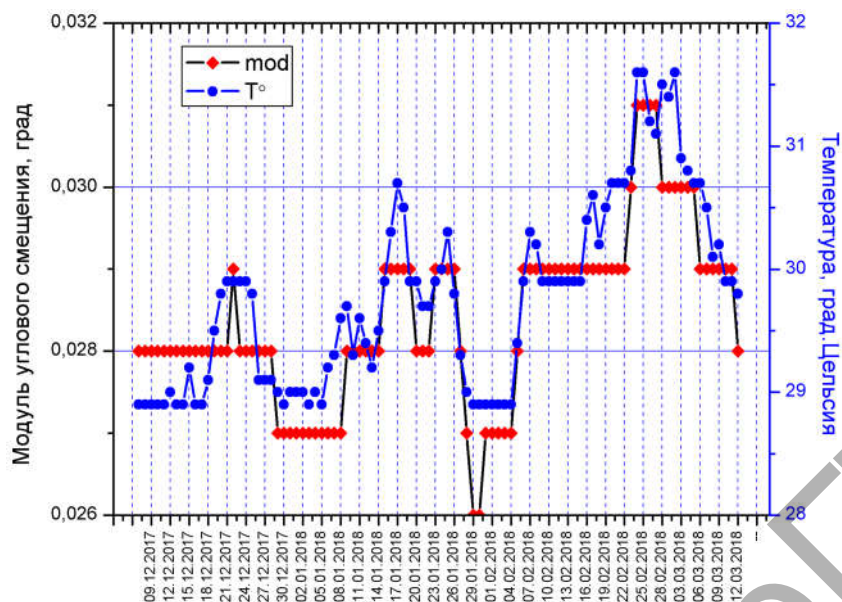


Рисунок 3 – Временные диаграммы угловых смещений сенсора подвала здания и его температуры за период декабрь 2017 г. – март 2018 г.

Динамика деформационных процессов представлена медленными – период колебаний порядка 3...6 суток – изменениями углов наклона контролируемых колонн с амплитудой не более  $0,001^\circ$ . Анализ данных с часовым и 15-минутным временным разрешением также не выявил высокочастотных процессов. Временные диаграммы имеют плавный характер без признаков динамических и ударных нагрузок.

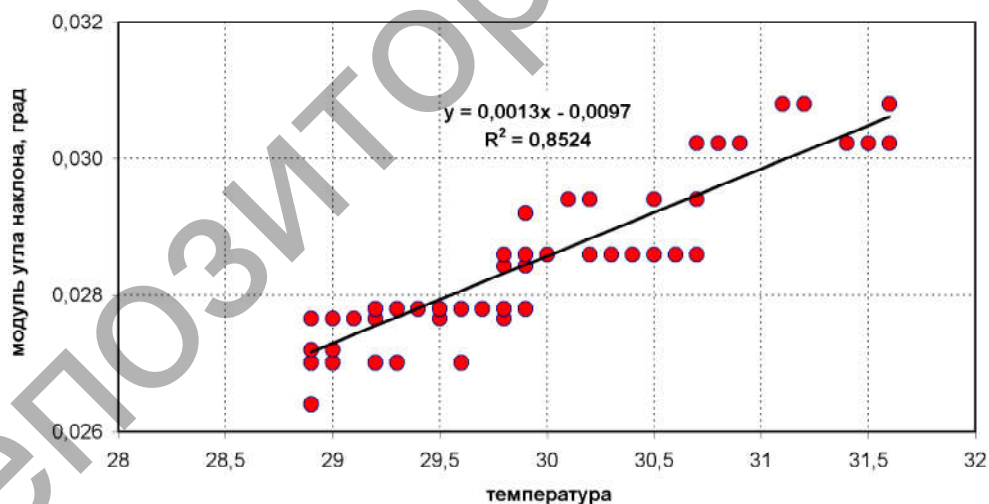


Рисунок 4 – Зависимость модуль угла наклона колонны ID-02 от температуры: коэффициент детерминации  $r^2 = 0,85$ ; коэффициент регрессии –  $0,0013$

Кроме измерений квазистатических деформационных эволюций каркаса здания, в системе мониторинга предусматривалась регистрация вибрационных ускорений. Запуск автоматической регистрации потока данных сенсора-акселерометра происходит по событию превышения сигналом любой из трех пространственных координат  $X, Y, Z$  значения  $1 \text{ mg} \approx 10^{-2} \text{ м} \cdot \text{с}^{-2}$ . После запуска происходит запись значений пространственных составляющих вектора ускорения с временным разрешением 30 мс. На рис. 6 приведены временные диаграммы сигналов акселерометра зарегистрированные 12.09.2017 9 часов 06 минут.

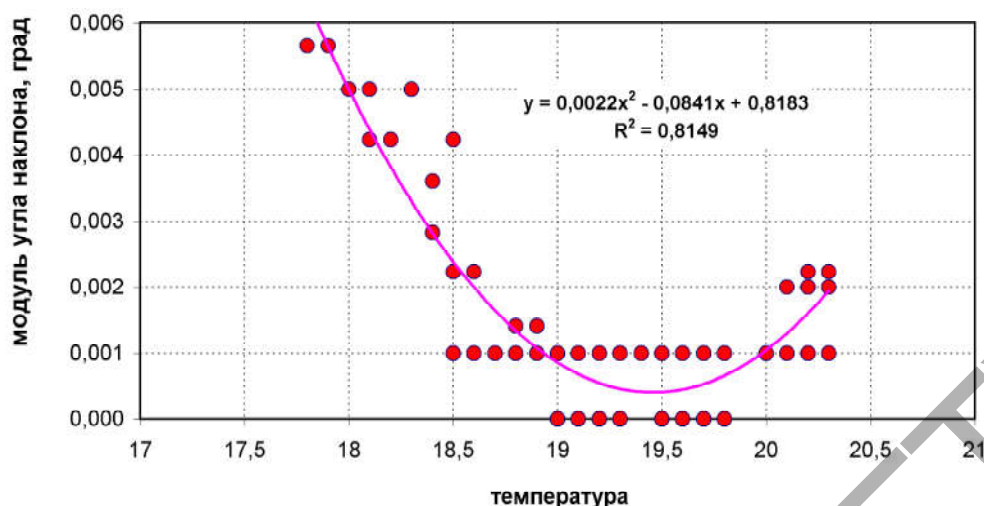


Рисунок 5 – Зависимость модуль угла наклона колонны ID-13 от температуры:  
коэффициент детерминации  $r^2 = 0,81$ ; коэффициент регрессии –  $-0,084$

Начальная часть сигнала, вызвавшая запуск регистрации, обусловлена, вероятно, однократной ударной нагрузкой. Установившийся сигнал акселерометра имеет квазипериодический характер с периодом порядка 90...100 мс, что обусловлено, вероятно, вибрацией технологического оборудования здания – лифтов, вентиляции и др. Амплитуда установившихся колебательных ускорений практически неизменна и сохраняет свое значение на уровне 0,1...0,3  $mg$ . Кроме указанного, других событий превышения вибрациями установленного порога не зарегистрировано.

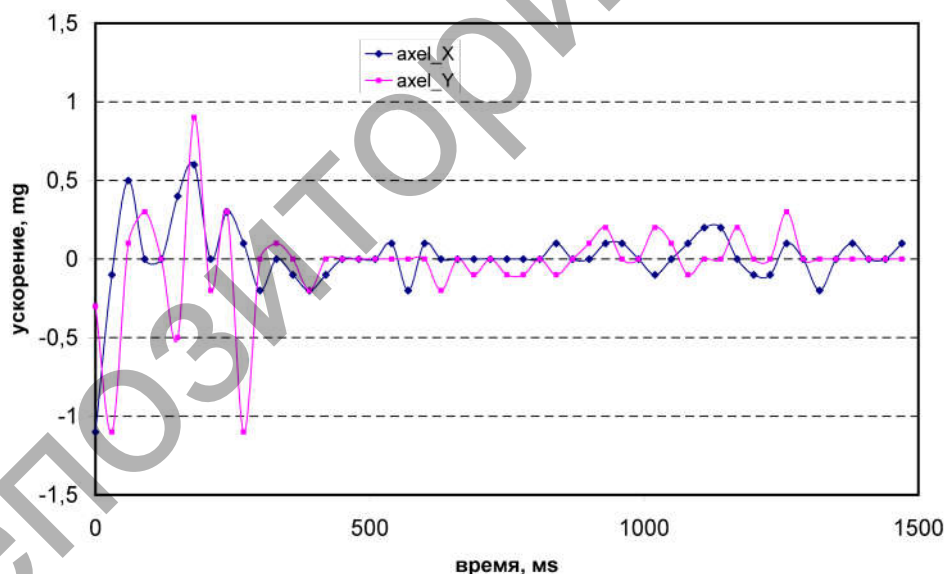


Рисунок 6. - Временные диаграммы пространственных составляющих вектора ускорения:  
регистрация 12.09.2017 09 часов 06 минут

**Заключение.** При возведении высотных (высотным является многоэтажное здание жилого назначения высотой от 75 до 100 м включительно, общественного и многофункционального назначения - высотой от 50 до 200 м включительно) и уникальных по архитектуре зданий зачастую становится проблематичным использовать несущие конструкции с большими запасами прочности, что при сочетании неблагоприятных факторов может увеличить риск их разрушения. С целью обеспечения необходимого уровня безопасности, как на стадии возведения, так и в период эксплуатации здания, важную роль приобретают системы автоматизи-

рованного мониторинга за деформационным состоянием несущих конструкций здания. Выполненные работы показали высокую эффективность использования инклинометров в качестве измерительной основы автоматизированной системы мониторинга несущего каркаса строительных объектов. Выявлено сильное влияние на показатели деформации элементов несущего каркаса здания температуры. Показатели чувствительности и долговременной стабильности метрологических характеристик инклинометров позволяют регистрировать практически любые деформационные изменения геометрии несущего каркаса здания, в том числе, обусловленные вариацией температуры. Данные мониторинга подтверждают статистическую обоснованность значений чувствительности сенсоров инклинометров – 0,001 углового градуса. В качестве методической основы обработки данных системы предлагается корреляционный анализ приращений углов наклона ключевых конструкций.

#### Список источников

1. Гурьев, В.В. Автоматизированные станции мониторинга деформационного состояния (СМДС) и их применение на строительных объектах / В.В. Гурьев, В.М. Дорофеев, В.Г. Катренко, [и др.] // «Стройпрофиль», №1(71), 2009, С.3-6.
2. Минченя, В.Т. Информационные технологии в строительстве / В.Т. Минченя [и др.] // в сборнике статей Международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы инновационной подготовки инж. кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты».- 2015, Минск, БНТУ, С.174-180.
3. Снежков, Д.Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович - Минск: БНТУ, 2016. - 330 с.

## ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ФОРМЫ РАЗРУШЕНИЯ И НАХОЖДЕНИЕ КВАЗИСТАТИЧЕСКОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ОСОБЫХ РАСЧЁТНЫХ СИТУАЦИЯХ ПОЛНОСТЬЮ ВЕРОЯТНОСТНЫМ МЕТОДОМ

Тур А.В., Лизогуб А.А.

Согласно EN 1992 для конструктивных систем должна выполняться проверка предельного состояния живучести. Требования живучести относятся к проверкам конструктивных систем в особых расчётных ситуациях.

В последние годы вместе с развитием строительной отрасли возрастает и сложность возводимых сооружений. Как было отмечено в работе [1] *“нарастающее расширение знаний ведёт к усиливающейся специализации во всех областях... Опасность ошибок становится большей вследствие того, что определенные точки зрения могут оказаться неучтенными, так как никто не отвечает за это. Следовательно, для безопасности сооружения перво-степенную роль играет деятельность сознающего риск руководителя...”*.

Особая расчётная ситуация может возникнуть, в частности, в связи с халатностью или большими человеческими ошибками при проектировании и строительстве. Это явление тесно связано с “культурой” проектировщиков и строителей в рамках страны, города или отдельной организации. Стоит также иметь в виду, что, как было отмечено в [1], *“... большая же часть сооружений после окончания их строительства предоставлена сама себе, и часто пользователь даже не осведомлён о предельных допустимых нагрузках на сооружение”*. Следует отметить так же, что растёт и перечень угроз, которым может подвергаться конструктивная система.

Особое событие характеризуется низкой годовой вероятностью появления, малой продолжительностью, значительной интенсивностью и большими последствиями (рисунок 1).

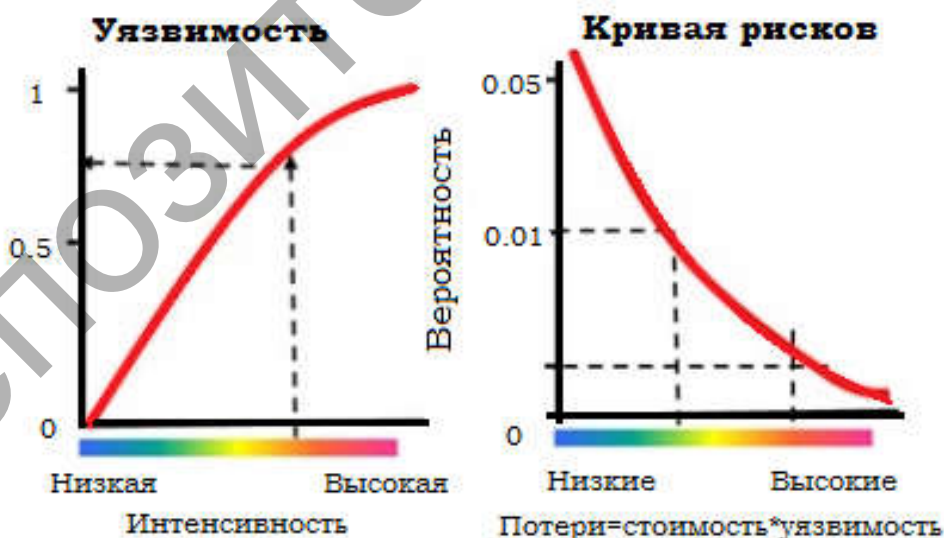


Рисунок 1 – Кривая уязвимостей и кривая рисков

Согласно [3] для предотвращения прогрессирующего обрушения могут быть использованы два расчётных метода: (1) СУ- метод (непрямой метод связевых усилий); (2) АТ – метод (прямой метод альтернативных траекторий).

Прямой АТ-метод наиболее широко используется в практике и основывается на критерии, отвечающим за способность системы, получившей локальное повреждение, противостоять



непропорциональному обрушению. Рекомендуется применять следующие расчётные процедуры: (1) Нелинейный динамический расчёт (NLD); (2) Нелинейный статический расчёт (NLS). Нелинейный динамический расчёт позволяет, с одной стороны, смоделировать реальное поведение конструктивной системы после удаления ключевого элемента, однако, с другой стороны, обладает рядом неопределенностей (скорость приложения нагрузки, коэффициент демпфирования). Поэтому чаще применяют так называемый квазистатический расчёт [2], основанный на нелинейном статическом расчёте.

Как было показано в собственных исследованиях [2], на живучесть конструктивной системы наибольшее влияние оказывает степень пластической деформативности. Таким образом, проверка живучести сводится к прогнозированию формы разрушения и пластических свойств системы. Такое прогнозирование можно осуществлять только с использованием нелинейных расчётов, применяя полностью вероятностный метод. Наиболее важным вопросом при выполнении таких анализов является задание характеристик материалов. Вариативность в задании прочностных характеристик материалов бетона и стали влияет на нелинейную реакцию системы и, как следствие, квазистатическое сопротивление.

Проверка предельного состояния живучести является, по-существу, соответствующей интерпретацией полной нелинейной реакции системы, полученной при нелинейном расчёте, в отличие от традиционного проектирования, в котором используется лишь некоторая её часть (различные параметрические точки (IO, LS, CP) на диаграмме нелинейной реакции, рисунок 2).

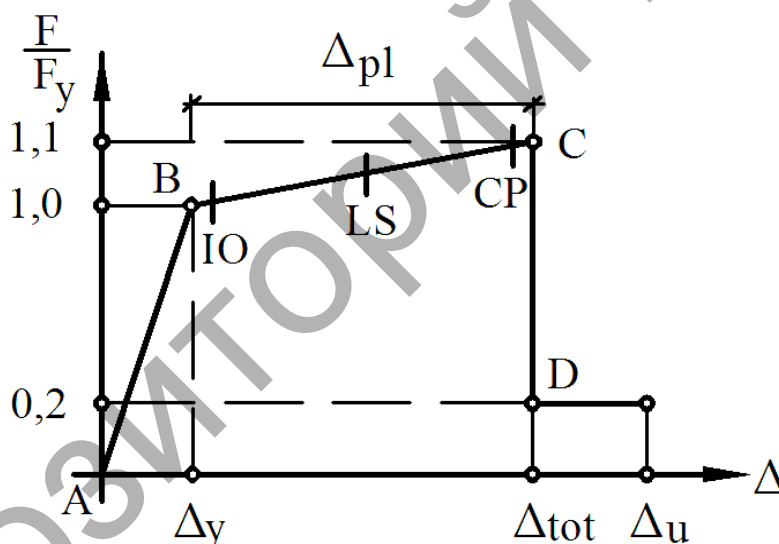


Рисунок 2 – Идеализированная диаграмма “сила-перемещение” для описания нелинейной реакции конструктивной системы согласно FEMA 356

В соответствии с положениями, изложенными в FEMA 356, на диаграмме “сила-перемещение” (рисунок 2) выделено несколько характерных состояний конструктивной системы:

**IO (Immediate Occupancy)** – состояние, в котором конструктивная система сохраняет несущую способность и является устойчивой. Конструктивные элементы (главные и второстепенные) имеют незначительные повреждения (трещины, прогибы и т.д.). Здание остается безопасным для использования после максимального восстановления и ремонта;

**LS (Life Safety)** – состояние, в котором конструктивные элементы обладают некоторым остаточным сопротивлением и жесткостью, сохраняют способность воспринимать действующие вертикальные нагрузки, не наблюдается потеря устойчивости вертикальных элементов (колонн и стен). Угроза обрушения отсутствует. 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. Допускаются любые повреждения (чрезмерные прогибы, ширина раскрытия трещин), но не приводящие к общей потере устойчивости здания. Конструктивная система находится на стадии, предшествующей разрушению.

В качестве примера применения полностью вероятностного метода была рассмотрена консольная балка длиной 3000 мм и сечением 200x300 мм с коэффициентом армирования  $\rho=1,4\%$  (рисунок 3), в которой место появления пластического шарнира легко прогнозируется. Сосредоточенная сила приложена в узел на конце балки.

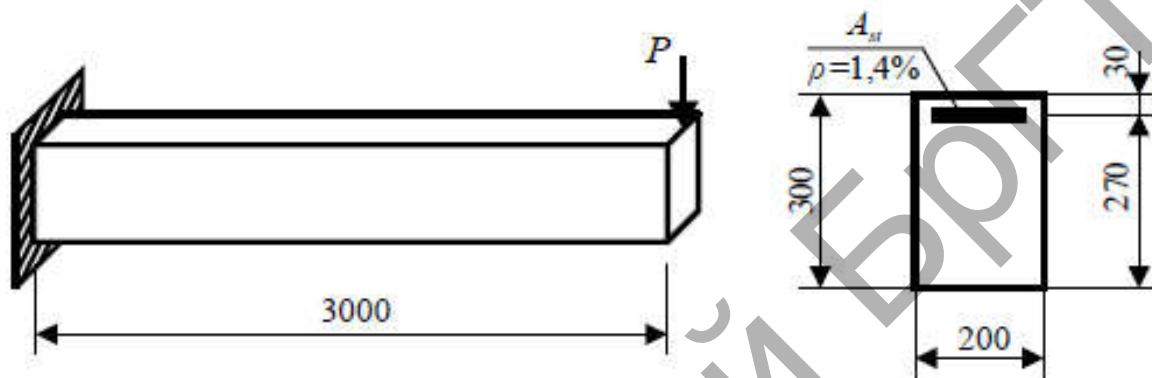


Рисунок 3 – Расчётная схема балки

Параллельно были сгенерированы выборки логнормально распределенных случайных величин прочностных характеристик бетона ( $f_{cm}=28$  МПа и  $\sigma=4.8$  МПа) и стали ( $f_{ym}=500$  МПа и  $\sigma=30$  МПа). Было составлено  $N=15$  случайных пар прочностей “бетон-сталь”, которые были использованы как входные данные для нелинейных расчётов (таблица 1, рисунок 4) в качестве пиковых точек на диаграммах деформирования.

Бетон

	Strain	Stress	Point ID
1	-3,500E-03	-17,9	
2	-3,000E-03	-23,71	A
3	-2,500E-03	-27,45	
4	-2,000E-03	-28,78	
5	-1,500E-03	-27,29	
6	-1,000E-03	-22,46	
7	-5,000E-04	-13,65	
8	0,	0,	
9	1,500E-04	2,2	

Сталь

	Strain	Stress	Point ID
1	-0,05	-559,67	
2	-2,800E-03	-559,67	A
3	0,	0,	
4	2,800E-03	559,67	
5	0,05	559,67	

Рисунок 4 – Параметрические точки диаграммы деформирования бетона и стали для i-ой симуляции

На рисунке 5 представлен пример задания характеристик пластического шарнира для i-ой симуляции, полученных из зависимости “момент-кривизна” для сечения с заданными характеристиками материалов.

Далее выполнялось  $N=15$  нелинейных расчётов консольной балки. Используя положения метода энергетического баланса [2], было найдено  $N=15$  значений квазистатического сопротивления  $F_{ps,ui}$  (таблица 1). На рисунке 6 представлен пример нахождения квазистатического сопротивления для i-ой симуляции.

Таблица 1 – Случайные пары прочностных характеристик материалов и значений квазистатического сопротивления для консольной балки

№ симуляции	Прочностная характеристика, [МПа]		Предельное перемещение, [мм]	Предельная сила, [кН]
	Бетон	Сталь		
	$f_{ci}$	$f_{yi}$		
1	28.78	559.67	448.98	32.18
2	32.05	547.54	445.14	32.03
3	27.45	598.37	447.63	33.07
4	35.83	582.96	458.84	34.44
5	21.84	588.97	441.01	30.86
6	36.05	569.08	458.08	33.84
7	26.14	562.38	431.90	31.19
8	31.21	578.40	452.83	33.49
9	29.01	585.18	430.99	33.40
10	23.92	536.73	446.72	29.74
11	27.64	519.49	449.86	30.26
12	28.50	516.83	448.81	30.26
13	20.88	594.82	441.93	29.75
14	35.12	544.02	459.61	32.61
15	27.52	517.70	447.77	30.07

Одной из наиболее важных задач при выполнении нелинейных расчётов является обеспечение формата безопасности при проверке предельного состояния несущей способности (ULS). Полученные результаты нелинейного анализа были использованы при определении глобального коэффициента безопасности  $\gamma_R$ .

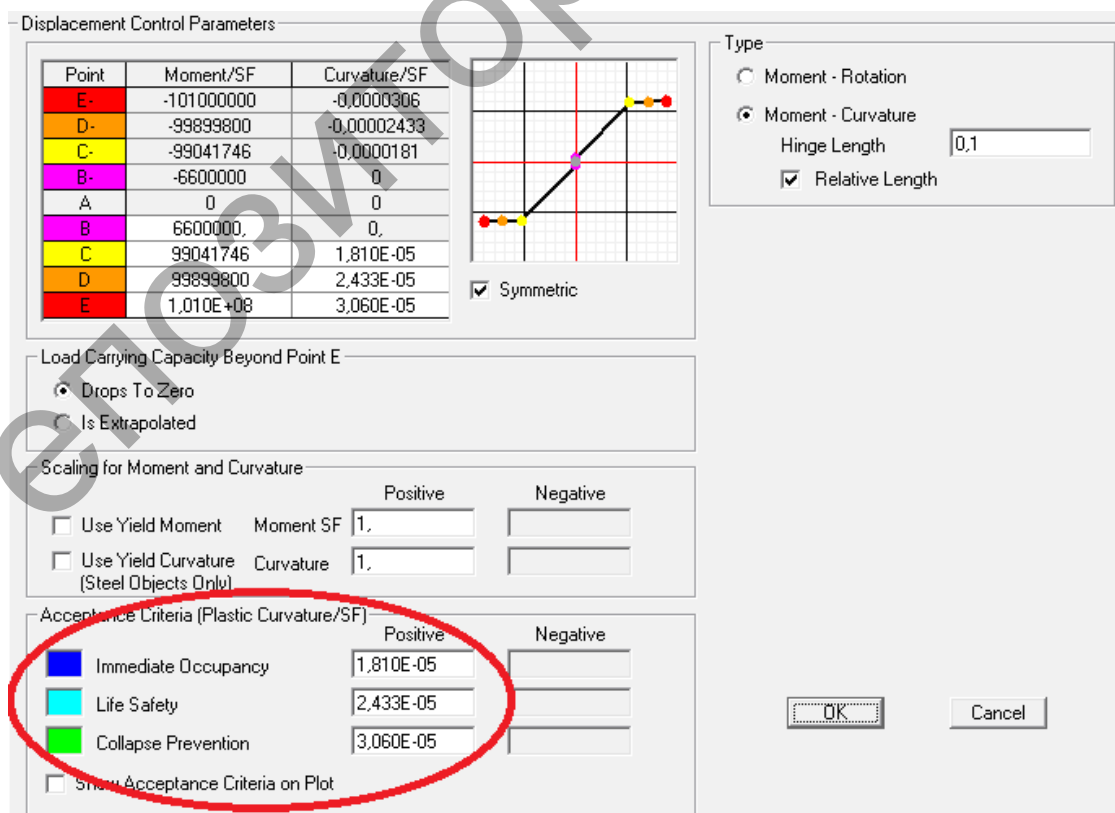


Рисунок 5 – Характеристики пластического шарнира для  $i$ -ой симуляции

Применяя метод порядковых статистик, находим характеристическое значение квазистатического сопротивления  $F_{ps,u,k}$  (5% - квантиль распределения) для различных уровней обеспеченности и, применяя метод, представленный в [4], находим коэффициенты вариации и значения глобальных коэффициентов безопасности.

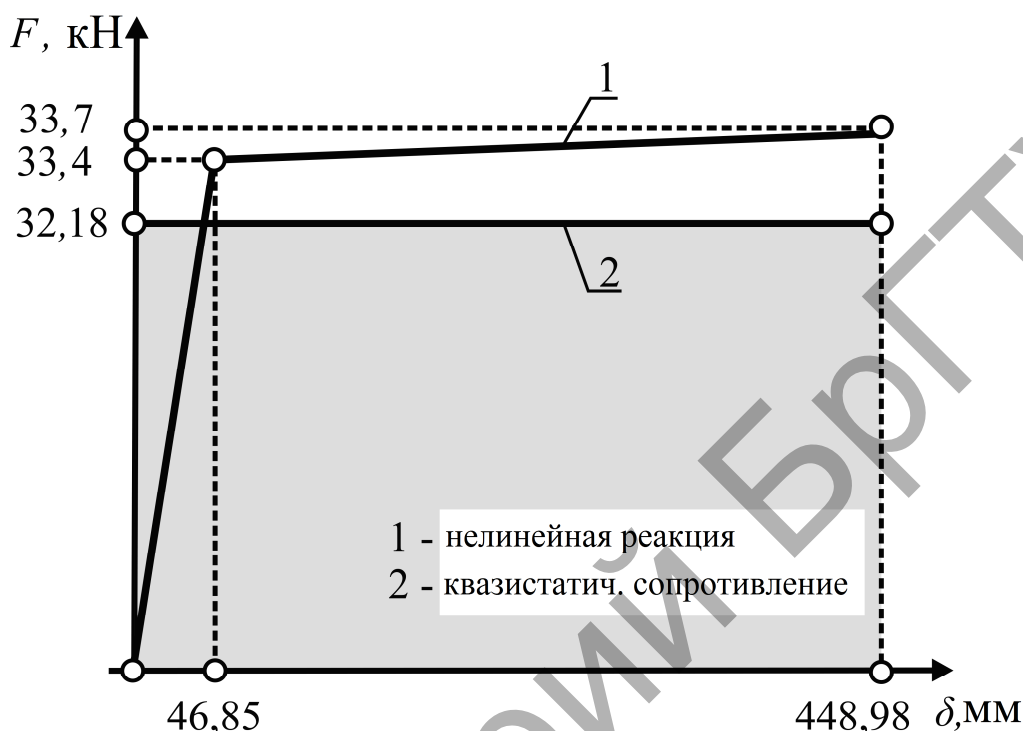


Рисунок 6 – Пример нахождения квазистатического сопротивления для i-ой симуляции

Таблица 2 – Значения характеристических квазистатических сопротивлений и глобальных коэффициентов безопасности для анализируемой балки

		Уровень обеспеченности	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$F_{ps,u,k}$	$F_{ps,u,m}$	$V_R$	$\gamma_R$
$F_{ps,u,lowest}$	29.74	0.5	-0.19	0.12	29.702	31.813	0.042	1.136
$\Delta_{2-1}$	0.004	0.75	0.46	0.72	29.508		0.046	1.150
$\Delta_{3-2}$	0.320	0.9	1.67	1.85	29.141		0.053	1.177

**Note:** 1. Эстиматор p-ой квантили для соответствующего уровня обеспеченности

$$F_{ps,u,k} = F_{ps,u,lowest} - \lambda_1 \Delta_{2-1} - \lambda_2 \Delta_{3-2}$$

2. Коэффициент вариации  $V_R = 1.64 \ln(F_{ps,u,m} / F_{ps,u,k})$

3. Глобальный коэффициент безопасности  $\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta V_R)$  или  $\gamma_R = \exp(3.04 V_R)$

Как видно из таблицы 2 значения глобального коэффициента безопасности находится в пределах: от 1.14 до 1.17 для различных уровней обеспеченности для определения  $F_{ps,u,k}$ . Таким образом, для практического применения может быть принято в данном случае значение  $\gamma_{Rd} = 1.2$ .

### Заключение

Полностью вероятностный метод при определении нелинейной реакции системы и квазистатического сопротивления наиболее перспективный метод предсказания формы разруше-

ния и проверки предельного состояния живучести. Имея ограниченный набор квазистатических сопротивлений ( $3 \leq N \leq 15$ ) возможно вычислить характеристическое значение сопротивления, опираясь, например, на Теорию Порядковых Статистик. Это оценивание происходит со стороны сопротивления. Следует отметить, что необходимо также произвести оценку со стороны нагрузок (сочетаний нагрузок), а так же назначить уровень надёжности при выполнении таких проверочных расчётов.

#### Список источников

1. Шпёте Г. Надёжность несущих строительных конструкций/ пер. с нем. О. О. Андреева. – М.: Стройиздат, 1994. – 288 с.
2. Tur A., Tur V. Reliability Approaches to Modeling of the Nonlinear Pseudo-static Response of RC-structural Systems in Accidental Design Situations/ A. Tur, V. Tur // Journal of Sustainable Architecture and Civil Engineering. – 2018. – № 1 (22). – P. 76–87.
3. Ellingwood B. R. (2002) Load and resistance factor criteria for progressive collapse design, In National Workshop on Prevention of Progressive Collapse Rosemont: National Institute of Building Science.
4. Červenka, V. (2013). Global safety formats in fib Model Code 2010 for design of concrete structures, Proceedings of the 11<sup>th</sup> Probabilistic Workshop, Brno.

## РАСЧЕТ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ УТОЧНЕННЫМ МЕТОДОМ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И ЕГО РЕАЛИЗАЦИЯ В СРЕДЕ PTS MATHCAD

Уласевич В.П., Каковко В.И.

### ВВЕДЕНИЕ

В современных условиях при проектировании различных конструктивных систем зданий и сооружений наметилась тенденция на использование стержневых систем сложной геометрической структуры (рам, ферм, различных комбинированных систем) из стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП), обладающих повышенной деформативностью. Вычисление перемещений и внутренних сил в таких стержневых системах требует применения методов, позволяющих предельно близко приблизить их расчетные модели к реальной их работе. При этом, если в стержневых системах из стальных прокатных и сварных профилей допустим к их расчету метод перемещений без учета продольных деформаций, то при проектировании стержневых систем из СТХП, обладающих низкой продольной жесткостью, пренебрегать учетом ее влиянием на общее напряженно-деформированное (НДС) состояние не допустимо. Кроме того, стержни из СТХП обладают в процессе деформирования под воздействием поперечной нагрузки, вызывающей изгиб, повышенной деформативностью.

Таким образом, дальнейшее совершенствование моделей эффектов воздействий сложной геометрической структуры путем учета продольных деформаций и повышенной деформативности входящих в нее стержней из СТХП под воздействием нагрузки и другими воздействиями – задача актуальная как в теоретическом, так и в практическом плане.

### 1. Краткий анализ методов расчета моделей стержневых систем

Прописной истиной является истина о том, что выполнить *точно* оценку действительной несущей способности конструктивной системы зданий и сооружений, изготовленной из конкретного строительного материала (сталь, дерево, железобетон и др.) на сегодняшний день нет возможности. Истинно и то, что все конструкции, испытывающие силовые воздействия деформируются нелинейно. И все же несущую способность конструктивных систем зданий и сооружений мы оцениваем, заменив их расчетными моделями, но здесь важно, чтобы принятая расчетная модель определяла искомые параметры наиболее близко к их действительным величинам. Проблема безошибочного выбора расчетной модели для рассчитываемой конструкции – одна из важнейших для проектировщика на стадии ее расчета.

Другой не менее важной проблемой следует признать проблему выбора метода расчета принятой расчетной модели, так как правильный ее выбор связан со знанием всего набора современных методов расчета и способов их численной реализации. Поэтому уместно провести краткий анализ существующих методов оценки моделей эффектов воздействий стержневых систем.

С энергетической точки зрения явление деформирования расчетной модели под воздействиями можно охарактеризовать как процесс обмена энергиями двух систем, или полей сил – внутренних и внешних. Работа консервативных сил (упругости, гравитационных, центробежных, электростатического взаимодействия и др.) не зависит от пути перехода системы из одного положения в другое, а определяется только ее начальным и конечным состояниями. Полная энергия системы равна работе внутренних и внешних сил на соответствующих перемещениях. Энергия системы, находящейся в устойчивом равновесии, минимальна. Исходя из этих положений, в классической строительной механике сформулированы два вариационных принципа расчета деформируемых систем:

– принцип вариации усилий (принцип Кастилиано), согласно которому «из всех статически возможных внутренних усилий, истинные усилия, обеспечивающие совместность деформаций тела, дают минимальное значение энергии деформации тела или, численно равной ей, работы внутренних сил»;

– принцип вариации перемещений (принцип Лагранжа), согласно которому «из всех возможных перемещений, удовлетворяющих заданным граничным условиям, истинные перемещения дают минимальное значение полной энергии тела».

Для стержневых систем реализация этих принципов в современной форме приводит к формированию математической модели в виде систем линейных канонических уравнений *метода сил* и *метода перемещений* соответственно.

Каждый из этих методов имеет свои достоинства и недостатки. К недостаткам метода сил можно отнести необходимость в процессе решения выбирать основную систему и вычислять сложные интегралы, что трудно формализуется при создании универсальных программ для ПК, и усложняет расчет. Метод перемещений лишен этих недостатков, но имеет один существенный – *трудность учета влияния продольных сил*.

Отметим особо, что в линейно деформируемых системах справедлив принцип независимости действия сил. В тоже время использование его при расчете систем из стержней со значительными перемещениями узлов – недопустимо.

Для того чтобы принять линейную математическую модель, находящуюся под внешними силовыми воздействиями, кроме допущений о неизменяемости геометрии в процессе ее деформирования и подчиненности ее закону Гука, исключают возможность выключения стержней конструктивной системы из работы путем потери ими устойчивости.

Глубокий анализ достоинств и недостатков вариационных, классических и численных методов расчета, а также технические возможности современных ЭВМ и развитие программного обеспечения для использования *матричных операций* вычислительной математики позволили создать численный метод решения задач строительной механики, известный как *метод конечных элементов (МКЭ)*, в основу которого положен классический метод перемещений. Идея метода конечных элементов (МКЭ) первоначально получила свое развитие в 70-х годах прошлого столетия применительно к дискретному решению континуальных задач в виде пластин и оболочек, а поэтому может быть легко приспособлена и к расчету стержневых расчетных моделей.

## 2. Матричный метод перемещений стержневых систем

Ниже излагаются основные положения алгоритма матричного метода расчета стержневых систем сложной геометрической структуры, построенного на методе перемещений (деформаций), изложенном в [1], а также его реализация в компьютерной программе на языке программирования математической среды MathCAD. Его основная отличительная особенность состоит в возможности учета продольных деформаций. В этом случае *основная система метода перемещений* образуется путем наложения на все узлы рассчитываемой модели *жестких связей*, препятствующих как повороту, так и горизонтальному смещению концов ее стержней. В результате достигается основная цель – повысить точность классического метода перемещений путем учета продольных деформаций стержней.

Для стержневой системы, порядка  $k=m \cdot n$  (где  $m$  – число связей в узлах;  $n$  – число узлов системы) матричная система уравнений имеет вид

$$[K] \cdot \{\Delta\} = \{P_u\} + \{P_s\} + \{R\}, \quad (1)$$

где:  $[K]$  – матрица внешней жесткости свободной системы;  $\{\Delta\}$  – вектор неизвестных перемещений ее узловых точек;  $\{P_u\}$  – вектор внешних нагрузок, действующих в узлах рамы в глобальной системе;  $\{P_s\}$  – вектор реакций начала и конца стержня, от воздействия распределенных по его длине поперечных нагрузок, температурных воздействий, предварительного натяжения с учетом граничных условий закрепления стержней в узлах, приложенных с обратным знаком к узлам системы;  $\{R\}$  – вектор опорных реакций, на которые наложены опорные связи (если в узле нет связей, то соответствующие им величины равны нулю).

Простой анализ составляющих правой части матричной системы уравнений (1) указывает, что точность метода перемещений определена методикой вычисления составляющих вектора опорных реакций  $\{P_s\}$  на стадии определения напряженно-деформированного состояния стержневой системы в *основной системе*.

Особенность МКЭ – необходимость иметь возможность нагрузки, как внешние силовые воздействия, прикладывая в узлах стержневой системы. Если в реальных конструктивных системах нагрузка на узлы от вышележащих конструкций действительно прикладываются к узлам, то МКЭ является точным методом расчета в расчетах по недеформированной схеме равновесия. Если же нагрузку, действующую по длине стержня искусственно приводят к узловой принятой основной системы метода перемещений, то решение, следует считать приближенным. Повысить точность результатов решения в МКЭ можно разбивая стержни на более мелкие участки путем введения достаточного количества узлов. Здесь необходимо отметить, что при этом необходимо проявлять осторожность, так как опыт использования программных комплексов с МКЭ подсказывает, что большое количество дискретизации стержней может привести к обратному эффекту.

Есть другой путь повысить точность решения методом перемещений – получить решение в аналитическом виде для гибкого стержня, закрепленного в основной системе узлами, не допускающими как поворот узла, так и его продольное перемещение (рисунок 1).

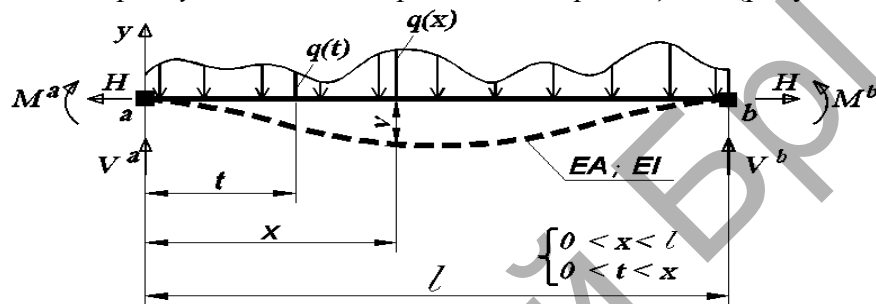


Рисунок 1 – Деформированное состояние прямолинейного гибкого стержня

Аналитическое решение дифференциального уравнения гибкого стержня в интегральных квадратурах, находящегося под воздействием сплошной поперечной нагрузкой  $q(x)$ , полученное В.П.Уласевичем и изложенное в [1] при граничных условиях

$$v|_{x=0} = 0; \quad v|_{x=l} = 0; \quad v''|_{x=0} = \frac{M^a}{EI}; \quad v''|_{x=l} = \frac{M^b}{EI},$$

относительно прогибов  $v$  и изгибающих моментов  $M_s$ , но содержащее в себе основные неизвестные – распор  $H$  и опорные моменты  $M^a, M^b$ , имеет вид

$$v = -\frac{1}{H} \left[ R_b x - \int_0^x (x-t)q(t)dt + M^a - (M^a - M^b) \frac{x}{l} - M_s \right], \quad (2)$$

$$M_s = \frac{r_s}{a_1} sh(a_1 x) - \frac{1}{a_1} \int_0^x sh(a_1(x-t))q(t)dt + \frac{M^a}{sh(a_1 l)} sh(a_1(l-x)) + \frac{M^b}{sh(a_1 l)} sh(a_1 x), \quad (3)$$

где  $a_1 = \sqrt{\frac{H}{EI}}; \quad R_b = \frac{1}{l} \int_0^l (x-t)q(t)dt; \quad r_s = \frac{1}{sh(a_1 l)} \int_0^l sh(a_1(l-t))q(t)dt \cdot \quad (4)$

$$\left\{ \begin{aligned} & \left[ \frac{H \cdot l}{EA} + \left( \frac{H}{EA} - \frac{1}{2} \right) \frac{D(H)}{H^2} + \left[ H \cdot (c_h^a - c_h^b) + \left( \alpha \cdot l \cdot \Delta t - \frac{P_n \cdot l}{EA} \right) \right] \right] = 0; \\ & \left\{ \begin{aligned} & \left( \frac{th(al) - al}{H \cdot l \cdot th(al)} - c_\varphi^a \right) \cdot M^a - \frac{sh(al) - al}{H \cdot l \cdot sh(al)} \cdot M^b = - \frac{dv}{dx} \Big|_{x=0; M^a=0; M^b=0}; \\ & \frac{sh(al) - al}{H \cdot l \cdot sh(al)} \cdot M^a - \left( \frac{th(al) - al}{H \cdot l \cdot th(al)} - c_\varphi^b \right) \cdot M^b = - \frac{dv}{dx} \Big|_{x=l; M^a=0; M^b=0}, \end{aligned} \right. \end{aligned} \right. \quad (5)$$

где  $D(q, H) = \int_0^l \left( R_b - \int_0^x q(t)dt - \frac{1}{l} (M^a - M^b) - \frac{dM_s}{dx} \right)^2 dx$  – силовая характеристика стержня;



$c_u^a, c_u^b, c_\varphi^a, c_\varphi^b$  – коэффициенты линейной и угловой податливости левой и правой опор стержня соответственно;  $l$  – длина стержня;  $\alpha$  – коэффициент линейного расширения стали;  $\Delta t$  – расчетный перепад температуры.

Основное достоинство функции прогибов (2), изгибающих моментов (2) а также ее производных в том, что они непрерывны и дифференцируемы. Это позволило в [1] на основании равенства полных линейных и угловых деформаций разработать систему трех разрешающих уравнений в замкнутом виде относительно входящих в них неизвестных – распора  $H$  и опорных моментов  $M^a, M^b$  в виде

При известных значениях  $M^a$  и  $M^b$  вертикальные реакции  $V^a$  и  $V^b$  равны

$$V^a = R_b - \frac{1}{l}(M^a - M^b); \quad V^b = \int_0^l q(t)dt - V^a. \quad (6)$$

После расчета всех стержней в основной системе рамы по уравнениям (5), есть возможность с учетом (6) сформировать вектор  $\{P_s\}$  в локальной системе координат. Тогда векторы  $\{P_s\}$  вычислим в глобальной системе координат так

$$\{P_s\} = [T_\alpha]^T \cdot \{P'_s\}, \quad (7)$$

а связь реакций узлов всей системы  $\{r\}$  (2) с реакциями и перемещениями концов ее элементов  $\{\delta'\}$  может быть определены по формуле

$$\{r\} = [T_\alpha]^T \cdot \{r'\} = [T_\alpha]^T \cdot \{ [K'] \cdot \{\delta'\} \} = [T_\alpha]^T \cdot [K'] \cdot [T_\alpha] \cdot \{\delta\}, \quad (9)$$

Вектор перемещений в глобальной системе координат вычисляем по выражению

$$\{\Delta\} = [K^*]^{-1} \cdot (\{P_u^*\} + \{P_s^*\}), \quad (10)$$

Действительные реакции  $\{r'\}$  по концам каждого стержня рамы в местной системе координат рамы в свободной от связей системе рамы равны

$$\{r'\} = [K'] \cdot [T_\alpha] \cdot \{\Delta\} - \{P'_s\}. \quad (11)$$

Искомые перемещения и изгибающие моменты вычисляем по уравнениям (2) и (3).

**Программа расчета стержневых систем CsdCAD в MathCAD.** Выбирается основная система расчетной модели путем наложения требуемого количества связей. Вводят информацию о количестве узлов системы, количестве стержней системы, их жесткостях. Вводят координаты узлов, коэффициенты линейной и угловой податливости начала и конца каждого стержня, узловые и распределенные на стержнях вертикальные нагрузки. Далее начинается работа программы: исходные данные преобразуются к требуемому виду, определяются длины элементов и углы наклона каждого стержня по отношению к положительному направлению оси  $x$ , формируется вектор  $\{FE_{geom.}\}$ , формируется и решается для каждого стержня с распределенной нагрузкой система нелинейных уравнений (5), позволяющая определить вектор опорных реакций  $\{P'_s\}$ . Формируется матрица преобразований координат и диагональная матрица  $\{E\}$ , необходимая для вычеркивания столбцов и строк из матрицы жесткости всей системы, формируется вектор узловых нагрузок  $\{P_u\}$ , и вектор опорных реакций стержней  $\{P'_s\}$  по (8), которые в сумме дают вектор нагрузок  $\{P\}$ . Затем формируется матрица жесткости всей системы  $K_0$ . Алгоритм формирования матрицы жесткости всей системы показан на рисунке 2. Сначала формируется матрица жесткостей  $[K_0]$  без учета связей в узлах системы. Затем, путем умножения матрицы  $[K_0]$  на диагональную матрицу  $[E]$ , формируется вектор  $\{K_{so}\}$ , содержащий окончательную матрицу внешней жесткостей  $[T]$  и две вспомогательные матрицы  $[S]$  и  $[Q]$ , необходимые для работы вычислительного ядра программы. Далее решается уточненная матричная система уравнений (1). В результате, определяются перемещения узлов и усилия в стержнях системы, и формируются результаты в графическом виде средствами графических построений.

```

K0 := for s ∈ 1 .. (cols(XY) · 3)
      for n ∈ 1 .. (cols(XY) · 3)
        Ts,n ← 0
      for q ∈ 1 .. cols(FE)
        EI ← RGDT1,q
        EA ← RGDT2,q
        l ← FEgeom1,q
        a ← FEgeom2,q
        Ksl ← KE(EA, EI, a, l)1, FEtype1,q
        i ← FE1,q
        j ← FE2,q
        f(n) ← 3 · (n - 1)
        (a b c) ← [(f(i) + 1) (f(i) + 2) (f(i) + 3)]
        (x y z) ← [(f(j) + 1) (f(j) + 2) (f(j) + 3)]
        for k ∈ a, b, c, x, y, z
          for t ∈ a, b, c, x, y, z
            p ← (k - f(i)) if k = a ∨ k = b ∨ k = c
            p ← (k - f(j) + 3) if k = x ∨ k = y ∨ k = z otherwise
            m ← (t - f(i)) if t = a ∨ t = b ∨ t = c
            m ← (t - f(j) + 3) if t = x ∨ t = y ∨ t = z otherwise
            Tk,t ← Tk,t + Kslp,m
      T

Ksol := q ← 1
        s ← 1
        for i ∈ 1 .. cols(Ej)
          if E1,i = 1
            Qq,i ← i
            q ← q + 1
          for i ∈ 1 .. rows(Q)
            Si,i ← Pq(Qi,i), i
            for j ∈ 1 .. rows(Q)
              Tj,i ← K0(Qi,i), (Qj,i)
        ( T )
        ( S )
        ( Q )

```

Рисунок 2 – Алгоритм формирования глобальной матрицы жесткостей

**Примеры расчета рам по программе CsdCAD.** По разработанной программе в статье представлены две расчетные модели рам и показаны результаты их расчета рам стержней, нагруженных равномерно распределённой нагрузкой. Результаты расчета изложены в таблицах 1 и 2.

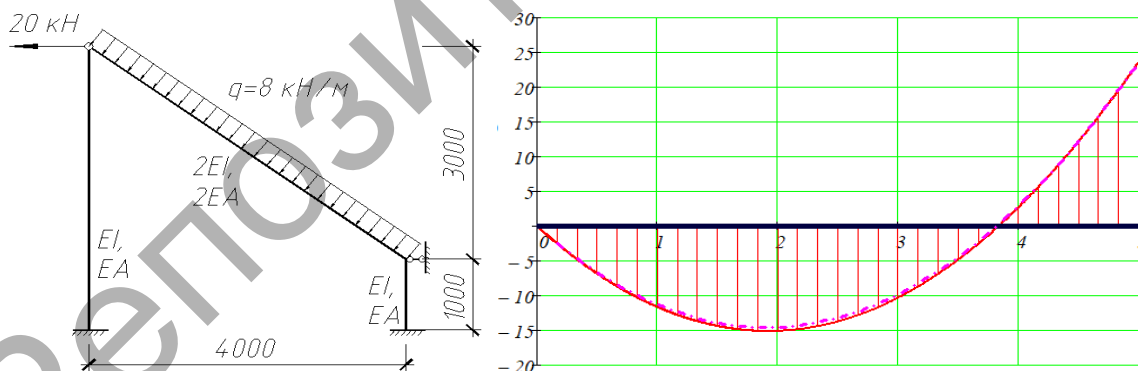


Рисунок 3 – Расчетная схема рамы и эпюры изгибающих моментов в стержне, нагруженном поперечной распределенной нагрузкой [2]

Таблица 1 – Результаты расчета рамы [2], представленной на рисунке 3

Условия деформирования стержня рамы с учетом продольных деформаций	$M_{T1}$ , кНм	$M_{T2}$ , кНм	$M_{T3}$ , кНм	$M_{T4}$ , кНм	$M_{T5}$ , кНм
Расчет выполнен по МКЭ, [2, стр. 52] при $EI=1000$ кНм <sup>2</sup> , $EA=10000$ кН	11.288	14.575	9.863	-2.849	-23.562
Расчет по разработанной программе при $EI=1000$ кНм <sup>2</sup> , $EA=10000$ кН	11.648	15.105	10.308	-2.652	-23.566

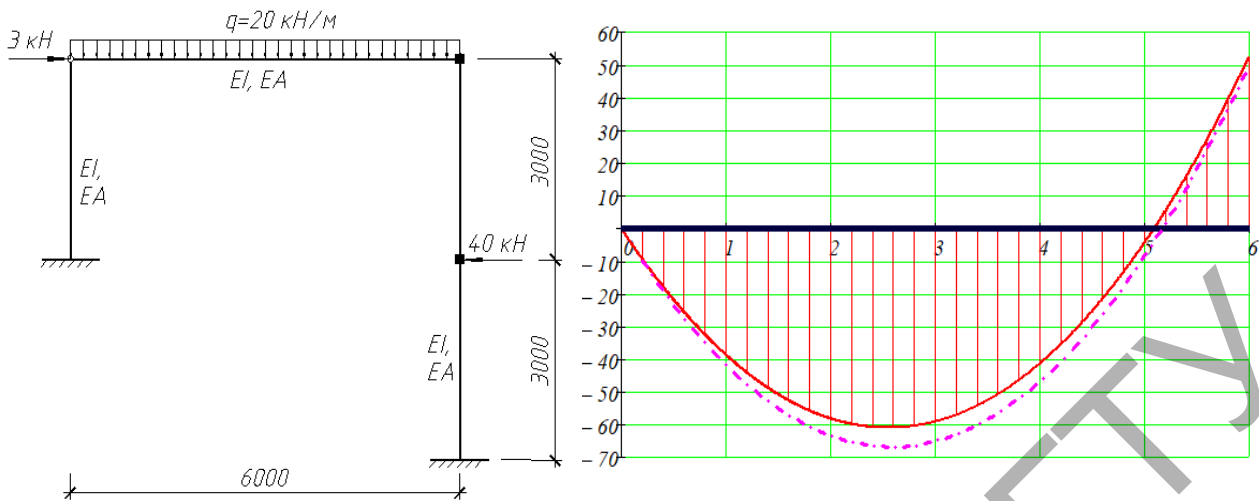
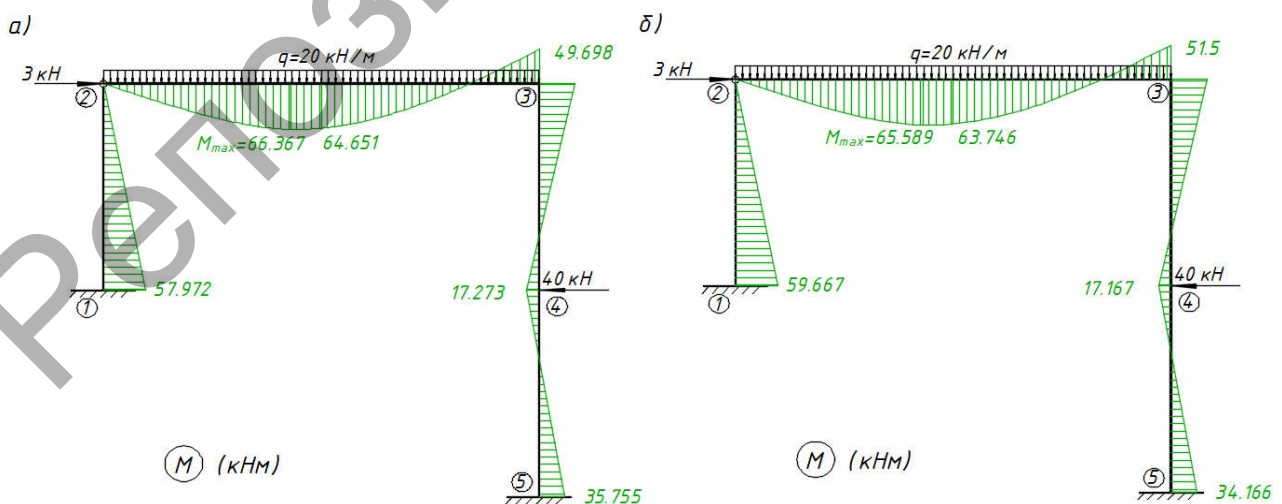


Рисунок 4 – Расчетная схема рамы и эпюры изгибающих моментов в стержне, загруженном поперечной распределенной нагрузкой [3, стр. 368]

Таблица 2 – Результаты расчета (рисунок 3) по разработанной программе

Условия деформирования стержня рамы	$M_{T1}$ , кНм	$M_{T2}$ , кНм	$M_{T3}$ , кНм	$M_{T4}$ , кНм	$M_{T5}$ , кНм	$M_{T6}$ , кНм
Без учета продольных деформаций при $EA=10000$ кН	41.717	63.435	65.152	46.87	8.587	-49.695
С учетом продольных деформаций при $EA=10000$ кН	38.680	58.225	59.079	41.262	4.361	-52.477

Результаты расчета всех стержней рамы без учета продольных деформаций и с учетом продольных деформаций всех ее стержней, представлен на эпюрах изгибающих моментов (рисунок 5).



а) – расчет без учета продольных деформаций; б) – тоже с учетом продольных деформаций  
Рисунок 5 – Эпюры изгибающих моментов по результатам расчета программы

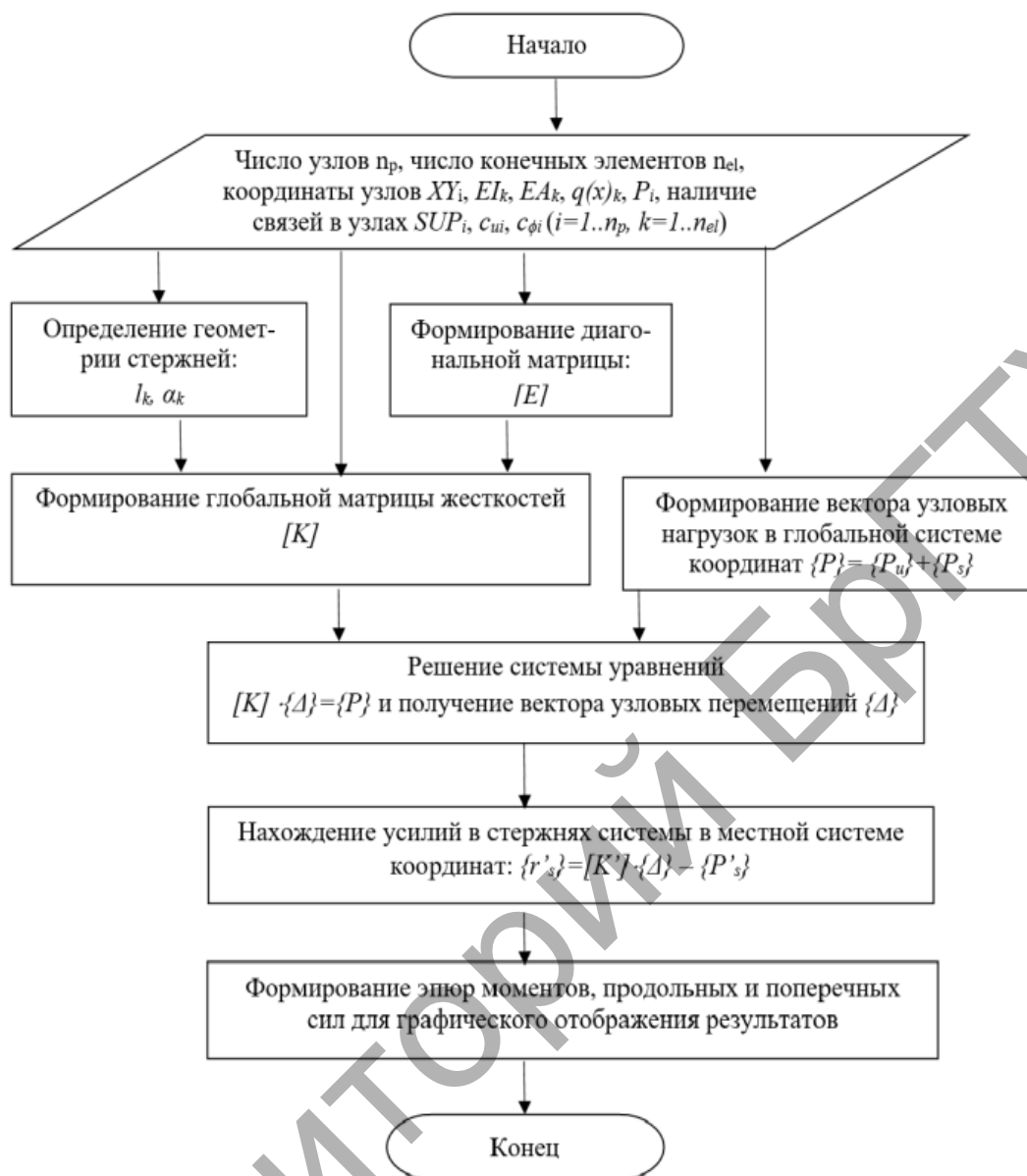


Рисунок 6 – Блок-схема алгоритма и компьютерной программы CsdCAD

Сравнительный анализ результатов расчета показал высокую точность разработанного нами алгоритма и компьютерной программы CsdCAD, что легко доказать сравнив результаты, представленные на рисунке 4.4 с результатами, полученными док. тех.наук, профессором А.А. Борисевичем [3, рис. 9.40].

Общая схема работы алгоритма и компьютерной программы CsdCAD видна из анализа блок-схемы, представленной на рисунке 6.

**Заключение.** В статье изложена аналитико-численная методика расчета плоских стержневых систем произвольной геометрической структуры, построенная на основе разрешающих уравнений в аналитической форме для прямолинейного гибкого стержня [1], разработанном алгоритме в матричной форме, и численной его реализации в компьютерной программе CsdCAD средствами программирования PTS MathCAD.

Компьютерная программа CsdCAD, разработанная средствами программирования математической среды PTS MathCAD, содержит три функционально увязанные между собой части (см. блок-схему программы на рисунке 6): блок ввода исходной информации; вычислительное ядро программы; блок обработки результатов расчета. Наибольшую ценность компьютерной программы представляет вычислительное ядро, в котором реализован алгоритм вы-

числительных и логических процедур, разработанных на основе теоретических исследований, изложенных в статье [1].

Достоинство программы CsdCAD обоснованно системой нелинейных разрезающих уравнений (5), которая позволила не только учесть влияние продольных деформаций стержневой системы сложной геометрической структуры, но и выполнить расчет *отдельных стержней* в принятой основной системе по деформированной схеме, а после вычисления опорных реакций в узлах системы, позволила с *аналитической точностью вычислять перемещения и внутренние усилия в ее стержнях*. Сказанное подтверждают результаты многочисленных примеров, рассчитанных по компьютерной программ CsdCAD, два из которых приведены в настоящей работе.

Кроме того, разработанная методика расчета, алгоритм расчета и его реализация в компьютерной программе средствами программирования PTS MathCAD открывают возможность автору работы продолжать научные исследования с целью построения алгоритма и последующей его реализацией в компьютерной программе, позволяющей с аналитической точностью выполнять расчет моделей стержневых систем сложной геометрической структуры по деформационной схеме равновесия. Это позволит предельно близко приблизить расчетные их модели к конструктивным стержневым системам сложной геометрической структуры, обладающие повышенной деформативностью.

#### Список источников

1. Уласевич, В.П. Статический расчет гибких стержневых систем сложной геометрической структуры методом деформаций / В.П. Уласевич // Вестник БрГТУ. – 2018. № 1(109): Строительство и архитектура. – С. 73–77.
2. Игнатюк, В.И. Метод конечных элементов в расчетах стержневых систем: учебное пособие / В.И. Игнатюк. – Брест: БрГТУ, 2004. – 172 с.
3. Борисевич, А.А. Строительная механика: учебное пособие для вузов / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – Минск: БНТУ, 2007. – 821 с.

**БЕССТРОПИЛЬНЫЕ МОДЕЛИ ДВУХСКАТНЫХ КРЫШ ИЗ ПЛОСКИХ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ ТИПА МІС**

Уласевич В.П., Сидорук А.В.

**Введение**

Капитальное строительство гражданских и промышленных зданий чаще всего сопровождается существенными материальными и временными затратами, необходимыми для их введения. Опыт строительства зданий и анализ выполненных работ по обследованию несущих конструкций зданий указывает на то, что общие их затраты в условиях длительной эксплуатации существенно зависят от затрат на покрытие и кровлю. Так по данным [1] при усредненном сроке службы фундаментов, каменных стен и железобетонных перекрытий в 150 лет, кровля из рулонных материалов в 2÷3 слоя может эксплуатироваться без ремонта не более 12 лет. В практике проектирования наибольшее применение нашли двухскатные крыши, основными несущими элементами которых являются деревянные стропила с обрешеткой, на которые опирается кровельный настил в виде металлочерепицы. Недостатком такого решения крыши следует считать их высокую трудоемкость и стоимость, а также повышенную склонность к возгоранию при относительно низкой долговечности.

С учетом сказанного, поиск инновационных конструктивных решений конструктивных схем двухскатных крыш – задача актуальная как в теоретическом, так и в практическом плане. В данной работе ставится задача – исследовать целесообразность и возможность использования стальных тонкостенных холодногнутых профилей корпорации M.I.C. Industries Inc (США) [2, 3] или ее аналогов в конструктивных схемах двухскатных крыш.

**1. Стальные тонкостенные холодноформованные профили**

В настоящее время в строительстве во многих странах мира получили широкое распространение стальные тонкостенные холодноформованные профили (СТХП). Этому способствовали автоматизированные технологии, разработанные в настоящее время рядом зарубежных фирм для изготовления СТХП из рулонной тонколистовой оцинкованной стали, применяемых в строительстве бескаркасных арочных зданий [1]. Мировым лидером здесь является корпорация M.I.C. Industries Inc (MІС) с ее производством мобильных комплексов автоматических строительных машин (АСМ), позволяющим готовить СТХП в две стадии: на первой – изготавливается прямолинейный профиль; на второй – прямолинейный профиль изгибается по заданному радиусу кривизны [2], [3]. Особенность профилей MІС, отличающая их от традиционных профилированных настилов – наличие фальцевых кромок, позволяющих соединять профили между собой по длине закаткой фальцевого замка с помощью забортовочной машины, входящей в комплект АСМ, а также технология их изготовления непосредственно на строительной площадке на специальном технологическом оборудовании.

Оборудование и технологии MІС первоначально получили распространение в армии США для строительства всевозможных укрытий в виде бескаркасных арочных зданий. В последующем бескаркасные арочные здания стали широко использоваться почти во всех отраслях народного хозяйства в качестве построек производственного и сельскохозяйственного назначения.

Корпорацией MІС были разработаны и до настоящего времени успешно используются два типа СТХП: корытообразный профиль MІС-120 и трапецеидальный MІС-240, оба прямолинейного (рисунок 1) и криволинейного очертания.

Эффективность и надежность их настолько обоснована и подтверждена практикой строительства, что в РФ [4, 5], КНР [6] и других странах создано оборудование в виде аналогов АСМ, позволяющее изготавливать профили типа MІС. Постоянно совершенствуются методы оценки их напряженно-деформированного состояния (НДС), ведется поиск новых конструктивных схем использования их при строительстве зданий различного функционального назначения.

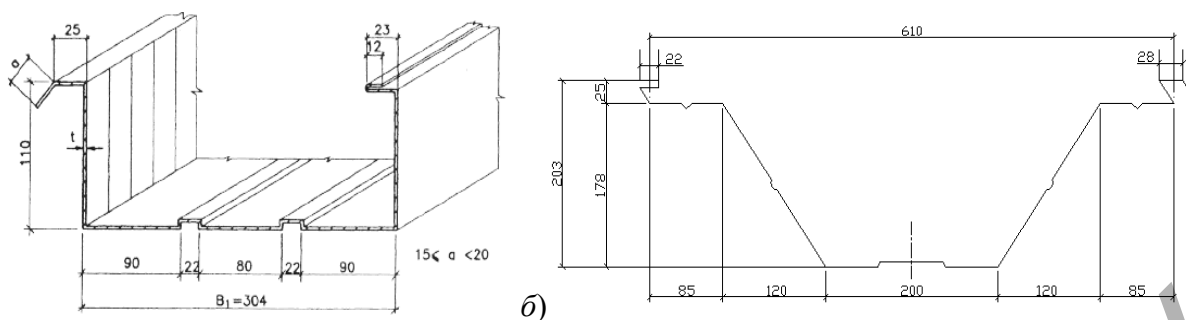


Рисунок 1 – Схема сечений прямолинейных СТХП типа М1С:  
а) – профиль М1С-120; б) – профиль М1С-240

Широкое применение СТХП типа М1С в строительстве бескаркасных арочных зданий получили благодаря ряду преимуществ в сравнении с другими строительными конструкциями и технологиями. Важнейшие из них:

- высокие темпы строительства и достаточно низкая себестоимость;
- изготовление профилей непосредственно на стройплощадке;
- высокая несущая способность бескаркасного часторебристого профиля;
- совмещение несущих и ограждающих функций арочного свода;
- низкая стоимость фундамента под бескаркасное здание;
- повышенная долговечность в процессе эксплуатации (40 ÷ 50 лет).

Указанные преимущества стимулировали проектировщиков обратить внимание на возможность применения технологии строительства бескаркасных зданий из СТХП в строительстве покрытий традиционных жилых и производственных зданий.

Однако применение часторебристых СТХП в покрытиях зданий (в том числе и профилей типа М1С) требует учета особенностей их работы:

а) Обосновать возможность переноса цилиндрического (арочного) свода в виде бескаркасного арочного здания, опирающегося непосредственно на фундамент, на отметку покрытия здания. Такая возможность доказана нами в [7, 8], где впервые показано наличие у свода-оболочки сдвиговой жесткости, учет которой дает возможность облегчить восприятие распора в виде сплошной нагрузки участками опорных конструкций покрытия между закрепленными точками. Это позволяет организовать его восприятие дискретно путем установки в точках с заданным шагом затяжки. Кроме того, наличие у арочного свода сдвиговой жесткости позволило обосновать применение для его расчета стержневую модель эффектов воздействий [9].

б) Разработать конструктивное решение, обеспечивающее успешную передачу распора свода-оболочки на несущий каркас здания. Такое конструктивное решение нами разработано и защищено патентом на полезную модель [10].

в) Разработать деформационный метод расчета часторебристых цилиндрических сводов-оболочек из СТХП с отношением стрелы подъема  $f$  к пролету  $l$  в пределах  $f/l=(1/8 \div 1/12)$ , учитывающий их геометрическую нелинейность. Такой метод разработан Д.А. Ждановым на основе теории деформационного расчета пологих распорных систем [11] и реализован в компьютерной программе *StarsCAD* [12]. Здесь важно отметить, что программа *StarsCAD* позволяет описывать и рассчитывать по деформированной схеме весь спектр расчетных моделей пологих распорных систем из СТХП с геометрией в виде криволинейного очертания (арочных, висячих), а также прямолинейного очертания (работающих по схеме сжато-изогнутых или растянуто-изогнутых стержней). Это дает возможность рассматривать программу *StarsCAD* в руках проектировщика как виртуальный инструмент.

## 2. СТХП типа М1С в безстропильных скатных крышах зданий

Форма скатных крыш зданий, чаще всего, образуется стропильной системой. *Стропильная система* – это несущая конструкция крыши, представляющая собой систему из прямолинейных стержней, изготовленных из деревянных брусьев прямоугольного сечения или из металлических профилей, и объединенных в геометрически неизменяемую конструктивную схему. В традиционном понимании двухскатной крыши здания основными ее несущими

конструктивными элементами являются *стропила*, предназначенные для опирания на них ограждающей конструкции крыши – кровли. В зависимости от способа установки стропил и особенностей их работы в несущем каркасе двухскатной крыши, стропила принято подразделять на *наклонные* и *висячие*. Работа стропил, как основной части несущей конструктивной системы двухскатной крыши, под воздействием нагрузки, и оценка ее несущей способности может быть определена только расчетом ее *расчетной модели*. Отсюда важнейшая задача проектировщика – уметь назначить *эффективную конструктивную схему двухскатной крыши* и назначить для нее *расчетную модель*, предельно близко отражающую действительное напряженно-деформированное состояние конструктивной системы крыши под воздействиями.

С позиций такой исторически сложившейся классификации стропил, как основных несущих элементов скатных крыш, и рассмотрим особенности их расчетных моделей.

**Двухскатные модели крыши с наклонными стропилами.** Наклонные стропила скатных крыш получили свое название от слова «наклонить».

Если в двухскатных конструктивных схемах крыш один конец стропила закреплен на специальной *подстропильной конструкции*, установленной по внутренней стене, а другой лежит на конструкции внешней стены, допуская свободное горизонтальное его смещение, образуется *безраспорная наклонная система*. В этом случае стропила работают по балочной схеме, испытывая только изгиб. Возможные ее расчетные модели для этого случая представлены на рисунке 2.

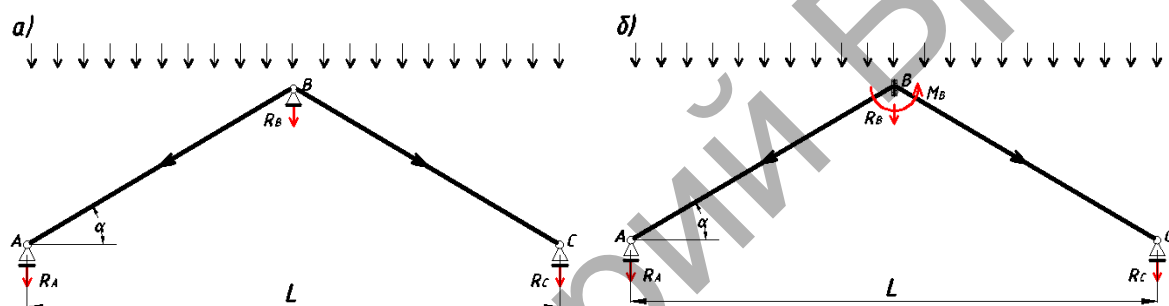


Рисунок 2 – Модель двухскатной крыши с безраспорной схемой наклонных стропил

В практике проектирования нашли применение три конструктивные схемы **двухскатных безраспорных наклонных систем крыши**:

- Конструктивная схема с неподвижным закреплением нижних концов стропил к наружной части стены, а верхние их концы допускают горизонтальное перемещение (рисунок 2а), и поэтому работающие практически только на изгиб;

- Конструктивная схема с подвижным закреплением нижнего конца стропил к наружной части стены, а верхние их концы соединены между собой шарнирно, но не допускают горизонтальных и вертикальных перемещений (рисунок 2а), а поэтому такая расчетная схема является также безраспорной, стропила которой работают главным образом на изгиб по схеме простой балки на разновысоких опорах;

- Конструктивная схема с подвижным закреплением нижних концов стропил к наружной части стены, но у которой верхние их концы соединены между собой жестко и не допускают горизонтальные и вертикальные перемещения. В этом случае в коньковом узле появляется опорный изгибающий момент, и за счет этого по длинам стропил уменьшаются максимальные величины их прогибов, а также связанных с ними изгибающих моментов и поперечных сил (рисунок 2б).

Здесь важно отметить, что во всех указанных выше конструктивных схемах **двухскатных безраспорных наклонных систем крыши** при построении их расчетных моделей воздействий должно соблюдаться следующее правило: один конец стропильного стержня делается горизонтально подвижным, а другой, объединенный в верхний узел, не допускает линейные перемещения, но может допускать или не допускать поворот узла *B*.

Если в двухскатной системе с наклонными стропилами оба конца стропил закреплены неподвижно, то образуется **распорная конструктивная система**, в которой стропила под воздействи-



ем вертикальной поперечной нагрузки испытывают совместное воздействие растягивающей продольной силы и изгибающих моментов по длине стропил (рисунок 3а).

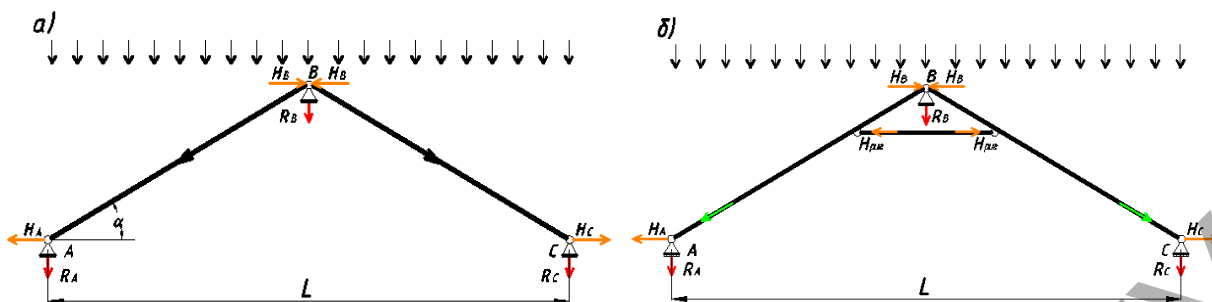


Рисунок 3 – Модель двухскатной крыши с распорной схемой наслонных стропил

Если необходимо уменьшить величину распора  $H_A$ , а также величину изгибающего момента, то можно установить ниже узла  $B$  распорку (рисунок 3б). Если необходимо уменьшить изгибающий момент по длине стропильного стержня, то этого можно достичь либо путем жесткого сопряжения стропильных стержней между собой над узлом  $B$  (рисунок 3б), либо жестко соединив также и нижние концы стропильных стержней с неподвижными опорными узлами  $A$  и  $C$ .

**Двухскатные модели крыш с висячими стропилами.** Двухскатные конструктивные схемы крыш с висячими стропилами конструктивно представляют собой треугольные арочные стержневые системы. Их основные расчетные модели в виде треугольной арки с затяжкой представлены на рисунке 4.

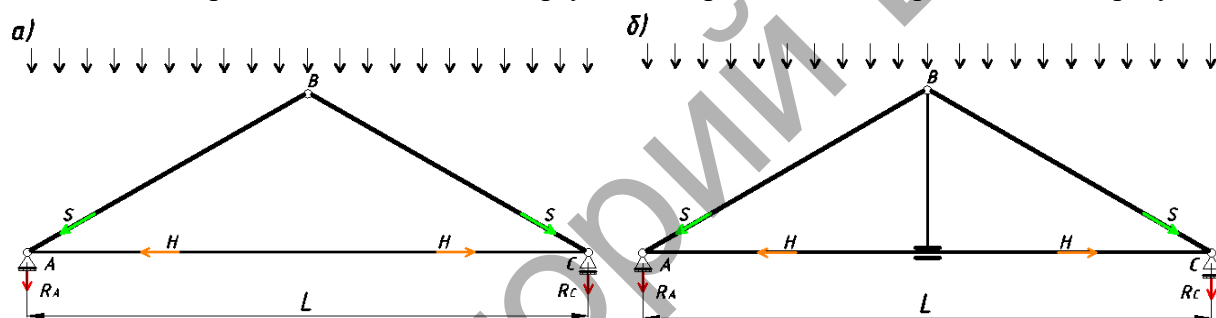


Рисунок 4 – Двухскатные модели крыш с висячими стропилами

а) – в виде треугольной арки с затяжкой; б) – тоже, но затяжка с подвеской

Главная особенность их расчетных моделей – наличие значительной величины горизонтальной составляющей опорных реакций (распора). Для восприятия распора устанавливают затяжку, что делает **двухскатные модели крыш с висячими стропилами** внешне безраспорными системами. Кроме того, у двухскатных моделей крыш с висячими стропилами затяжка может иметь значительную длину. Поэтому, не смотря на то, что ей не грозит потеря устойчивости, так как она работает главным образом на растяжение, ее подвешивают к верхнему узлу с помощью подвески, работающей на растяжение.

Недостаток **двухскатные модели крыш с висячими стропилами** – работа стропильных стержней этой распорной системы на сжатие с изгибом. Поэтому при оценке их предельных состояний необходима проверка их на устойчивость как сжато-изогнутых стержней. Поскольку их устойчивость значительно зависит от величины максимального изгибающего момента по длине стропильного стержня, конструктивные приемы с целью уменьшить величину изгибающего момента могут быть использованы такие же, как и рассмотренные нами ранее для **двухскатных крыш зданий с распорной схемой наслонных стропил**.

**К применению плоских часторобристых СТХП в двухскатных крышах зданий.** Плоские часторобристые СТХП типа МС-120 и МС-240 изготавливаются на мобильных комплексах автоматических строительных машин (АСМ) корпорации МС как промежуточная продукция, из которой в последующем изготавливаются арочные профили для монтажа из них бескаркасных арочных зданий. При этом, плоские часторобристые СТХП используются для устройства торцовых стен бескаркасных арочных зданий в виде сплошной самонесущей часторобристая плита на всю ширину и высоту торца здания, способной не только воспринимать

расчетное воздействие ветровой нагрузки, но и выполнять ограждающие функции от атмосферных воздействий в виде дождя и снега.

Учитывая их значительную несущую способность представляет научный интерес поиск конструктивных схем для проектирования двухскатных крыш с использованием часторебристых плит из СТХП типа МІС, совмещающих в себе несущие и ограждающие функции, но обладающие повышенной деформативностью, порождающей геометрическую нелинейность их расчетных моделей, а поэтому требующей разработки методики ее учета при расчете.

Предпосылкой к возможности оценки несущей способности *часторебристых плит из СТХП типа МІС*, применяемых для проектирования двухскатных крыш зданий и эффективности их применения является следующее:

- установленное нами наличие сдвиговой жесткости [7, 8], позволяющей, с одной стороны упростить передачу опорных реакций на несущие конструкции здания, а с другой – применять для оценки напряжено-деформированного состояния (НДС) плоскую стержневую модель;
- выполненный анализ расчетных моделей двухскатных крыш приоткрыл возможность применить их в практике проектирования двухскатных крыш из плоских холоднодеформированных СТХП при условии допустимости применения к их расчету стержневой модели;
- наличие деформационного метода расчета [12], реализованного в компьютерной программе *SdCAD*, позволяет использовать ее в качестве инструмента исследований, и поэтому есть возможность выполнить требуемый объем теоретических исследований;
- важен приобретенный опыт проведения экспериментальных исследований и методика их выполнения, изложенные в [13], а также наличие требуемых приборов и оснастки.

Изложенный в данной статье материал содержит основные положения программы проведения предстоящих теоретических и экспериментальных исследований, в которой поставлены следующие основные цели задачи:

- обосновать возможность и практическую достоверность замены пространственной модели часторебристой плиты из СТХП на ее стержневой аналог с использованием *геометрически нелинейной модели эффектов воздействий* (для определения внутренних деформаций и связанных с ними усилий), и модели сопротивления продольно-поперечному изгибу, построенной на методике вычисления эффективных характеристик поперечных сечений СТХП, основы которой заложены в Еврокоде 3;
- для представленных на рисунках 2÷4 расчетных моделей и их возможных модификаций наметить предельно близкие им конструктивные схемы двухскатных крыш из часторебристых плоских СТХП типа МІС и разработать методику их деформационного расчета, учитывающую их повышенную деформативность;
- выполнить теоретическую оценку разработанной методики деформационного расчета двухскатных крыш из плоских СТХП на расчетные атмосферные воздействия, предусмотренные нормами Еврокода, путем проведения аналитических и численных исследований;
- выполнить поиск оптимальных конструктивных решений двухскатных крыш из плоских СТХП по расходу металла, и дать сравнительную оценку их стоимости с двухскатными крышами на несущем каркасе из дерева и кровлей из металлочерепицы с учетом долговечности;
- Разработать методические рекомендации по проектированию скатных крыш из часторебристых СТХП тип МІС с внедрением ее в учебный процесс и практику проектирования.

Результаты некоторых задач из перечисленного перечня решены и будут доложены на конференции.

**ЗАКЛЮЧЕНИЕ.** В статье показана перспективность теоретических и экспериментальных исследований, направленных на разработку конструктивных схем двухскатных крыш жилых и производственных зданий с использованием часторебристых СТХП, экономическую целесообразность их применения в покрытиях жилых и производственных зданий как способных совмещать в себе несущие и ограждающие функции.

Указан перечень целей и задач, намечены пути их решения, построенные на анализе особенностей часторебристых плоских СТХП, указана возможность разработки конструктивных схем двухскатных крыш, совмещающих в себе несущие и ограждающие функции.

В случае успешного решения всех задач, поставленных в данной статье, открывается возможность разработать методику оценки всех предельных состояний, необходимых и достаточных для проектирования конструктивных схем двухскатных крыш зданий из часторебристых плоских стальных тонкостенных холоднодеформированных профилей типа МІС

#### Список источников

1. Рогонский, В.А. Эксплуатационная надежность зданий / В.А.Рогонский и др. – Л.: – Стройиздат. Ленинградское отделение, 1983. – 280 с.

2. Evaluation of K-Span as a Rapidly Erectable Lightweight Mobilization Structure. Construction Engineering / US Army Corps of Engineers Construction Engineering Research Laboratory; D. Briassoulis, A. Kao, S. Sweeney. – Champaign, 1991. – 64 p. – TR M-91/06.

3. M.I.C. Industries [Electronic resource]. – 2014. – Mode of access: <http://www.micindustries.com/>. – Date of access: 09.12.2015.

4. Оборудование для бескаркасного арочного строительства «СФЕРА» компании «Ажур-сталь». – [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа: <http://www.azhurstal.ru/>. – Дата доступа: 10.11.2011.

5. Строительство бескаркасных арочных сооружений на оборудовании «Радуга МБС». – [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа: <http://www.raduga-mbc.ru/>. – Дата доступа: 21.11.2011.

6. Мобильный профилируемый комплекс для профессионального производства бескаркасных арочных конструкций «Арка - 610». – [Электронный ресурс]. – 2014. – Режим доступа: <http://arkarussia.ru/pdf/Catalog.pdf>. – Дата доступа: 15.08.2014.

7. Сидорук, А.В. Численные исследования работы на сдвиг пологих сводов из стальных тонкостенных холодногнутых профилей типа МІС / А.В. Сидорук, В.П. Уласевич // Сборник научн. статей «Традиции, современные проблемы и перспективы развития строительства», Гродно, ГрГУ им. Я.Купалы, 2016. – С. 59-64.

8. Уласевич, В.П. К оценке деформационной модели расчета пологих арочных сводов-оболочек из стальных тонкостенных профилей типа МІС / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов, А.В. Сидорук // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением САПР : сборник статей Международной научно-технической конференции, Брест, 30-31 марта 2017 г. / БрГТУ; редкол.: Семенюк С.М. [и др.]. – Брест, 2017. – С. 161–168.

9. Уласевич, В.П. Деформационный расчет бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестник БрГТУ. – 2015. – № 1(91): Строительство и архитектура. – С. 66 – 73.

10. Патент на полезную модель «Арочный блок покрытия» ВУ 11691 / В.П.Уласевич, Д.А.Жданов, К.Ю.Пула. – Дата публикации 30.06.2018. – Режим доступа: <http://belgospatent.by>. – Дата доступа: 30.06.2018.

11. Уласевич, В.П. Деформационный расчет и исследование напряженно-деформированных состояний пологих однопоясных распорных систем: автореф. дис. ...канд. техн. наук: 01.02.03 / В.П. Уласевич; ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1984. – 24 с.

12. Уласевич, В.П. Алгоритм пользовательского интерфейса деформационного метода расчета гибких стержневых систем в среде MathCAD / В.П. Уласевич, Н.В. Бочарова, О.В. Костюк // Вестник БрГТУ. – 2010. № 5(65) Физика, математика, информатика. – С. 107–111.

13. Жданов, Д.А. Деформационный метод расчета бескаркасных арочных покрытий из ребристых СТХП: автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.А. Жданов; БрГТУ. – Брест, 2018. – 24 с.

## МОДЕЛИРОВАНИЕ УСТРОЙСТВА ДЛЯ МНОГОКРАТНЫХ ИСПЫТАНИЙ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

Шабанов Д.Н., Ягубкин А.Н., Зябкин Е.А., Хватынец В.А., Трамбицкий Е.А.

**Введение.** Для изготовления предварительно напряженных конструкций, армированных композитной арматурой периодического профиля в заводских условиях, препятствием является отсутствие захватных приспособлений и оснастки. Существующая методика испытаний стеклопластиковой арматуры с применением эпоксидной смолы имеет целый ряд недостатков.

Создание прототипа разборного концевого зажима для стеклопластиковой арматуры периодического профиля является востребованной и актуальной темой на сегодняшний день. Наиболее простым способом проверки работоспособности и надежности спроектированных зажимов является создание опытных образцов с последующим испытанием в реальных условиях.

Однако натурные испытания с помощью физических прототипов являются длительными и затратными, поэтому, первым шагом данной работы стало создание модели концевого зажима и ее виртуального испытания с применением современных систем инженерного анализа, САЕ (Computer - Aided Engineering), а именно в программных комплексах Ansys SpaceClaim и T-FLEX CAD. Данные комплексы позволяют создать требуемую модель захватного устройства, а затем численными методами решить задачи для определения ее физико-механических свойств [1].

**Основная часть.** При помощи системы автоматизированного проектирования Ansys SpaceClaim был смоделирован концевой зажим для стеклопластиковой арматуры периодического профиля (рис. 1). Данный зажим предлагается использовать в устройствах, где необходимо получить значительное усилие зажима или изменить его направление, что позволит увеличивать и изменять направление передаваемой силы.

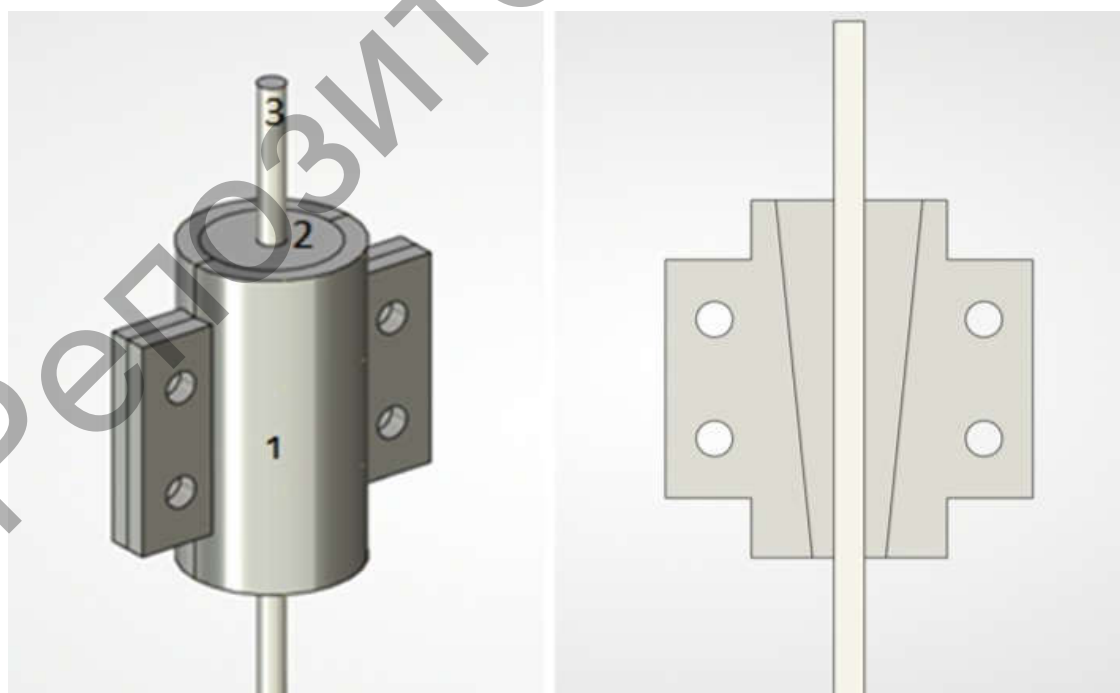


Рисунок 1- Модель концевых зажимов созданная в программном комплексе ANSYS SpaceClaim

Разработанное устройство для испытания композитной арматуры состоит из двух пластин (1), установленных по концам композитной арматуры, внутри которых расположены клинья (2), обжимающие композитную арматуру (3), исключая возможные возникновения концентраторов напряжений.

Чтобы обеспечить сдерживающее усилие, поверхность клина внутри зажима должна создавать необходимое сопротивление на контактной поверхности, возникающее в результате пластической деформации композитной арматуры, когда она перемещается относительно клиньев, что дополняет силу трения. Практика показала преимущество клиновых зажимов по сравнению с другими видами захватных устройств.

Особенность конструктивного исполнения зажима состоит в разборности элементов конструкции, что обеспечивает многократность его использования. Задача состоит в снижении затрат на производство цементно-бетонных изделий, армированных композитной арматурой периодического профиля.

Согласно выдвинутой гипотезе, использование данного устройства позволит повысить достоверность полученных результатов при испытании стеклопластиковой арматуры периодического профиля за счет отсутствия разрушения в местах зажима стержней.

Следующим шагом стало виртуальное испытание полученной нами модели в условиях своей предполагаемой работы. При отсутствии физических образцов, компьютерная симуляция позволила существенно сократить количество первичных экспериментов, подобрав оптимальные параметры конструкции зажима.

Таким образом, перед созданием твердотельного прототипа, в программном комплексе T-FLEXCAD была построена и испытана модель концевых зажимов для стеклопластиковой арматуры (рис. 2).

Задача\_1 [Прочность]  
Перемещения, модуль, м  
Масштаб перемещений: 11387.40

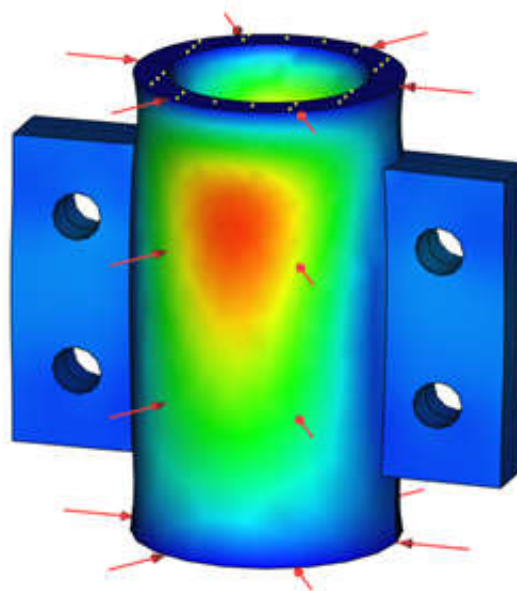


Рисунок 2 - Напряженно-деформированное состояние концевых зажимов созданное в программном комплексе T-FLEX CAD

Результаты виртуальных испытаний позволили проследить развитие внутренних напряжений в испытуемом концевом зажиме при заданных условиях работы и оптимизировать параметры его конструкции.

С учетом специфики и параметров разрывного оборудования, для дальнейшего производства твердотельной модели зажима были выбраны следующие геометрические характеристики клиньев:

- ширина усеченного клина (верхняя) – 24 мм.
- ширина усеченного клина (нижняя) – 14 мм.
- длина усеченного клинового основания – 33 мм.

Параметры корпуса были подобраны в соответствии с полученными размерами клиньев.

Кроме того, было решено применить численный метод исследований, когда результаты виртуальных испытаний дополняются результатами математического моделирования, которые недостижимы в натурном эксперименте [4]. В этом случае достоверность результатов автоматически подтверждается корреляцией полученного решения с экспериментальным.

**Упругие и пластические аналитические решения.** На начальном этапе вдавливания клиновидного пуансона ( $h \rightarrow 0$ ) с плоским основанием можно использовать для решения линейной упругой задачи давления пуансона с прямоугольным основанием на полупространстве [8,9]:

$$F = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{\sqrt{wl}}{m} h ;$$

где  $E = 210$  ГПа – модуль Юнга,  $\nu = 0,3$  – коэффициент Пуассона,  $w = 0,024$  м. – ширина усеченного клина,  $l = 0,033$  м. – длина усеченного клинового основания,  $m$  - параметр, определяемый как отношение сторон основания (если  $l/w = 1,375$   $m = 0,95$ , рис.3).

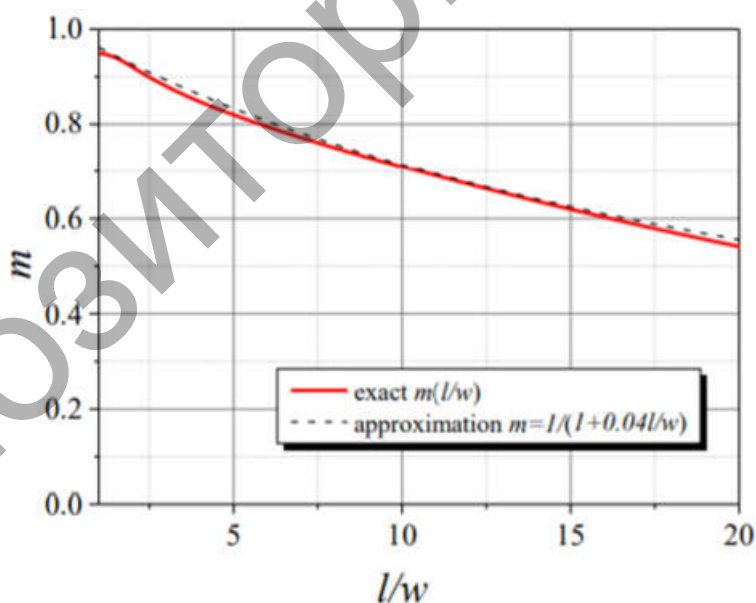


Рисунок 3 - Параметр  $m$  в уравнении по отношению к базовой стороне  $l/w = 1,375$

Уравнение было получено путем обобщения решения задачи Буссинеска на действие нормальной сосредоточенной силы на поверхности упругого полупространства. Следует отметить, что решение получено на основе предположения о бесконечно малой механике, где малые деформации предполагаются и разность между фактическими и эталонными конфигурациями пренебрегают. В этом случае форма поверхности клина не имеет решающего значения, необходимы только размеры усеченных клиновых оснований.

Решение справедливо только для очень слабых сил вдавливания и, следовательно, для неглубоких глубин проникновения ( $h \Rightarrow 0$ ), когда пластичной зоной и контактом на лицевой стороне клина можно пренебречь. Когда получено решение, предполагается, что контактное давление равномерно распределено, не было трения, а  $(h)$  принималось за среднее значение смещения. Такие условия не имеют решающего значения, так как в отличие от решения для жесткого пуансона (постоянные смещения и переменные контактные давления) составляет около 8% [8].

На следующем этапе был создан прототип концевого зажима для испытания и получения предварительно напряженной композитной арматуры периодического профиля (рис. 4).



Рисунок 4 - Прототип концевого зажима для испытания и получения предварительно напряженной композитной арматуры периодического профиля

Данная твердотельная модель была изготовлена согласно оптимизированным параметрам компьютерного и математического моделирования и требует дальнейших натурных испытаний с целью доработки и улучшения в своих реальных условиях эксплуатации.

**Выводы.** Используя системы автоматизированного проектирования, при помощи программных комплексов Ansys SpaceClaim и T-FLEXCAD, была построена и испытана виртуальная модель концевых зажимов для стеклопластиковой арматуры. Областью применения спроектированной модели являются устройства, где требуется получить или изменить направление значительного усилия зажима.

По результатам компьютерного моделирования, был создан прототип концевого зажима для стеклопластиковой арматуры. В дальнейшем, планируется использовать данный прототип для испытаний и получения предварительно напряженной композитной арматуры периодического профиля.

CAE относятся к разряду наукоемких систем, которые непрерывно развиваются. С каждым днём разрабатываются новые и более совершенные алгоритмы вычислений, одним из средств использующих это является компьютерное моделирование. Оно сочетает в себе теоретические и практические методы исследования, тем самым упрощая научный процесс.

#### Список источников

1. BIM-технологии. Опыт внедрения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ais.by/article/bim-tehnologii-opyt-vnedreniya>. – Дата доступа: 25.09.2018.
2. Эффективная Россия. Производительность как фундамент роста [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://dikipedia.ru/document/1727932>. – Дата доступа: 27.09.2018.

3. Строительный 3D-принтер. Новая технология строительства домов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://fb.ru/article/257514/stroitelnyiy-d-printer-novaya-tehnologiya-stroitelstva-domov>. – Дата доступа: 27.09.2018.

4. Куликовский, Д.П. Повышение рентабельности проектно-строительного производства в условиях применения технологии информационного моделирования (BIM). Новая роль архитектора/проектировщика // Архитектура и строительство. – 2015. – №2.

5. Бабичев, С.В. Особенности организации вычислительного эксперимента по формированию шейки цилиндрического образца при растяжении // Известия ВолгГТУ. – 2005. – №3 (12).

6. Шабанов, Д.Н. Эра технологий в современном строительстве // Сборник статей республиканского научно-технического семинара. Актуальные проблемы архитектурного Белорусского Подвинья и сопредельных регионов. Новополоцк. – 2015. – С. 216

7. Белов, В.В. Компьютерная реализация решения научно-технических и образовательных задач: учебное пособие / В.В. Белов, И.В. Образцов, В.К. Иванов, Е.Н. Коноплев // Тверь: ТвГТУ, – 2015. – С. 108

8. Modeling of indentation and slip of wedge punch [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [http://engstroy.spbstu.ru/index\\_2017\\_06/08.pdf](http://engstroy.spbstu.ru/index_2017_06/08.pdf). – Дата доступа: 27.09.2018.

9. Theory of Elasticity [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://ru.scribd.com/doc/114461790/Timoshenko-S-P-and-Goodier-J-N-Theory-of-Elasticity>. – Дата доступа: 27.09.2018.



## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНОЙ МНОГОПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Шалобыта Н.Н., Коцюра И.П., Деркач Е.А.

**Введение.** Интенсивное строительство, которое началось Республике Беларусь с 2000-х годов, в первую очередь жилых и общественных зданий, определило два основных направления их конструктива: 1) безкаркасные, с несущими стенами из мелкоштучных каменных материалов; 2) каркасные, с несущими железобетонными конструкциями, в первую очередь в монолитном исполнении. Отличительной особенностью каркасных решений для гражданских зданий, является четкость и простота конструктивных форм, определяющая простоту и индустриальность возведения зданий: колонны — круглого или прямоугольного сечения; перекрытия — в основном безбалочные, обеспечивающие свободу в расстановке перегородок, т. е. свободу планировочных решений; вертикальные диафрагмы жесткости в таких зданиях упрощают конструкцию узлов сопряжения перекрытий с колоннами, работающими в этом случае только на вертикальные нагрузки; в перекрытиях производится укладка всех разводок труб для электро- и слаботочных устройств, что исключает необходимость в устройстве подвесных потолков или подсыпок под полы, в которых обычно размещают трубы [1]. Применяемое решение позволило при заданных пролетах между колоннами, в зависимости от величины полезной вертикальной нагрузки в безбалочных перекрытиях, изменять только толщину плиты и процент армирования их поперечного сечения. При этом основными недостатками безбалочных перекрытий являются ограниченные размеры их пролетов.

Учитывая, что конструктивно для монолитных каркасных зданий основная масса монолитного железобетона в основном сосредоточена в перекрытиях, наиболее рациональной областью материало- и ресурсосбережения является применение эффективных типов безбалочных перекрытий с простой плоской опалубкой и конструктивно простым армированием.

Особенностью строительства из монолитного железобетона является сборка и монтаж арматуры непосредственно на строительной площадке, что приводит к значительным трудозатратам и многократному перерасходу арматуры по сравнению с использованием плит перекрытий с предварительным напряжением, где расход арматуры на 1 м составляет от 12 до 17 кг против 20-40 кг для конструкций без предварительного напряжения. На данный момент по архитектурным соображениям или технологическим требованиям часто необходимо реализовывать монолитные большепролетные перекрытия пролетом более 7 метров. При проектировании большепролетных железобетонных перекрытий с пролетом больше 7-9 м оказывается, что выполнить эти конструкции в обычном железобетоне не представляется возможным и не имеет выгоды, что связано в первую очередь со снижением параметра жесткости этих конструкций и развития трещин в растянутой зоне.

Одним из наиболее перспективных направлений развития монолитного железобетона является применение при возведении пролетных конструкций преднапряжения с натяжением арматуры на бетон в построечных условиях (пост-напряжение). Преднапряжение может осуществляться как со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном, так и без сцепления. На данный момент технология со сцеплением арматуры с бетоном показала себя как наиболее эффективная при возведении мостовых пролетов и массивных балочных конструкций. Система без сцепления наиболее эффективна при возведении конструкций сравнительно небольшого сечения. Европейская и американская практика на протяжении 40 лет показывает, что в плитах перекрытий применение преднапряжения позволяет сократить толщину плиты с  $1/30$  пролета до  $1/40$ - $1/45$  пролета. Сокращение армирования при этом достигается на  $1 \text{ м}^3$  до 35-45 кг ненапрягаемой арматуры и 10-15 кг напрягаемых канатов.

Отличие технологии «пост-напряжения» от широко известного «преднапряжения», заключается в том, что напрягаемая арматура натягивается после бетонирования и набора бе-

тоном достаточной передаточной прочности. Для того чтобы обеспечить возможность натяжения арматуры после твердения бетона, арматура должна иметь возможность свободного перемещения в бетоне, передача усилий на бетон осуществляется при помощи устанавливаемых на концы напрягаемых элементов анкерных устройств. Стоит отметить, что натяжение на бетон «со сцеплением» весьма трудоемко и требует высокой квалификации и ответственности инженеров и рабочих. Главной проблемой является качество инъецирования и защиты напрягаемой арматуры от попадания воды или воздуха и, соответственно, от коррозии. Причем, даже если удастся установить факт повреждения напрягаемой арматуры, ее замена без разборки конструкции не представляется возможной.

Эти обстоятельства послужили основными причинами повсеместного перехода на более простую и надежную технологию предварительного напряжения арматуры с натяжением ее на бетон. Эта относительно новая технология появилась в середине прошлого столетия. Принципиальное отличие состоит в том, что напрягаемые арматурные элементы покрываются защитной смазкой, которая обеспечивает им защиту от коррозии и отсутствие сцепления с бетоном. За счет этого напрягаемая арматура имеет возможность свободного перемещения относительно бетона, как в процессе натяжения, так и при эксплуатации конструкции. Напрягаемая арматура, как правило, располагается при этом в гладких полипропиленовых трубках, но может располагаться и на внутренних или внешних гранях железобетонного элемента.

В настоящее время технология преднапряжения в построечных условиях применяется практически во всех строящихся высотных зданиях из монолитного железобетона в США, Европе, Японии, Китае и других странах. Причем данная технология применяется в 80% случаев в жилищно-гражданском и дорожном строительстве и лишь в 20% случаев - при строительстве мостов, АЭС и др. уникальных сооружений.

Анализ, выполненный в работах [2, 3] пост-напряженных монолитных плит с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, обладают рядом преимуществ, которые особенно важно принимать во внимание при разработке проектов высотных зданий.

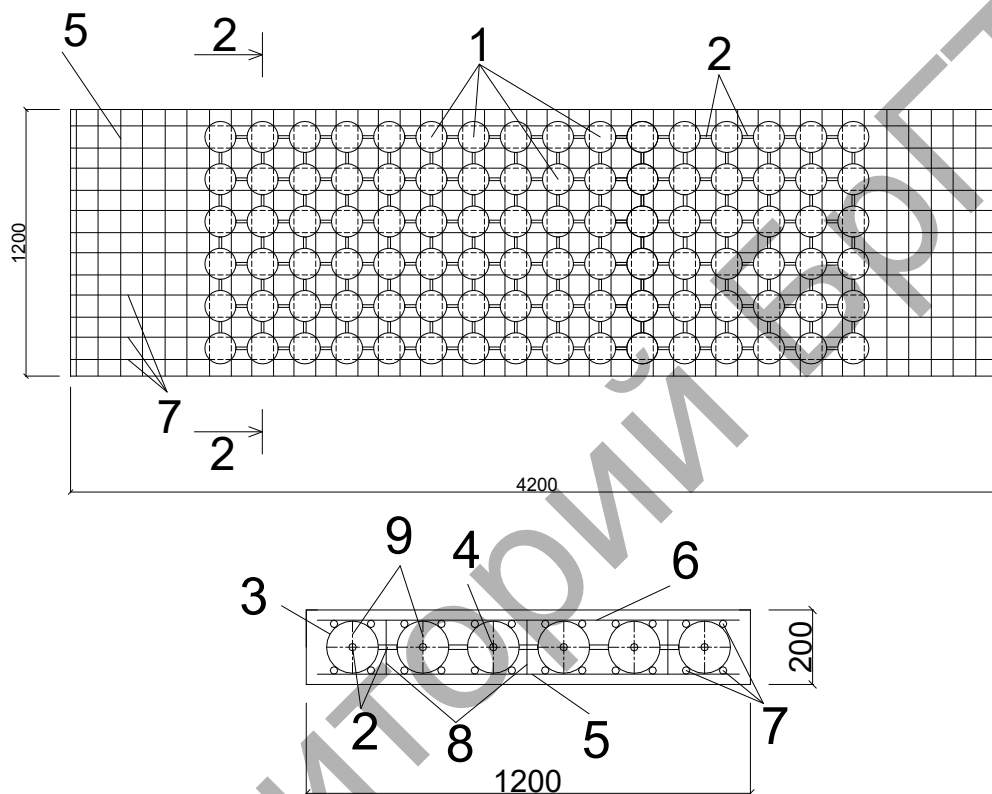
К этим важнейшим преимуществам следует отнести: улучшенные экономические показатели, включая снижение расхода материалов по сравнению с традиционными железобетонными и даже стальными конструкциями и как следствие снижение нагрузок от собственного веса перекрытий, что создает благоприятный эффект для наиболее нагруженных колонн нижних этажей и фундаментов; возможность создания больших пролетов при обеспеченных требованиях жесткости перекрытия; обеспечение высокой прочности на местный срез (продавливание) при соответствующем размещении напрягаемых арматурных элементов; сокращение сроков строительства и т.д.

#### **Экспериментальные исследования балочного фрагмента монолитной пост-напряженной многпустотной плиты перекрытия.**

В настоящее время специалистами Брестского государственного технического университета предложено эффективное решение монолитных перекрытий на основании разработанных собственных патентных решений пустотообразователей [4, 5, 6], главное предназначение которых заключается в снижении материалоемкости конструкции. Пустотообразователи представляют собой специальной конструктивной формы пластмассовые полые герметичные тела вращения (шары) с фиксаторами, расположенными снаружи сферы в ортогональных плоскостях перпендикулярных оси вращения и проходящей через центр плоскости. Преимуществом предлагаемого решения является то, что нет необходимости поштучной установки и фиксации пустотообразователей относительно арматуры, которая возникает в случае с пустотообразователями в виде труб или в виде легкобетонных вкладышей в форме прямоугольной призмы, что очень осложняет процесс установки. В представленном решении в специальных мастерских или на объекте пустотообразователи соединяются в блоки, что существенно облегчает их монтаж, снижает трудозатраты на установку и фиксацию. Блоки при этом формируются таких размеров, которые смогут обеспечить возможность их постановки на опалубку.

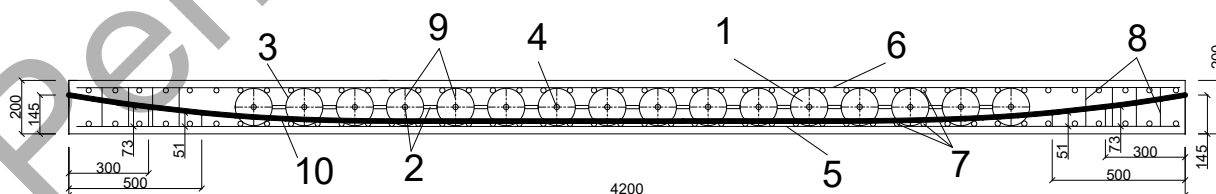
Проведенное технико-экономическое сравнение обычного и многопустотного перекрытия [7] показало что, применение данного решения позволяет сократить объем бетона более чем на 30 %, а, следовательно, и снизить собственную массу покрытий, что позволит уменьшить армирование при принятых пролетах плиты.

В статье приводится оценка напряженно-деформированного состояния предложенной конструкции эффективных перекрытий в варианте без предварительного напряжения и предварительно напряженной без сцепления арматуры с бетоном (пост-напряженной), конструкция которых представлены на рисунках 1 и 2 соответственно. Экспериментальные исследования балочных многопустотных плит перекрытия проводились в испытательном центре Брестского государственного технического университета.



- 1 – пустообразователь; 2 – фиксаторы (втулки, штыри); 3 – тело вращения; 4 – центр вращения тела; 5 – нижняя арматурная сетка с продольной рабочей арматурой  $\varnothing 10S500$ , шаг 200; 6 – верхняя арматурная сетка с продольной рабочей арматурой  $\varnothing 6S500$ , шаг 200; 7 – арматурные стержни; 8 – хомуты; 9 – ось вращения тела.

Рисунок 1 – Схема армирования плиты П-1



- 1 – пустообразователь; 2 – фиксаторы (втулки, штыри); 3 – тело вращения; 4 – центр вращения тела; 5 – нижняя арматурная сетка с продольной рабочей арматурой  $\varnothing 6S500$ , шаг 100; 6 – верхняя арматурная сетка с продольной рабочей арматурой  $\varnothing 6S500$ , шаг 100; 7 – арматурные стержни  $\varnothing 6S500$ ; 8 – хомуты; 9 – ось вращения тела; 10 – семипроволочный канат в пластиковой оболочке Y1860S7  $\varnothing 15.7$  (2 шт).

Рисунок 2 – Схема армирования плиты П-2

Плита П-1 армировалась двумя вязаными сетками из арматуры класса S500: нижняя сетка с продольной рабочей арматурой  $\varnothing 10S500$ , установленной с шагом 200 мм и верхняя – с продольной рабочей арматурой  $\varnothing 6S500$ , установленной также с шагом 200 мм. В поперечном направлении верхней и нижней сеток установлены с шагом 200 мм арматурные стержни  $\varnothing 6S500$ . Для обеспечения несущей способности по наклонным сечениям и для фиксации положения арматурных сеток в приопорной зоне длиной 1000 мм с шагом 100 мм установлены арматурные шпильки из арматуры  $\varnothing 6S240$ .

Плита П-2 армировалась двумя сварными арматурными сетками из арматуры класса  $\varnothing 6S500$ . В продольном направлении были уложены два семипроволочных каната Y1860S7  $\varnothing 15.7$  в пластиковой оболочке по параболической траектории («трассе») на расстоянии 400 мм от краев плиты (1/3 от ширины плиты). После твердения бетона канаты подверглись натяжению при помощи домкрата-натяжителя арматуры. Плиты П-1 и П-2 имели пустотообразователи в виде полых шаров диаметром 140 мм, установленные с шагом 200 мм. Процент эффективного использования объема конструкции составляет 16.1%. Размеры сечения плит 1200x200(h), длина составляла 4,2 м.

Таблица 1 – Краткая программа испытаний

Серия плиты	Наличие преднапряжения	Размеры $b \times h \times L$ , м	Средняя прочность бетона при сжатии $f_{cm}$ , МПа <sup>1)</sup>	Армирование				
				количество	площадь, мм <sup>2</sup>		Коэффициент армирования	
					$A_{st}$	$A_{sp}$	$\rho_{st}$	$\rho_{sp}$
П-1	Нет	1.2x0.2x4.2	33.43	6 $\varnothing 10S500$	471	--	0.196	--
П-2	Пост-напряжение	1.2x0.2x4.2	30.02	12 $\varnothing 6S500$ 2 $\varnothing 15.7Y1860S7$	339	274	0.141	0.114

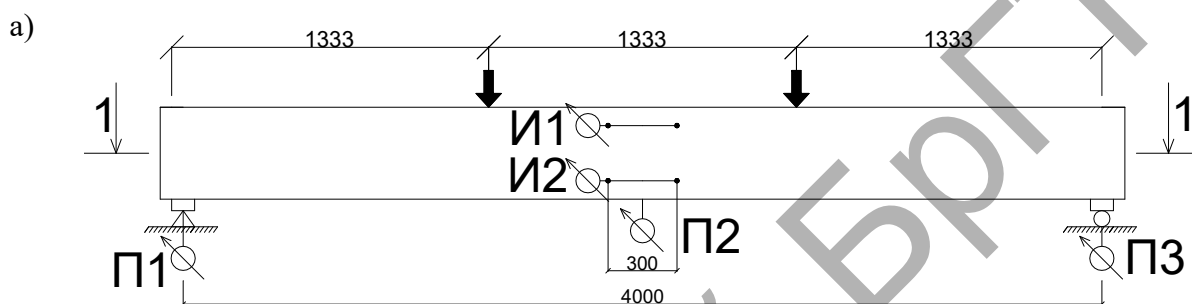
**Примечание:** <sup>1)</sup> средняя прочность бетона при сжатии определена при испытании образцов-кубов

Загружение осуществлялось двумя сосредоточенными силами в 1/3 пролета, нагрузка прикладывалась ступенями по 0.5 т. Перед началом испытаний плиты в течение 10 минут подвергались пригрузу нагрузкой 5 кН в каждом пролете. После снятия пригруза осуществлялось рабочее нагружение, которое проводилось этапами, составляющими примерно 1/10 от ожидаемой разрушающей нагрузки, с выдержкой на каждом из них 10-15 мин. За это время снимались показания индикаторов, прогибомеров, фиксировалось образование и развитие трещин, замерялась ширина их раскрытия. Показания приборов на каждом этапе снимались дважды - сразу же после приложения нагрузки и после выдержки. Нагрузку создавали в силовых рамах гидравлическими домкратами, а величину прикладываемого усилия определяли по показаниям манометра. Общий вид плиты на опытной установке показан на рисунке 3.

Прогибы плит замерялись прогибомерами ПАО-6 в серединах пролетов, под грузами и над всеми опорами (для учета осадки опор). Измерение деформаций на верхней и нижней гранях плиты осуществлялось с помощью индикаторов перемещений часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 300 мм. Снятие показаний с приборов, как отмечалось, производилось на всех этапах нагружения. Непосредственно перед разрушением балок удавалось записать показания динамометра, что позволяло во всех случаях достоверно определить величину разрушающей нагрузки. На каждом этапе нагружения, вплоть до разрушения, на боковой поверхности опытных балок отмечали появление и зарисовывали развитие нормальных и наклонных трещин. Ширину раскрытия наиболее характерных трещин замеряли с помощью микроскопа МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм. После исчерпания несущей способности опытные балки разгружались, производили снятие показаний со всех приборов, фиксировали остаточную ширину раскрытия трещин.

При проведении экспериментальных исследований определялись основные параметры, связанные с прочностью сечения, деформативностью, образованием и раскрытием трещин в плитах при изгибе, перераспределением усилий в элементе.

В результате экспериментальных исследований установлено, что плиты разрушились вследствие исчерпания несущей способности по нормальным сечениям. Плита П-1 с армированием стальной арматурой разрушилась в результате достижения предела текучести в стальной арматуре растянутой зоны. Плита П-2 с армированием двумя сварными сетками и двумя семипроволочными канатами с пост-напряжением разрушилась вследствие исчерпания прочностных и деформационных свойств бетона сжатой зоны. Для первой плиты П-1 разрушение произошло при нагрузке  $F=65$  кН, для плиты П-2 разрушение произошло при нагрузке  $F=45$  кН.



а) – схема испытания опытных плит; б) – общий вид испытательной установки  
Рисунок 3 – Схема испытания и расстановки приборов

В результате испытаний установлено, что первые трещины в плите П-1 наблюдались в зоне чистого изгиба, в середине пролета, при изгибающем моменте  $16.8$  кН·м. Момент трещиностойкости нормальных сечений, определённый с использованием расчетной модели для

плиты П-1  $M_{cr,calc}$  составляет 17,4 кН·м. Отношение  $\frac{M_{cr,test}}{M_{cr,calc}} = \frac{16.8}{17.4} = 0.96 > 0.95$ , что соответствует принятой расчетной модели. Как видно из графика (рисунок 4) для плиты П-1 значение предельной нагрузки, при которой напряжения в растянутой арматуре достигают значений, соответствующих пределу текучести стальной арматуры, составляет  $M_{sd,test} = 66.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Вместе с тем, несущая способность нормальных сечений плиты составляет  $M_{rd,calc} = 55.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , отношение  $\frac{M_{rd,test}}{M_{sd,calc}} = \frac{66.5}{55.3} = 1.2 \geq 0.95$ .

Первые трещины в плите П-2 наблюдались в зоне чистого изгиба, в середине пролета, при изгибающем моменте 20 кН·м. С дальнейшим ростом нагрузки трещины отдалялись от зоны чистого изгиба. Образовывались трещины нормальные к продольной оси элемента. Ширина раскрытия существующих трещин увеличивалась. При разрушении произошло резкое раскрытие трещины, нормальной к оси испытываемого элемента.

В результате проведенных экспериментальных исследований опытных образцов установлено, что все испытанные плиты разрушились вследствие исчерпания несущей способности по нормальным сечениям.

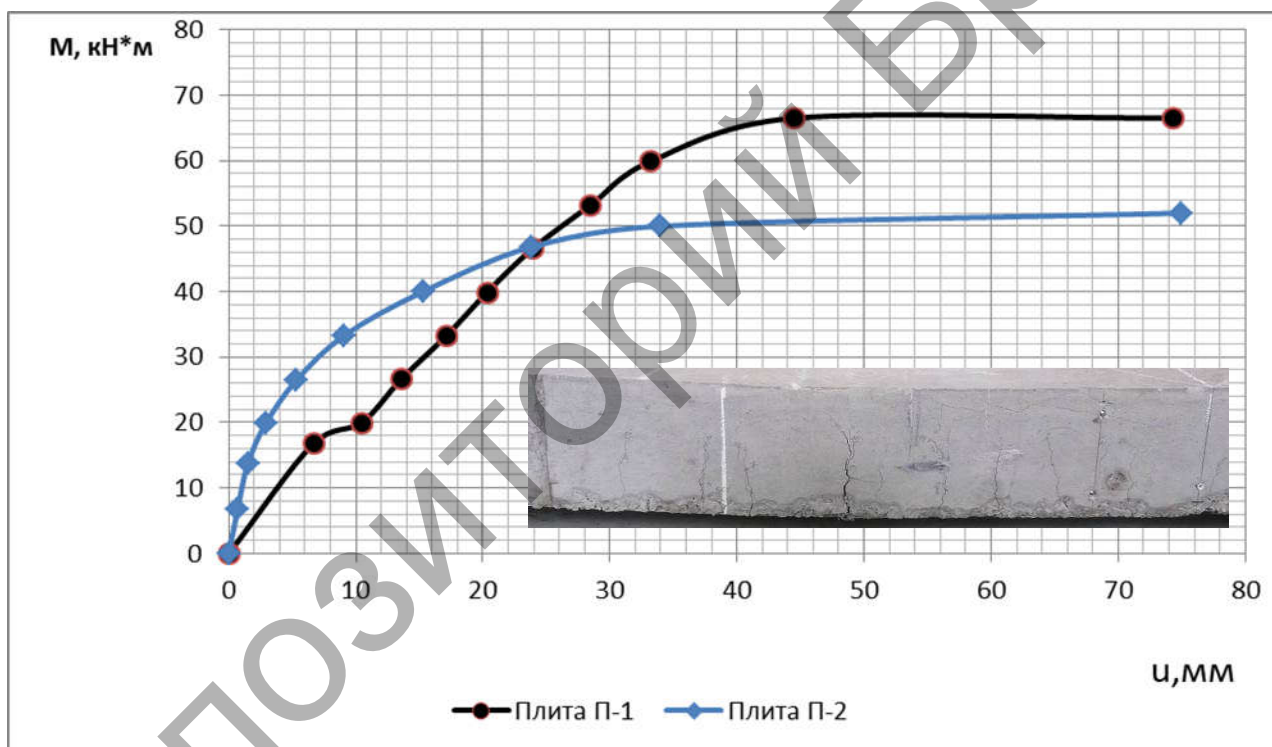


Рисунок 4 – Диаграмма зависимости прогиба от изгибаемого момента для плит П-1 и П-2

**Выводы.** Проведенное экспериментальное исследование позволило сделать следующие выводы:

1. Плиты перекрытий, имеющие предварительное напряжение, выполненное с натяжением напрягаемой арматуры на бетон или, так называемые, пост-напряженные конструкции, обладают целым рядом преимуществ и благодаря чему составляют значительную долю в мировой практике проектирования зданий и сооружений.

2. Внедрение новой конструктивной системы многопустотного перекрытия позволит не только значительно сократить расход материалов, но и снизить собственную массу конструкций перекрытий. Применение пустотообразователей значительно упрощает и ускоряет их монтаж непосредственно на конкретном объекте, что приводит к снижению экономических затрат на строительство.

### Список источников

1. Сагадеев, Р.А.. Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий. Учебное пособие/ Р.А. Сагадеев. – Москва, 2008 г. – 35с.
2. Тур, В. В., Образцов, О. Л. Комбинированно преднапряженные железобетонные конструкции с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном// Строительная наука и техника, №2, 2007 – с. 17 – 31.
3. Тур, В. В., Карабанюк С., А. Проектирование параметров предварительного напряжения пост-напряженных плоских плит перекрытия // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2008. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 179–184.
4. Пустотообразователь безбалочной плиты перекрытия: пат. 8418 Респ. Беларусь, Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, П.С. Пойта, Т.П. Шалобыта, Н.С. Цепаева, В.Н. Пчелин: заявитель Брест. гос. техн. ун-т. U 20120036: заявл. 16.01.2012, опубл. 16.04.2012 // Афицыйны бюл. / Нац. Цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2012. – С. 5.
5. Безбалочная монолитная плиты перекрытия: пат. 8475 Респ. Беларусь, Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, П.С. Пойта, Т.В. Пчелина, Н.С. Цепаева, В.Н. Пчелин: заявитель Брест. гос. техн. ун-т. U 20120106: заявл. 06.02.2012, опубл. 15.05.2012 // Афицыйны бюл. / Нац. Цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2012. – С. 5.
6. Безбалочная монолитная плиты перекрытия: пат. 8475 Респ. Беларусь, Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, П.С. Пойта, Т.В. Пчелина, Н.С. Цепаева, В.Н. Пчелин: заявитель Брест. гос. техн. ун-т. U 20120107: заявл. 06.02.2012, опубл. 15.05.2012 // Афицыйны бюл. / Нац. Цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2012. – С. 5.
7. Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач // Экспериментальное исследование деформированного состояния плоского многпустотного железобетонно перекрытия с применением элементов системы VST. Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.
8. Мельник, І.В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками / І.В. Мельник // Міжвідомчий наук.-техн. зб.: Київ: 1999р. – Вип. 50. – с. 164-171.

## ОЦЕНКА СЦЕПЛЕНИЯ УГЛЕПЛАСТИКОВОГО КОМПОЗИТА С ЦЕМЕНТНО-СТРУЖЕЧНОЙ ПЛИТОЙ

Шалобыта Н.Н., Шалобыта Т.П., Каштелян М.Э., Деркач Е.А.

В последние десятилетия в строительной отрасли, в том числе и на территории Республики Беларусь, все чаще находят применение новые энергосберегающие технологии с применением различных систем несъемной опалубки (VST). Наибольшее распространение получила несъемная опалубка на основе пенополистирола – более 15 систем в Беларуси и России, самыми популярными из которых являются «Изодом», «Теплый ПластБау», «Полимер-с» и т.д. Подобные технологии применяются достаточно давно в странах Западной Европы, Австралии, Канаде, США и др. Однако основным недостатком данных систем остается недостаточное обеспечение безопасности при пожарах и в процессе их эксплуатации, так как в процессе окисления кислородом могут выделяться вредные вещества, отрицательно влияющие на здоровье людей [1, 2].

В гражданском строительстве очень важно использовать строительные материалы и изделия с подтвержденной многолетними исследованиями и практикой применения экологической, биологической, санитарно-гигиенической и пожарной безопасностью [1, 2]. Несъемная опалубка из древесных композиционных материалов в наибольшей степени отвечает поставленным выше требованиям среди аналогичных технологий и, кроме того, в отличие от съемной или передвижной опалубки, при возведении монолитных конструктивных систем, после бетонирования сохраняется в качестве элемента конструкции.

В настоящее время наиболее часто на рынке Республики Беларусь и Российской Федерации, а также ряда стран Западной Европы применяется несъемная объемно-щитовая опалубка, выполненная из цементностружечных (ЦСП) [3] плит толщиной 24 мм, применяемых как в вертикальных (стенах) так и горизонтальных (перекрытиях) элементах монолитных зданий (рисунок 1).



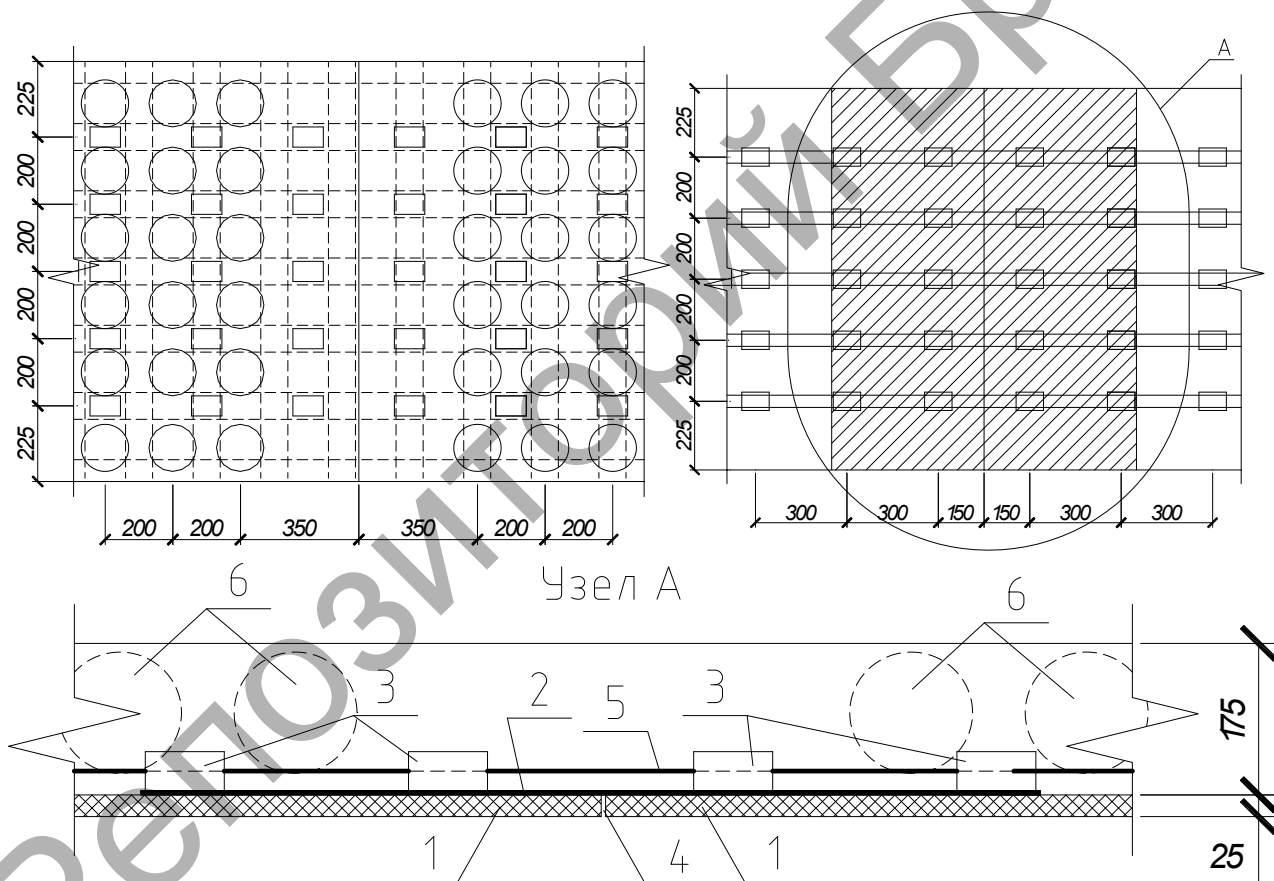
Рисунок 1 – Применение систем несъемной опалубки

Для соединения элементов опалубки используются запатентованные арматурные блоки, состоящие из стальных П-образных профилей, расположенных с определенным шагом, и приваренных к ним арматурных стержней диаметром не менее 10 мм. Впоследствии арматурные блоки закрепляются на листы несъемной опалубки из ЦСП стальными шурупами. Все составляющие и комплектующие к несъемной опалубке выполняют в заводских условиях. В дальнейшем из отдельных элементов возводятся стены и перекрытия с соединением в узлы обычно на строительной площадке, которые затем армируются и заливаются бетонной смесью на плотных или пористых заполнителях, при этом цементностружечная плита явля-



ется несъемной опалубкой [3-6]. Несмотря на имеющиеся преимущества системы, она имеет и ряд недостатков как технологических – касающихся трудоемкости процессов возведения, так и конструкционных – обеспечения целостности работы конструкции перекрытий зданий (требования по пригодности к нормальной эксплуатации – SLS).

Согласно разработанной VST BUILDING TECHNOLOGIES AG [5] технологии соединение отдельных листов ЦСП-опалубки как по длине, так и по ширине перекрытий, выполняется с применением дополнительных металлических элементов (уголков) на механических связях [5], и не предусматривает передачу усилий между листами опалубки. В связи с этим, при проектировании перекрытий совместную работу ЦСП и монолитного бетона рекомендуется не учитывать [5]. Однако, как показывают собственные экспериментальные исследования [6-8], одним из важных установленных эффектов, является именно совместная работа двух материалов, поэтому целостность в работе несъемной опалубки и материала является одним из важных условий при проектировании перекрытий. Для качественной передачи усилий при работе листов несъемной опалубки из ЦСП, авторами предлагается собственное конструктивное решение, с использованием в зоне их стыка ламелей из углеволокна (рисунок 2).



- 1 – лист ЦСП; 2 - ламель из углеволокна; 3 – шляпный профиль; 4 – стык листов ЦСП;  
5 – рабочая арматура; 6 – пластиковые пустообразователи

Рисунок 2 – Фрагмент стыковки двух листов ЦСП в единую плиту с использованием в зоне их стыка ламелей из углеволокна

Как правило, в строительстве используются не отдельные нити углеволокна, а ткани на их основе. Ткань изготавливается сборкой длинных волокон из углерода, арамида, стекла или других волокон или их комбинаций для получения плоского листа из одного или нескольких слоев волокон. Эти слои удерживаются вместе либо путем механической взаимоблокировки

самых волокон, либо с помощью вторичного материала. Так получают волокнисто-армированные полимеры (Fiber reinforced polymer - FRP), представляющие собой композит, состоящий из высокопрочных волокон и матрицы - эпоксидных и сложных эфиров или неорганической матрицы для использования в огнестойких композитах. Системы FRP обладают значительными преимуществами по сравнению с классическими конструкционными материалами, обладая малым весом, коррозионной стойкостью и т.д. К основным конструкционным преимуществам углеродных волокон относятся их исключительно высокие отношения сопротивления на растяжение к весу, а также высокие отношения модуля упругости к весу. Во многих случаях тканевые композиты FRP укладываются на конструкцию вручную с использованием техники ручной пропитки, также называемой ручной укладкой. Этот метод стал обычным явлением во всей индустрии композитов по ряду причин. Во-первых, принципы этой методики просты, что облегчает технологию и позволяет широко использовать ее в течение многих лет. Во-вторых, этот метод достаточно экономичен, поскольку дорогостоящее оборудование не требуется. Наконец, ассортимент волокон и смол, подходящих для этого метода, достаточно широк и может быть приобретен у большого количества поставщиков.

Учитывая весь комплекс свойств композитов FRP целесообразно расширять и практику применения их в строительной отрасли, в т.ч. и для усиления систем VST. В данной статье приводятся результаты экспериментальных исследований по оценке несущей способности зоны стыка листов ЦСП, соединенных с применением приклеенных углеволоконных ламелей, т.е. зоны сцепления ЦСП с углеволокном в условиях осевого растяжения. Основной целью явилось определение эффективной величины нахлеста углеволоконных ламелей в зоне стыка несъемной опалубки.

Для испытаний в условиях осевого растяжения были приняты образцы цементностружечных плит длиной 450 мм, шириной 75 мм, толщиной 24 мм (рисунок 3). Образцы распилены на две равные части и соединены в цельный элемент путем наклейки с двух сторон на всю ширину элементов одного слоя углеволоконных ламелей, в которых все углеродные волокна ориентированы в одном направлении. Образцы изготавливались с различной величиной нахлеста (таблица 1). Испытание образцов осуществлялось в универсальной испытательной машине QUASAR 25. Образец помещался в специальные захваты (рисунок 3), где крепился к ним через предварительно просверленное отверстие болтом диаметром 10 мм. Затем образец вместе с захватами фиксировался в испытательной машине.

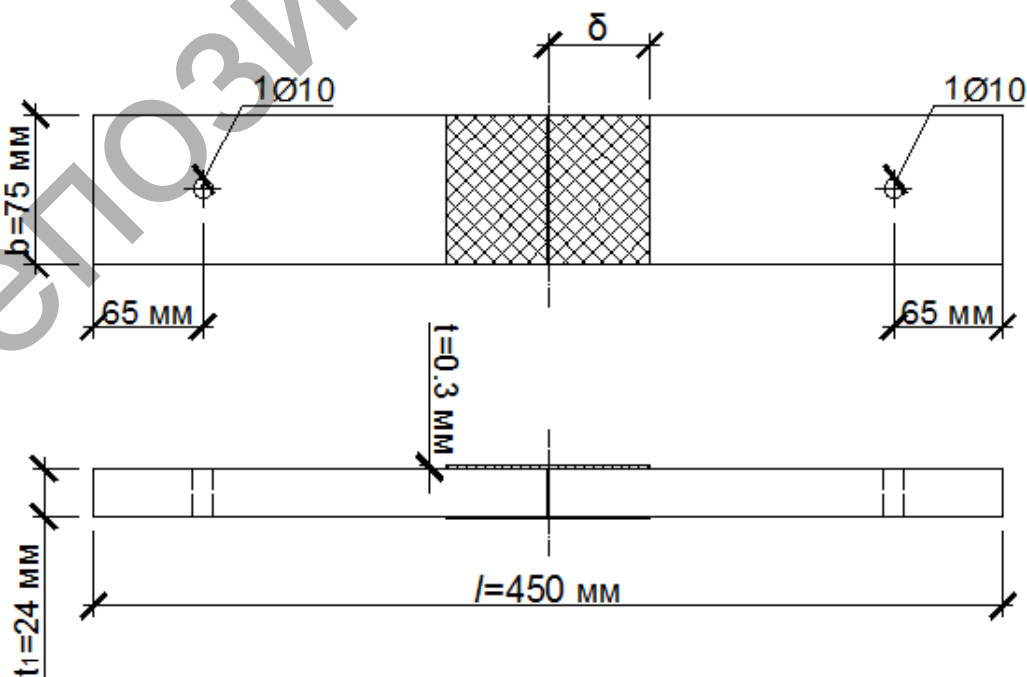
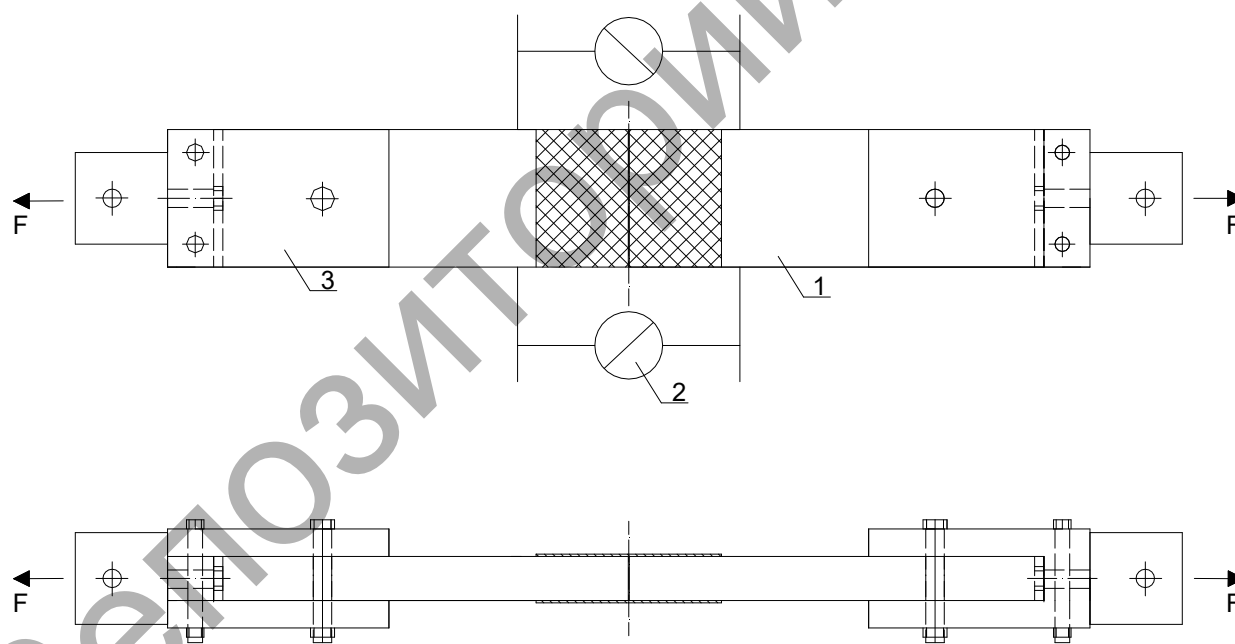


Рисунок 3 – Образец для испытаний

Таблица 1 – Программа испытаний

Серия	№ образца	Геометрические размеры образца		Длина нахлеста
		$b$ , мм	$t$ , мм	$\delta$ , мм
I	I.1	75	24	10
	I.2			
II	II.1	75	24	20
	II.2			
III	III.1	75	24	25
	III.2			
IV	IV.1	75	24	30
	IV.2			
V	V.1	75	24	35
	V.2			
VI	VI.1	75	24	50
	VI.2			

Испытываемый образец вместе с захватами закреплялся в захватах подвижной и неподвижной траверсы. Нагрузка прикладывалась к испытываемым образцам ступенями, со скоростью 30 Н/сек. На образец были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. Схема испытания образца представлена на рисунке 4.



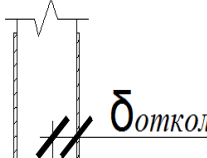


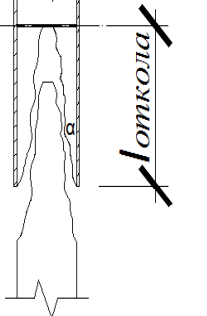


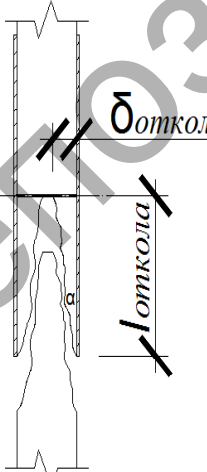


1 – испытуемый образец; 2 – индикатор часового типа; 3 – захват



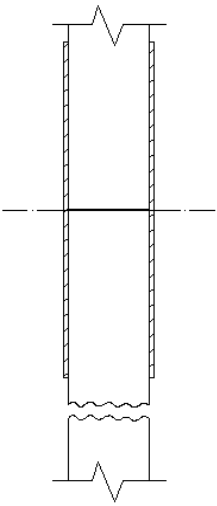


Рисунок 4 – Схема испытания образца

В результате проведения экспериментальных исследований установлено два характера разрушения образцов (таблица 2):

- разрушение в результате скола ЦСП на участке нахлеста углеволоконной ламели на основной материал (за счет действия касательных напряжений);
- разрушение ЦСП по пласти (за счет действия нормальных напряжений);

Таблица 2 – Характер разрушения опытных образцов

Серия образцов	Характер разрушения	Вид разрушения	
тип I			
тип II			
тип III			

тип IV			
тип V тип VI			

Для образцов типа I, имеющих величину нахлеста 10 мм в каждую сторону от стыка, при нагрузке  $F_{\text{разр}}=4,54$  кН произошло разрушение в результате скола ЦСП на участке нахлеста углеволоконной ламели на основной материал. Общая картина разрушения представляет собой отрыв участка ЦСП на длину нахлеста ламели в виде треугольного элемента с катетом 5,8 мм и углом при основании  $30,8^\circ$ . Разрушение имеет практически симметричный характер с обеих сторон пласти (таблица 2).

Для образцов типа II, имеющих величину нахлеста 20 мм в каждую сторону от стыка, при нагрузке  $F_{\text{разр}}=7,32$  кН произошло разрушение в результате скола ЦСП на участке нахлеста углеволоконной ламели на основной материал. Общая картина разрушения представляет собой отрыв участка ЦСП на длину нахлеста ламели в виде треугольного элемента с катетом 8,8 мм и углом при основании  $24,16^\circ$ . Разрушение имеет практически симметричный характер с обеих сторон пласти (таблица 2).

Для образцов типа III, имеющих величину нахлеста 25 мм в каждую сторону от стыка, при нагрузке  $F_{\text{разр}}=9,65$  кН произошло разрушение в результате скола ЦСП на участке нахлеста углеволоконной ламели на основной материал. Общая картина разрушения представляет собой отрыв участка ЦСП на длину нахлеста ламели в виде треугольного элемента с катетом 10,6 мм и углом при основании  $21,25^\circ$ . Разрушение имеет практически симметричный характер с обеих сторон пласти (таблица 2).

Для образцов типа IV, имеющих величину нахлеста 30 мм в каждую сторону от стыка, при нагрузке  $F_{\text{разр}}=10$  кН произошло разрушение в результате скола ЦСП на участке нахлеста углеволоконной ламели на основной материал. Общая картина разрушения представляет собой

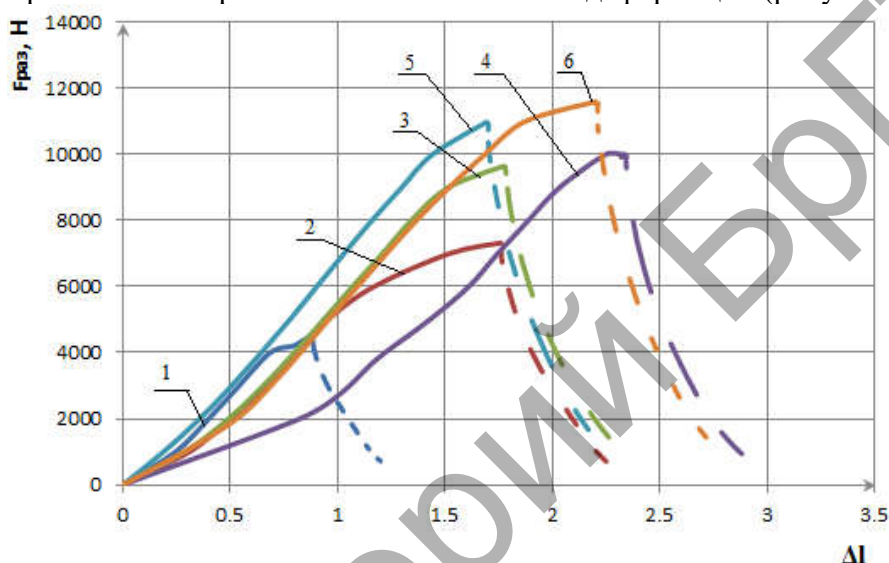
отрыв участка ЦСП на длину нахлеста ламели в виде треугольного элемента с катетом 24 мм и углом при основании  $21,64^\circ$  (таблица 2).

Необходимо отметить отдельно разрушение образцов типа IV с длиной нахлеста 30 мм. В отличие от предыдущих образцов, где разрушение произошло симметрично противоположным граням одного из стыкуемых материалов, то для данного образца разрушение произошло одновременно для двух стыкуемых элементов. Следует отметить, что при данной длине нахлеста имеем наибольшую зону вовлечения в работу материала ЦСП.

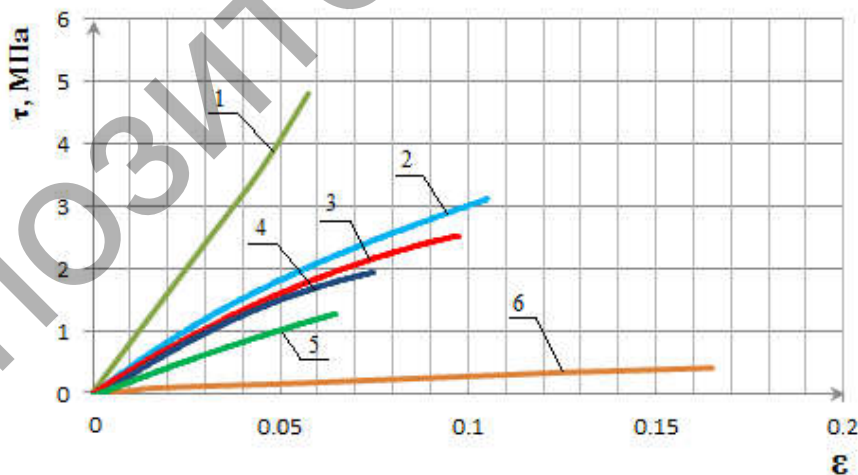
Для образцов типа V, имеющих величину нахлеста 35 мм в каждую сторону от стыка, при нагрузке  $F_{\text{разр}}=10,98$  кН произошло разрушение ЦСП по пласти вне зоны нахлеста (таблица 2).

Для образцов типа VI, имеющих величину нахлеста 50 мм в каждую сторону от стыка, при нагрузке  $F_{\text{разр}}=11,59$  кН также произошло разрушение ЦСП по пласти вне зоны нахлеста (таблица 2).

По результатам испытаний построены графики зависимостей разрушающей нагрузки, касательных и нормальных напряжений в зависимости от деформаций (рисунки 5-8).



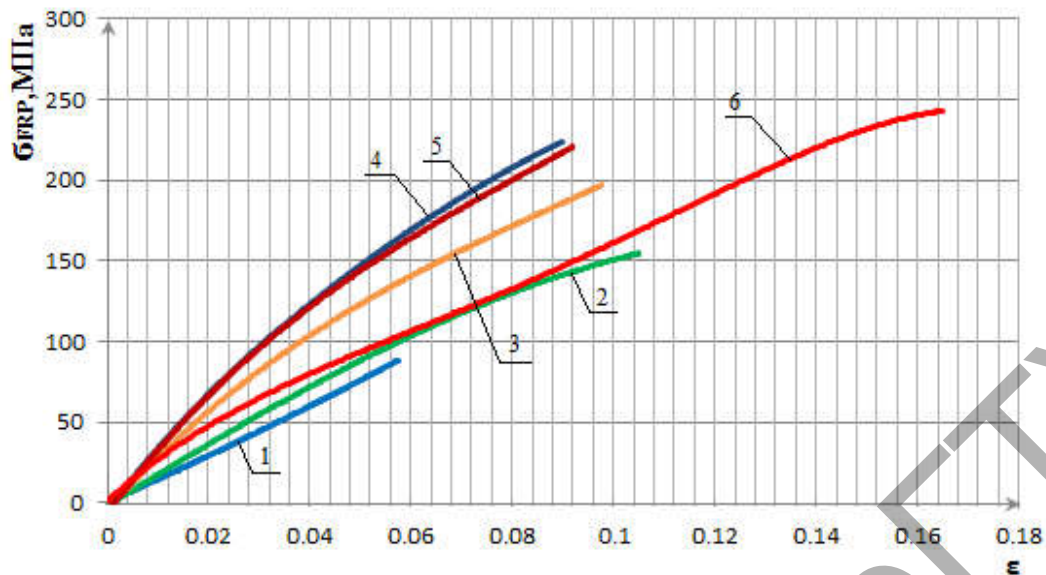
Вид образцов: 1 – тип I; 2 – тип II; 3 – тип III; 4 – тип IV; 5 – тип V; 6 – тип VI  
Рисунок 5 – Диаграмма зависимости перемещений от разрушающей нагрузки



Вид образцов: 1 – тип I; 2 – тип II; 3 – тип III; 4 – тип IV; 5 – тип V; 6 – тип VI  
Рисунок 6 – Диаграмма зависимости касательных напряжений от относительных деформаций

Исходя из анализа графика зависимости касательных напряжений от деформаций (рисунок 6), можно отметить, что для образцов типа VI напряжения сдвига практически отсутствуют, и разрушение происходит от действия нормальных напряжений. Для образцов типа I с малой величиной нахлеста наблюдаются наибольшие величины касательных напряжений.

Для всех исследуемых образцов установлено, что сопротивления углеволоконной ламели не достигли своих предельных значений и составили не более 10-12% от предельных значений.



Вид образцов: 1 – тип I; 2 – тип II; 3 – тип III; 4 – тип IV; 5 – тип V; 6 – тип VI

Рисунок 7 – Диаграмма зависимости нормальных напряжений в FRP от относительных деформаций

Для всех исследуемых образцов установлено, что напряжения в ЦСП для образцов I-IV не достигли своих предельных значений, так как образцы были разрушены в результате скола от действия касательных напряжений в зоне нахлеста. При этом напряжения в образцах V и VI достигли своих предельных значений и были разрушены по пласти ЦСП вне зоны контакта.



Вид образцов: 1 – тип I; 2 – тип II; 3 – тип III; 4 – тип IV; 5 – тип V; 6 – тип VI

Рисунок 8 – Диаграмма зависимости нормальных напряжений в ЦСП от относительных деформаций

### Закключение.

Проведенные экспериментальные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Соединение отдельных листов ЦСП путем наклеивания в зоне их контакта углеволоконной ламели обеспечивает целостность при их работе на растяжение и является эффективным методом передачи усилий.

2. В результате экспериментальных исследований установлены два основных характера разрушения для исследуемых образцов несъемной опалубки с соединениями в зоне их контакта наклеиванием ламели из углеволокна:

- первый – в результате скола материала ЦСП зоне нахлеста за счет действия касательных напряжений;
  - второй – в результате разрушения ЦСП по пласти за пределами нахлеста при действии нормальных напряжений.
3. Полученные в результате экспериментальных исследований зависимости «усилие-длина нахлеста» позволяет назначить конструктивное требование при проектировании перекрытий с элементами несъемной опалубки, в которых необходимо обеспечить целостность работы материала опалубки.

#### Список источников

1. Национальный Интернет-портал Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [www.vst-austria.at](http://www.vst-austria.at). – Дата доступа: 21.08.2012.
2. ЦСП, OSB, аквапанели. Листовые материалы в строительстве – обзор современных плитных стройматериалов. – 2013. – Режим доступа: <http://www.mservice.com.ru>. – Дата доступа: 14.04.2013.
3. Плиты цементностружечные. Технические условия: ГОСТ 26816-86. – Введ. 01.07.86. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
4. Беларусь: завод по производству ЦСП будет введен в строй в 2013 году. – 2013. – Режим доступа: <http://www.fasad-rus.ru>. – Дата доступа: 13.04.2013.
5. VST SYSTEM MANUAL. VST Verbundschalungstechnik GmbH Wildgansgasse 1b/2 A 2332 Hennersdorf – Vienna, 223 p.
6. Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач // Экспериментальное исследование деформированного состояния плоского многопустотного железобетонно перекрытия с применением элементов системы VST. Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.
7. Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач, Ю.Н. Науменко // Исследование прочностных и деформативных параметров контактных соединений монолитных конструкций с несъемной опалубкой из ЦСП. Вестник БрГТУ. – 2016. - №1(97): Строительство и архитектура. – С. 81-86.
8. Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач, Ю.Н. Науменко // Экспериментальное определение параметров контакта в монолитных конструкциях с включением в работу несъемной опалубки из цементностружечной плиты. Веснік Гродзенскага дзяржаўнага ўніверсітэта імя Янкі Купалы. – 2016. – Т.6. №1: Тэхніка. – С. 58-66.



## АРОЧНЫЕ ТЕНТОВЫЕ ПОКРЫТИЯ

Шурин А.Б., Мухин А.В.

**Введение.** В настоящее время Республике Беларусь развивается рынок проектирования и строительства каркасно-тентовых конструкций. Наибольшую область применения такие конструкции нашли в сельском хозяйстве в качестве ферм для крупного рогатого скота и содержания телят разновозрастных групп, свинокомплексов, а также в качестве хранилищ, складов, помещений для хранения техники, навесов.

Конструкции тентовых покрытий закрытого и открытого вида представлены огромным многообразием форм, а опыт их применения соизмерим по времени с историей развития нашей цивилизации.

Интерес к тентовым зданиям актуализировался вследствие широкого использования для тентов полимерных материалов или тканей с полимерным покрытием, обладающих высокой плотностью (более  $400 \text{ г/м}^2$ ) и прочностью. Такие материалы имеют также высокий коэффициент светопропускания – более 75%, что особенно актуально для зданий сельскохозяйственного назначения (рисунок 1).



Рисунок 1 – Общий вид каркасно-тентового арочного здания фирмы Милена-АГРО

**Расчетные предпосылки.** В каркасно-тентовых зданиях применяются кровли из полимерных материалов тканевого или плёночного типа, которые прикреплены к стальным элементам каркаса. Тентовые кровли могут быть холодными и тёплыми. Особенностями кровель тентового типа является совмещение несущих и ограждающих функций.

Тент работает как безмоментная тонкостенная оболочка в условиях плоского напряжённого состояния. Явления краевого эффекта исключено ввиду того, что тент представляет собой мембрану.

Для тента используются полимеры в тканом и нетканом виде, и реже волокно растительного происхождения. При использовании для тентов полимеров следует учитывать высокие деформации мембраны в летнее время, что обычно компенсируется предварительным натяжением оболочки. Исходя из этого тентовая ткань должна обладать следующими свойствами:

- стойкостью к механическим воздействиям;
- способностью к растяжению;
- устойчивостью к ветровым нагрузкам и влагостойкостью;
- возможностью эксплуатации в температурном диапазоне от  $-30$  до  $+50$  °С.

Основные воздействия на тент – ветровая и снеговая нагрузка. При выборе соответствующего очертания профиля здания можно снизить значения снеговых воздействий на тент, его также можно сбросить с тента воздействуя механически изнутри здания, или осуществляя электронагрев кровли при использовании ткани соответствующего типа, Разрыв ткани тента также не приводит к катастрофическим последствиям.

Расчёт и проектирование стальных каркасов тентовых покрытий в РБ выполняется в соответствии с требованиями [1, 2] или [3]. На технико-экономические показатели каркасно-тентовых зданий существенное влияние имеет форма, которая должна минимизировать ветровые и снеговые воздействия, оптимизируя аэродинамику здания во всех направлениях, уменьшая ветровые воздействия и снижая снеговые отложения. Наиболее оптимальной формой поперечного сечения для зданий, имеющих в плане прямоугольник, является арочный профиль.

Действующие нормы и правила в области расчётного анализа ветровых воздействий основаны на экспериментальных и теоретических исследованиях зданий и сооружений с жёсткими покрытиями. ветровых воздействий на здания нормы проектирования не учитывают особенности работы гибких мембранных покрытий кровель в сравнении с жёсткими покрытиями [4]. Следует отметить, что сами тенты при ветровых воздействиях имеют деформации существенно больше чем кровли покрытия из металлических и деревянных настилов и прочих изделий с развитыми сечениями в направлении ортогональном кровле.

Из экспериментальных исследований в области аэродинамики известно, что профильные сопротивление парашютов из тканей крылового типа в разы отличается от профильных сопротивлений жёстких крыльев летательных аппаратов [5]. При расчётном анализе на ветровые воздействия зданий с тентами необходим учёт особенностей взаимодействия ветрового потока с мягким деформируемым покрытием, что следует учесть в нормативной базе.

**Конструктивное решение.** Авторами запроектированы лёгкие металлические конструкции арочных тентовых зданий из холодногнутого профилей, состоящие из трёхпролётных арок и системы связей (рисунок 2). Применение трёхпролётной арочной системы обусловлено технологическими требованиями производства.

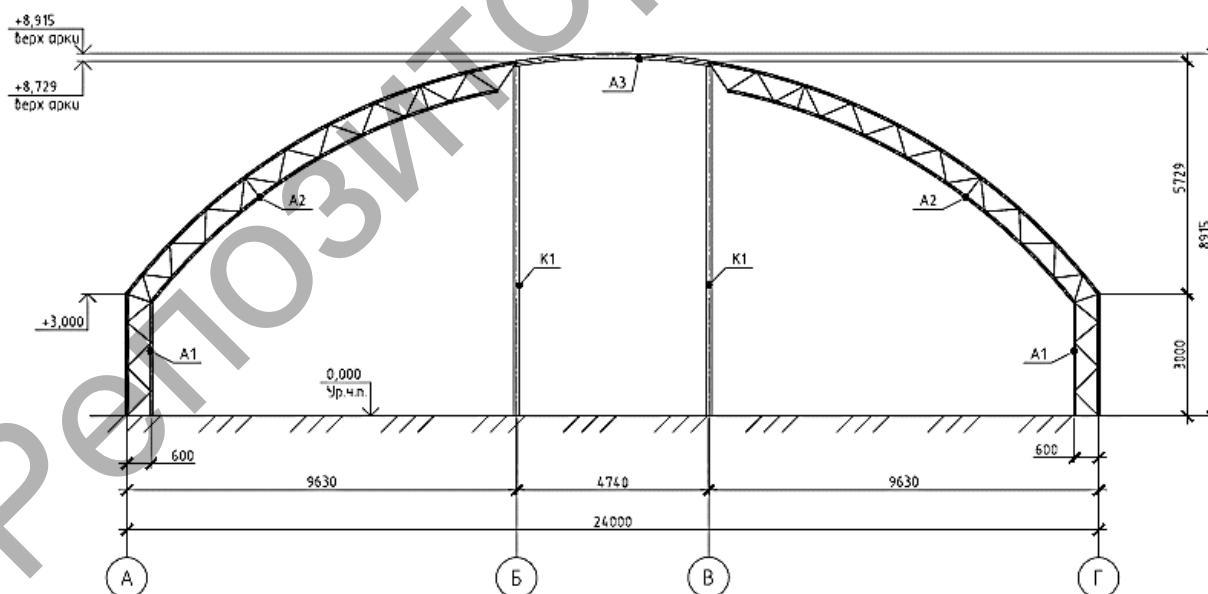


Рисунок 2 – Конструктивное решение каркасно-тентового арочного здания пролетом 24 м

Здания запроектированы для пролетов арок от 15 до 25 метров с шагом арок 3...4 метра. Крайние пролёты арок запроектированы сквозными с треугольной решёткой (отправочные марки A1 и A2). Центральный элемент арки (отправочная марка A3) запроектирован из профиля стального гнутого равнополочного по ГОСТ 30245. Система связей обеспечивает ус-

тойчивость плоских арок и пространственную неизменяемость каркаса в процессе монтажа и эксплуатации.

Пояса сквозных арок (отправочные марки А1 и А2, рисунок 2) приняты из холодногнутых прямоугольных труб по ГОСТ 30245, решётка из уголков стальных гнутых равнополочных по ГОСТ 19771, позиционированных по оси симметрии к плоскости арки. Узловые соединения поясов арок с решёткой из одиночных уголков запроектированы безфасонными, на сварке, что снижает трудоёмкость и материалоемкость.

При конструировании и расчёте решётки арок из одиночных уголков и их узловых соединений использованы принципы и методы, приведенные для проектирования стальных ферм с решёткой из прокатных уголков и поясами из швеллеров [6].

В зданиях предусмотрен светоаэрационный конек, обеспечивающий постоянный отвод отработанного и влажного воздуха из помещения и способствующий поступлению света. Конек запроектирован из гнутых профилей, покрытых светопрозрачным поликарбонатом с ветроотражателями. Для улучшения вентиляции в крайних вертикальных сегментах арок предусмотрены тканевые шторы, изготовленные из светопрозрачного полотна с механизмом открывания.

Выпуск каркасно-тентовых арочных зданий налажен на предприятиях группы компаний «Милена-АГРО».

### **Заключение**

1. Данное конструктивное решение каркасно-тентового арочного покрытия позволяет снизить расход металла по сравнению с традиционными конструкциями, существенно снизить трудоёмкость изготовления и монтажа.

2. Применение каркасно-тентовых конструкций в сельском хозяйстве, вследствие большого коэффициента светопропускания материала тентов, позволяет возводить здания с естественными источниками света, тем самым способствуя повышению уровня жизнедеятельности животных, улучшает их здоровье и продуктивность, помогает добиться повышения надоя естественным путём. Данный фактор также способствует экономии электроэнергии.

### **Список источников**

1. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011\*. – Введ. 01.07.2012. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 96 с.

2. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-1-2009\*. – Мн. : Министерство архитектуры и строительства РБ, 2014. – 88 с.

3. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Стальные конструкции : СНиП II-23-81\*. – М. : Госстрой СССР : ЦНИТП, 1990. – 96 с.

4. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009\*. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 132 с.

5. Брысов, О.П., Некоторые особенности парашюта крыла / О.П. Брысов, Е.П. Езеева, Ю.Г. Лимонад / Учёные записки ЦАГИ. Том XV №3. – 1984. – С. 121-126.

6. Werner, F. Zum elastischen Zusammenwirken steifer Rippen mit dünner Platte / F. Werner, J.W. Sobolew / Informationen des MLK-FI, 16, Jargang, №3. – Leipzig, 1976.

**Геотехнические аспекты  
при проектировании  
строительных объектов**

Репозиторий БРГУ

## ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РЕСУРСОСБЕРЕГАЮЩЕГО ИННОВАЦИОННОГО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ В УСЛОВИЯХ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Кравцов В.Н.

**Введение (постановка цели и задач).** Зарубежная и отечественная практика фундаментостроения показывает, что добиться повышения эффективности его технико-экономического уровня возможно только посредством использования в строительстве результатов научных исследований. Не последнюю роль здесь играет изучение общих и прикладных вопросов экономики, т.к. в настоящее время наблюдается существенная диспропорция между исследованиями экономического и технического характера.

Экономическая разработка задач фундаментостроения пока сильно отстает от запросов практики. Как правило, проекты фундаментов, хотя и отвечают требованиям норм (ТНПА) по надежности, часто экономически являются неэффективными.

Поэтому, для реализации республиканских программ Министерства архитектуры и строительства (МАиС) Республики Беларусь по совершенствованию строительного производства [1, 2], в РУП "Институт БелНИИС" были проведены комплексные исследования по повышению технико-экономической эффективности фундаментов на основе предложенной концепции ресурсосберегающего фундаментостроения, базирующейся на инновационном подходе к их выбору, разработке и внедрению в условиях Республики Беларусь.

Ниже в статье изложены результаты технико-экономических исследований, выполненных в РУП "Институт БелНИИС", по выбору оптимальных фундаментов для условий белорусского региона, разработке принципов инновационных ресурсосберегающих конструкций и технологий их изготовления на основе концепции ресурсосберегающего фундаментостроения. Под инновационными фундаментами понимаются такие их конструкции и технологии изготовления, которые позволяют за счет новых (инновационных) технических, экономических, социальных показателей обеспечить реализацию конкурентного преимущества в рыночной среде, по сравнению с предыдущими поколениями фундаментов.

**Технико-экономические исследования и выбор эффективных фундаментов для белорусского региона.** Грунтовые условия на территории Республики Беларусь, как правило, благоприятны для размещения в них фундаментов. В верхней зоне их оснований до глубины (6-20) м преобладают грунты средней прочности, около 70 % которых составляют четвертичные отложения [3 и др.]. В связи с этим, вопрос о проектировании фундаментов, отвечающих условиям не только прочности и долговечности, но и максимальной экономичности, стоит особенно остро. При этом, в современной отечественной практике применяются свыше 100 типов различных фундаментов как типовой номенклатуры, так и индивидуальных конструкций. Во многих случаях области их эффективного применения совпадают. Учитывая это, при проектировании фундаментов первостепенное значение приобретают вопросы технико-экономической оценки эффективности их вариантов в рассматриваемых условиях строительства. Исследования, выполненные в РУП "Институт БелНИИС" [4, 5 и др.] показали, что наиболее полно указанная задача решается посредством методов сравнительного технико-экономического анализа вариантного проектирования и оптимизации их конструкции.

В общем виде задачу технико-экономической оценки эффективности фундаментов можно сформулировать следующим образом: из нескольких исходных вариантов проектов, конструктивных решений, удовлетворяющих нормативно-техническим требованиям (безопасность, прочность, надежность и т.д.), выбрать проект минимальной стоимости.

Реализация задач выбора и оценки оптимальных типов фундаментов для строительства на территории Республики Беларусь, в процессе исследований осуществлялась на основе раз-

работанной методики (вошла в ТКП [6, с. 18, 19]), исходя из положения, что определяющим условием для достоверной оценки конструктивных решений фундаментов, из множества возможных в белорусском регионе, является сравнение их технико-экономических показателей, найденных в результате модельного проектирования, в частности.

Как известно, на технико-экономические показатели в наибольшей мере оказывает влияние инженерно-геологические условия строительной площадки и нагрузки, передаваемые от здания на фундамент. Учитывая то, что цель настоящего исследования не связана с какими-то конкретными объектами, с присущими только им грунтовыми ситуациями и типами зданий, поставленная задача решалась на основе систематизации и унификации оснований для всей территории Республики Беларусь и нагрузок от всех основных типов зданий и сооружений, возводимых в данном регионе (с учетом их системы, этажности, материала). В результате, создана модель строительного объекта с формализованными типами оснований (в виде расчетных схем) и нагрузками, максимально соответствующими фактическим (реальным) условиям в рассматриваемой области исследований [4, 5 и др.].

Для сформулированного таким образом объекта исследования задавались основные конструктивные решения принятых к рассмотрению фундаментов (наиболее распространенных в Республике Беларусь), параметры, характеристики оснований и свойств грунтов, их слагающих, производились все необходимые инженерные расчеты и определялись технико-экономические показатели, согласно [6-9].

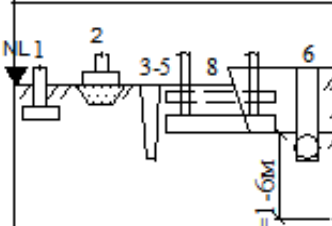
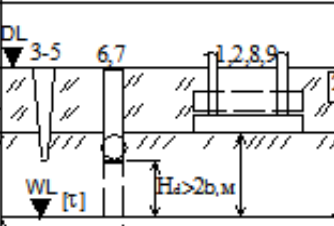
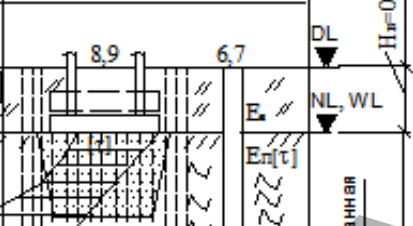
Под термином "унификация" в нашем случае понимается - ограничение многообразных частных грунтовых ситуаций, типов зданий и нагрузок от них требуемым числом (в виде базовых расчетных параметров), по возможности, наиболее (максимально) полно описывающими все состояния грунтовых условий и нагрузок в принятой модели объекта, исходя из реальных условий Республики Беларусь.

В процессе исследования были рассмотрены типы оснований, установленные в результате анализа и систематизации инженерно-геологических условий около 50 различных строительных площадок, расположенных на территориях всех 6 областей республики. В процессе анализа выделялись типы оснований, относящиеся к наиболее распространенным и часто встречающимся сочетаниям слоистости в рассматриваемых условиях [5].

Анализ более 200 инженерно-геологических разрезов показал, что основания белорусского региона имеют ряд однородных свойств и признаков, изменение которых оказывает особенно активное влияние на технологию устройства фундаментов и их стоимость. К таким признакам относятся мощность слоев из специфических грунтов (слабых, малопрочных, искусственных, биогенного и др.) и их расположение по глубине, вид грунта и его "прочность", которые можно принять за базовые модули при составлении модели строительного объекта. Исходя из этого, представляется возможность всю совокупность оснований (более 100 инженерных колонок) привести к одному номенклатурному виду.

По результатам выполненной работы, установлены три основные категории сложности оснований Республики Беларусь и их характеристики, которые вошли в ТНПА [6, 7] (рис. 1).

В процессе анкетирования строительных трестов и анализа типовых проектов, применяемых в массовом и экспериментальном строительстве страны, установлен: парк механизмов и оборудования, имеющийся во всех строительных организациях для возможного его использования (после незначительной доработки) при внедрении инновационных технологий и конструкций фундаментов. По действующим на текущий момент в Республике Беларусь каталогам и типовым проектам установлены основные характеристики возводимых при массовом строительстве на ее территории зданий и осредненные нагрузки на 1 м длины ленточного фундамента: (30, 60, 100) кН/м и колонн – (200...1000) кН (табл. 1), а также типы фундаментов (см. рис. 1), применяемые как в массовом, так и экспериментальном строительстве.

Схемы сложности оснований и возможные варианты фундаментов для них		
Категория I	Категория II	Категория III
 <p>Простое (однородное, устойчивое) из минеральных грунтов средней прочности: <math>m = E_s/E_n &lt; 8</math>; <math>\rho_s &gt; 1,5</math> (<math>q &gt; 1,2</math>) МПа; <math>R \geq 0,15</math> МПа, где <math>E_s</math>, <math>E_n</math> - соответственно модуль деформации в верхнего и подстилающего слоев грунта</p>	 <p>Средней сложности (условно однородно-устойчивое) с наличием малопрочных минеральных подстилающих слоев: <math>m = E_s/E_n \geq 8</math>; <math>\rho_s &lt; 1,2</math> (<math>q &lt; 1,0</math>) МПа; <math>R &lt; 0,15</math> МПа; <math>H_n &gt; 2</math> м; <math>\tau_{подст.} = \sigma \text{tg} \phi + c &gt; [\tau]</math>, МПа, где <math>[\tau]</math> - допустимое касательное напряжение подстилающего слабого слоя</p>	 <p>Сложное (неустойчивое) со слабым биогенным подстилающим слоем (слямями): <math>m &gt; 8</math>; <math>\rho_s</math> (<math>q</math>) <math>&lt; 1</math> МПа; <math>R &lt; 0,1</math> МПа; <math>H_n &gt; 2</math> м; <math>\tau_{подст.} &lt; [\tau]</math></p>
<b>Рекомендуемые фундаменты (в порядке преимущества) и способы их устройства</b>		
<p>1-6,8: Минимальное заглубление по условиям промерзания и конструктивным требованиям</p>	<p>1-8,9: Аналогично категории 1 с повышением надежности, жесткости здания, усилением надземной части здания и устройством осадочных швов (при необходимости)</p>	<p>6-9: с прорезкой слабого слоя либо его закреплением (в т.ч. геомассивом) или замещением с повышением надежности жесткости здания и усилением, устройством осадочных швов, а также гидроизоляции и антикоррозийной защиты</p>

Грунты: [1] - природный средней прочности  $R \geq 0,15$  МПа; [2] - искусственный; [3] - слабый, малопрочный минеральный; [4] - слабый биогенный; NL, DL, WL - отметки рельефа планировки и воды;  $H_d$ ,  $H_n$ ,  $H_p$  - толщина буферного, верхнего и подстилающего слоев, м; 1...9 - типы фундаментов, соответственно:  
 1 - плитный ленточный или столбчатый; 2 - то же, мелкозаглубленный или незаглубленный;  
 3 - из набивных свай в пробитых скважинах; 4 - то же, из микросвай; 5 - из забивных железобетонных блоков; 6 - из буронабивных, в т.ч. инъекционных свай с уширенной (уплотненной) пятой или глубоких опор; 7 - из забивных стандартных свай; 8 - из тонкой сплошной плиты под здание или его часть; 9 - плитные на замещенном или закрепленном основании (в т.ч. геомассив из песчаных, грунтобетонных тампонов), свайно-плитный фундамент

Рисунок 1 – Унифицированные схемы категорий сложности оснований Беларуси и основные типы и способы устройства фундаментов для их технико-экономической оценки и выбора оптимальных вариантов

Таблица 1 – Унифицированные нагрузки на фундаменты от различных сооружений, применяемых в Республике Беларусь

Тип здания	Расчетные нагрузки на фундаменты при этажности зданий, равной							
	5	9	12	14	16	18	20	
Кирпичные и монолитные, кН/м	<u>255</u>	<u>420</u>	<u>580</u>	<u>710</u>	-	-	-	
	450	700	950	1100				
Крупнопанельные, кН/м	<u>160</u>	<u>280</u>	<u>350</u>	<u>410</u>	<u>470</u>	<u>530</u>	-	
	500	700	860	1100	1120	1250		
Объемно-блочные, кН	<u>400</u>	<u>750</u>	<u>1080</u>	-	-	-	-	
	800	1500	2200					
Каркасные (связевой каркас) с шагом колонн 6 x 6 м, кН:								
	крайние ряды	1650	2850	3950	4750	5500	6200	7000
	средние ряды	2300	3800	5100	5900	6800	7900	9000
Примечание. В числителе приводится наиболее характерная величина нагрузки на фундаменты для данного типа здания (по частоте распределения в плане здания), составляющие не менее 50%; в знаменателе - максимально возможные (как правило, не превышающие 10%).								

Для сформулированного вышеуказанным образом объекта исследований производились, все необходимые инженерные расчеты по методикам СНБ5.03.01-02, ТКП 45-5.01-67-2008 [7], ТКП 45-5.01-259-2012 [6] и Пособий к ним с определением на основе проектирования конструктивных решений фундаментов: расхода материалов, трудоемкости и стоимости. Во всех вариантах объемы и стоимость работ установлены до уровня верхнего обреза фундаментов. Локальные сметы для всех принятых к рассмотрению фундаментов (см. рис. 1) составлены в базовых ценах 2006 г. и переведены с целью объективной оценки в условные единицы стоимости (у.е.).

При расчетах стоимости, приведенных затрат П и трудоемкости Т учтены затраты по следующим основным видам работ: изготовление сборных железобетонных конструкций на заводах сборного железобетона, транспортировка, складирование, погружение свай, пробивка (бурение) скважин в грунте второй категории и изготовление набивных свай; устройство монолитного (сборного) железобетонного фундамента или ростверка.

Технико-экономические показатели определены для всех типоразмеров фундаментов (летние условия строительства) по полной номенклатуре экономических показателей: стоимость (С), трудоемкость (Т), приведенные затраты (П), согласно методическим положениям [8, 9 и др.] СН 423 Госстрой СССР и разработанных в РУП «Институт БелНИИС» Рекомендаций по оценке эффективности фундаментов с учетом показателя эффективности z по табл. 2. Основные положения Рекомендаций и результаты технико-экономической



оценки фундаментов и выбора оптимальных их решений с учетом условий белорусского региона даны в [4, 5, 10] рис.1 и вошли в ТКП [6, 7].

Таблица 2 – Шкала эффективности проектных решений фундаментов по коэффициенту эффективности  $z = N/\Pi(C) \cdot T$ , кН/руб·ч·дн.

Тип фундамента и нагрузка на него	Эффективность проектного решения фундамента			
	нерациональное	удовлетворительное	хорошее	отличное
	при коэффициенте эффективности $z$ , равном			
Ленточный при нагрузке от здания $q < 200$ кН/м, столбчатый при нагрузке от здания $N < 1000$ кН	До 2 включ.	Св.2 до 3,5 включ.	Св. 3,5 до 5 включ.	Св. 5
Ленточный при нагрузке от здания $q = 200-500$ кН/м, столбчатый при нагрузке от здания $N = 1000-5000$ кН	До 6 включ.	Св.6 до 15 включ.	Св. 15 до 25 включ.	Св. 25

### Пути повышения эффективности фундаментостроения.

Анализ результатов выполненных технико-экономических исследований различных типов фундаментов в основаниях различной категории сложности (см. рис. 1) показал, что проблема их эффективного применения в Республике Беларусь, в первую очередь, обусловлена сравнительно благоприятными грунтовыми условиями на большей части ее территории (категории 1 и 2 по рис.1). Основания в пределах глубин 6-20 м размещения фундаментов, как правило, многослойны и представлены четвертичными отложениями, в основном песчаными и моренными средней прочности и прочными, занимающими более 70 % территории белорусского региона.

Очевидно, что в этом случае, в верхней зоне основания эффективно применение мелкозаглубленных плитных фундаментов на естественном основании, требующих минимальные материальные и трудовые затраты на их устройство. Но, как показывают технико-экономические исследования, в т.ч. выполненные ранее [4, 5 и др.], плитные фундаменты на естественном основании (ленточные, столбчатые), даже в благоприятных грунтовых условиях, при диапазоне нагрузок от 50 до 700 кН экономически конкурентоспособны с рациональными (инновационными) свайными вариантами, только при глубине заложения их подошвы не более 1,5 м для монолитных и 1,2 м для сборных конструкций в основаниях 1-ой категории сложности и соответственно 1, 2 м и 1,0 м – во 2-ой.

Рекомендуемая область их применения дана в таблице 3.

Таблица 3 – Рекомендуемые типы плитных фундаментов в неводонасыщенных основаниях при геотехническом риске строительства уровня А и Б по [6]

Средняя интенсивность давления на основание, МПа	Вид фундамента
от 0,05 до 0,15	Плитные ленточные и отдельные (столбчатые) Плитные из перекрестных лент Плита массивная под всем зданием или его частью
от 0,15 до 0,30	
более 0,30	

Учитывая то, что современное, строительство, в результате законодательных ограничений на использование сельскохозяйственных (пахотных) земель, связано с освоением районов и площадок со специфическими, как правило, обводненными грунтами (основания категории 3 и частично 2 по рис. 1), ранее не используемых для этих целей (неудоби; свалки; территории со структурно-неустойчивыми, намывными, насыпными, биогенными и прочими грунтами) пониженной прочности и высокой деформативностью ( $E \leq 5-7$  МПа), для них экономически оправдано применение готовых (заводского изготовления) и набивных свай. В основаниях

категории 1 и 2 готовые сваи наиболее эффективны в диапазоне нагрузок (200-400) кН/м и длине не превышающей 10 м.

Анализ результатов исследований показывает, что наибольшей эффективностью в основаниях всех категорий по рис.1 обладают фундаменты, позволяющие распределить нагрузку от здания в пределах диапазона глубин, не превышающих (6-8) м. Это относится как к плитным, так и свайным фундаментам.

Увеличение несущей способности фундамента за счет максимального развития площади плиты или поперечного сечения или длины свай в данном случае экономически неэффективно, так как дополнительные затраты на материалы и изготовление возрастают значительно быстрее чем несущая способность. Поэтому основные усилия при совершенствовании конструкций фундаментов должны быть направлены на повышение несущей способности грунтов основания фундаментов за счет доведения их физико-механических свойств до требуемых значений в процессе предварительной подготовки основания (упрочнения грунтов) или в результате изготовления фундаментов. В наибольшей мере этому критерию удовлетворяют фундаменты из свай уплотнения: готовые пирамидальные (конические) и набивные в пробитых скважинах (вытрамбованных, выштампованных, проколотых и др.). В этом плане наиболее эффективны последние сваи, т.к. могут применяться в широком диапазоне распределенных нагрузок на них (от 100 до 1000) кН/м и до 3000 кН для сосредоточенных при незначительном увеличении стоимости 1 м<sup>3</sup> готовых фундаментов.

Следовательно, главным направлением развития фундаментостроения в Республике Беларусь и резервом снижения стоимости и повышения эффективности фундаментов является разработка и применение конструктивных решений, позволяющих обеспечить высокий коэффициент  $\alpha$  (см. табл. 2) и коэффициент эффективности 1 м<sup>3</sup> фундаментов (отношения нагрузки от здания к несущей способности фундаментов по грунту), индустриальность и комплексную механизацию работ.

По итогам выполненных в РУП «Институт БелНИИС» технико-экономических исследований и оценки эффективности фундаментов для условий белорусского региона разработана концепция инновационного фундаментостроения на основе которой предложены и апробированы следующие ресурсосберегающие (инновационные) фундаменты нового поколения, технологии и оборудование для их изготовления, нашедшие широкое применение в строительстве [5, 10, 11]:

1 – плитные фундаменты на упрочненном методом вертикального армирования основании с использованием грунтобетона, как самого дешевого материала;

2 – винтовые сваи различных длин и сечений;

3 – набивные монолитные сваи в скважинах пробитых (рис. 2):

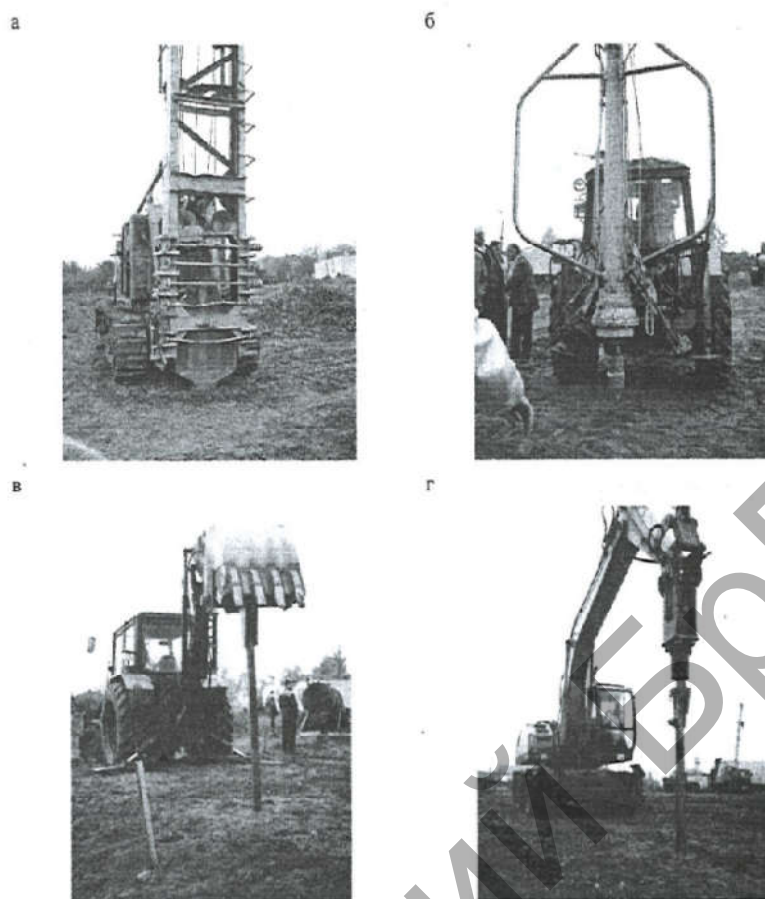
– вытрамбовкой с использованием конического штампа различных сечений и длин на базе рыхлителя, по способу СТ;

– бурораздвижкой лидером-проходчиком ( $\varnothing 80$ - $\varnothing 250$ ) мм, длиной до  $1 < 3$  м по способу СБ (совместно с ООО «ОиФК»);

– прокалываемых штампом-трубой ( $\varnothing 80$  -  $\varnothing 150$ ) мм, длиной до  $1 \leq 3$  м по способу СП (совместно с ООО «ОиФК»);

– виброштамповкой гидромолотом с использованием пики ( $\varnothing 120$  –  $\varnothing 150$ ) мм,  $l = 1,5$  м по способу СШ.

Разработанное оборудование для изготовления предложенных свай по способам СТ, СБ, СП, СШ представляют собой технологический комплекс, состоящий из базовой установки для пробивки скважин и вспомогательного оборудования для изготовления бетона или грунтобетона (для армирования грунтов) и его укладки в скважину [10].



- а - навесное оборудование (рыхлитель грунта на базе трактора ДТ, доработанное для изготовления набивных свай в вытрамбованных скважинах по способу СТ;
- б - навесное оборудование (ямобур) на базе трактора МТЗ, доработанное для изготовления набивных свай в бурораздвижных скважинах по способу СБ;
- в - навесное оборудование (экскаваторное) на базе трактора МТЗ, доработанное для изготовления набивных свай в проколотых скважинах по способу СП;
- г - навесное оборудование (гидромолот марки МГЗОО) на базе колесного экскаватора ЕК18, доработанное для изготовления набивных свай в виброштампованных скважинах по способу СШ

Рисунок 2 – Оборудование для устройства ресурсосберегающих (инновационных) свайных фундаментов "нового поколения"

**Выводы.** 1. По результатам выполненных технико-экономических исследований установлено, что в полном объеме задача определения минимальной стоимости фундамента может быть объективно решена лишь на основе комплексной оценки проектного решения, которая кроме экономического сравнения вариантов, должна включать в себя оценку его конструктивной и технологической рациональности, как определяющего фактора при оценке и выборе эффективности сравниваемых вариантов по несущей способности и стоимости (приведенных затратам) на  $1 \text{ м}^3$  материала.

2. Для достоверной оценки технико-экономических решений фундаментов следует использовать единицу измерения эффективности в 1000 кН расчетной нагрузки от здания и коэффициент эффективности несущей способности фундамента. Основные результаты технико-экономических исследований по оценке и выбору оптимальных фундаментов в грунтовых условиях Республики Беларусь вошли в ТКП /6, 7/.

3. Исходя из оценки грунтовых особенностей белорусского региона и анализа эффективности различных конструктивных решений существующих фундаментов, возможных в рассматриваемых условиях, разработана концепция ресурсосберегающего фундаментостроения

на основе которой предложены пути и принципы его дальнейшего эффективного развития, а также инновационные фундаменты, обеспечивающие снижение себестоимости и трудоемкости нулевого цикла зданий и сооружений.

Показано, что главным резервом снижения стоимости фундаментостроения в рассматриваемых условиях является разработка и внедрение инновационных конструкций и технологий, которые обеспечивают целенаправленное повышение физико-механических свойств грунтов оснований фундаментов при их возведении.

#### Список источников

1. Национальная стратегия устойчивого социально-экономического развития Республики Беларусь на период до 2020 г. / Нац. Комис. По устойчивому развитию Респ. Беларусь; редкол.: Л.М. Александрович [и др.]. – Минск: Юнипак, 2004. – 202 с.

2. Основные направления социально-экономического развития Республики Беларусь на 2006 – 2015 годы [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.pravoby.info>. – Дата доступа: 15.09.2008.

3. Колпашников, Г.А. Инженерная геология. / Г.А. Колпашников. - Минск: УП «Технопринт», 2004. – 112 с.

4. Сеськов, В.Е. Эффективные конструкции свайных фундаментов для строительства в условиях БССР / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов // Обзорная информация. Серия 67.11.29. – Минск: БелНИИТИ, 1986. – 52 с.

5. Кравцов, В.Н. Принципы оптимального проектирования и пути повышения эффективности железобетонных фундаментов в грунтовых условиях Республики Беларусь / В.Н. Кравцов, Н.В. Сорока // Проблемы современного бетона и железобетона: Материалы III Междунар. симп. В 2 т. Т1. Бетонные железобетонные констр. / МАиС РБ, РУЦ "Институт БелНИИС"; редкол. М.Ф. Марковский (председатель) [и др.]. – Минск: Минсктиппроект, 2011. – С. 206 - 221.

6. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 01.07.2012. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 165 с.

7. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007. – Введ. 01.09.2007. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2007. – 144 с.

8. Инструкция о порядке определения сметной стоимости строительства и составления сметной документации на основании нормативов расхода ресурсов в натуральном выражении. – Введ. 18.11.2011, №54 // Консультант плюс : Версия Проф. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО "ЮрСпектр". – М., 2014 – 41 с.

9. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений: СН 509-78. – Введ. 13.12.1978, №229 // Консультант плюс : Версия Проф. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО "ЮрСпектр". – М., 2014 – 65 с.

10. Кравцов, В.Н. Пути повышения эффективности фундаментостроения в условиях Беларуси / В.Н. Кравцов // Архитектура и строительство. – 2005. – №6. – С. 5-7.

11. Сеськов В.Е. Тенденции развития и опыт применения прогрессивных фундаментов в условиях Беларуси / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов [и др.] // Строительная наука и техника. – 2007. № 5. – С. 131 – 142.

## ESTIMATING SHEAR STRESS WITHIN AL- DIWANIYAH RIVER (IRAQ) BEND USING EXPERIMENTAL WORK AND FIS MODEL

Thulfikar Razzak Al-Husseini, Ali A. Al-Robay, Sura A. Saadon

**Introduction.** In the rivers, shear stress may be considered as one of the most important parameters for estimating the sediment load. Measurement of the shear stress in the rivers is not an easy task and it cannot be measured directly, however it can be measured indirectly by observing the hydraulic characteristic and geometry of the river. Analysis of the shear stress and studying any parameters in bend zone of the river is difficult compared with straight river. The cross sectional shape, secondary flow, and variation of roughness of the channel perimeter are all affect in the estimating of the shear stress on bed river even for simple cases [1].

The head losses are very large when bends in rivers become too tight, which leads to raise the water level at outer bank on one hand and lowering it at inner bank on the other hand. Moreover, the fluctuation of water level at bank causes problems such as erode at outer bank and sedimentation at inner bank [2]. Shukry has presented an experimental study on the bend and the results have shown that the highest velocities at bends are at close to outer bank in the beginning, close to the inner bank at middle and close to the inner bank at the end of bend [3]. Vaghifi *et al.* (2014) [4] have been presented different methods for calculating shear stress parameters and used the depth-average method for estimating the shear stress in a 180° laboratory bend, their results have shown that the peak shear stress took place near the beginning, 40° cross section, and close to the inner wall.

Kabir and Nasir (1996) [5] have used the precise velocity profile "Jamuna" of the river to determine bed shear stress of the bed by using different logarithmic equations. Islam (2008) has discussed the mechanisms and methods of predictions the bank erosion and suggested sustainable strategies of different bank protection measures including the economic analysis [6]. In addition, Nama A.H. (2015) has studied the distribution of shear stress in the meanders of Tigris River in Baghdad city. The geometric data of Nama's study was obtained using HEC- RAS software and then used to estimate the shear stress. The results have shown that the effect of meandering would increase the maximum shear stress [7].

Karthik *et al.* (2014) were used the Computational Fluid Dynamic (CFD) to solve flooding and modeling of alluvial roughness in the complex and dynamic domain. The river migration and the effect of pre-scour hole around the hydraulic structure were all solved. Simulation of the multi-phase flows with a free boundary including possible phase transitions in flooding was discussed [8] as well. Limnol O., (2001) was described the use of tube of Preston Static for estimating the local shear stress in Mountain Rivers. The results have indicated that the local shear stress could be quickly measured at lower costs in the field [9].

Booij R., (2003) was used the 2-D horizontal model and showed that due to deferential advection main flow momentum is advocated from the region of low velocity at the inner of bend to the region of high velocity at the outer bend and so the negative eddy viscosity is required while in the 3-D the advection effect is included in the computation [10].

Al Amin *et al.*, (2013) has conducted an experimental study in a compound meandering channel. The results have shown that the shear stress increases with increasing the ratio of depth to width and minimum shear stress occurs at the outer bed while the location of high stress is at the inner of the bed for the compound meandering channel [11]. Kardan *et al.*, (2012) have described the bed shear stress distributions around and downstream of cylindrical bridge pier using various turbulence model. A large number of numerical simulations have been carried out to predict the bed shear stress of vortex shedding behind the pier using the Fluent and Gambit software [12].

Afzalimehr *et al.*, in (2006) [13] were studied the effect of a gravel bed in a compound bend of a natural river (case study in Iran) to measure the velocity using current meter and flow resistance analysis. The results showed that the flow depth was effected to the size of gravel and the Froude

number have less impact on the estimation of flow resistance. Elsaeed *et. al.*, (2015) [14] have studied the effect of releasing peak flow discharges on bed shear stress meandering river reach at Kafr El-Zayat City by using a two dimensional numerical model “SMS” and a hydrographic measurement. The results showed that the shear stress at bed reduces near the banks. In addition, Lai and Greimann (2010) [15] investigated the adequacy of 2-D depth averaged model for modeling the contraction scour. The model was adequate for estimating the contraction scour and it was also adequate compared with three dimensional model except for the estimating the aggradation at the downstream channel.

**Experimental study.**

**A. Case study**

The selected case is a bend in Al-Diwaniya River which is located in Barshawiya city as a part of Al- Qadisiyah governorate, Iraq. Al- Barshawiya city shown in Figure 1 located on the border between Al- Diwaniya and Al-Muthana governorates in Iraq with a total area of 2794 km<sup>2</sup> [16].

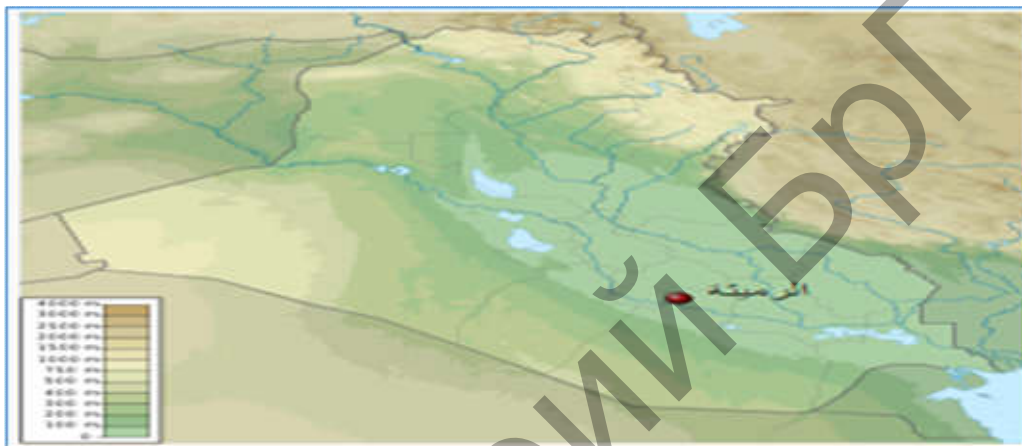


Figure 1 – Location of Al-Barshawiya city, Iraq [16]

**B. Measurement of hydraulic parameters using M-9 device.**

In this study, a field and experimental study have been conducted to evaluate the shear stress and to determine the maximum shear stress path of a bend in Al-Diwaniyah River, Al-Qadisiyah Governorate, Iraq. A specific bend was selected and divided into several curvature zones using an angle of 40°. Different hydraulic characteristic parameters such as: cross section, the bend radii, the bent width, the bend depth, and the velocity were measured by using the M-9 device as shown in Figure 2. Samples of bed and side soil were collected for a sieve analysis which is conducted in soil laboratory at college of Engineering, University of Al- Qadisiyah. Thereafter, the d<sub>50</sub> was obtained and the Manning coefficients calculated for each section using Manning- Strickler equation.



Figure 2 – The M-9 device.

**C. Collection of data from the field**

As mentioned before, the bend has been divided into several 40° angle sections using GIS as shown in Figure 3. The data were obtained by using the M-9 device for each angle. Each section was subdivided into 5-meter curvature zones a cross the river width and hydraulic parameters such as: mean velocity, depth of water, and the bend radii were collected for each sub-cross section. Figures 4 and 5 represent the collected data for each section and the cross section at some angles of

bend respectively collected by the M-9 device. Samples of soil for each sub-cross section were collected from bed of river for sieve analysis and then the  $d_{50}$  was obtained for each sub-cross section.

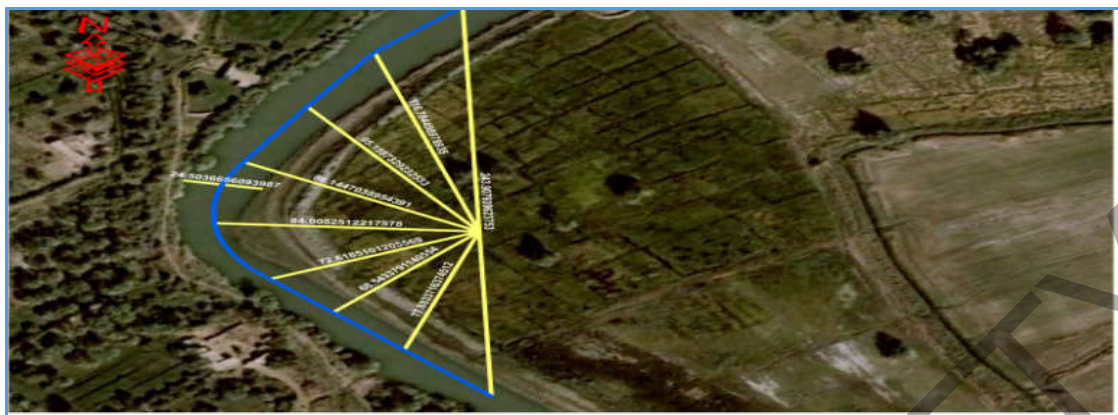


Figure 3 – The bend used in the study and its angled zones

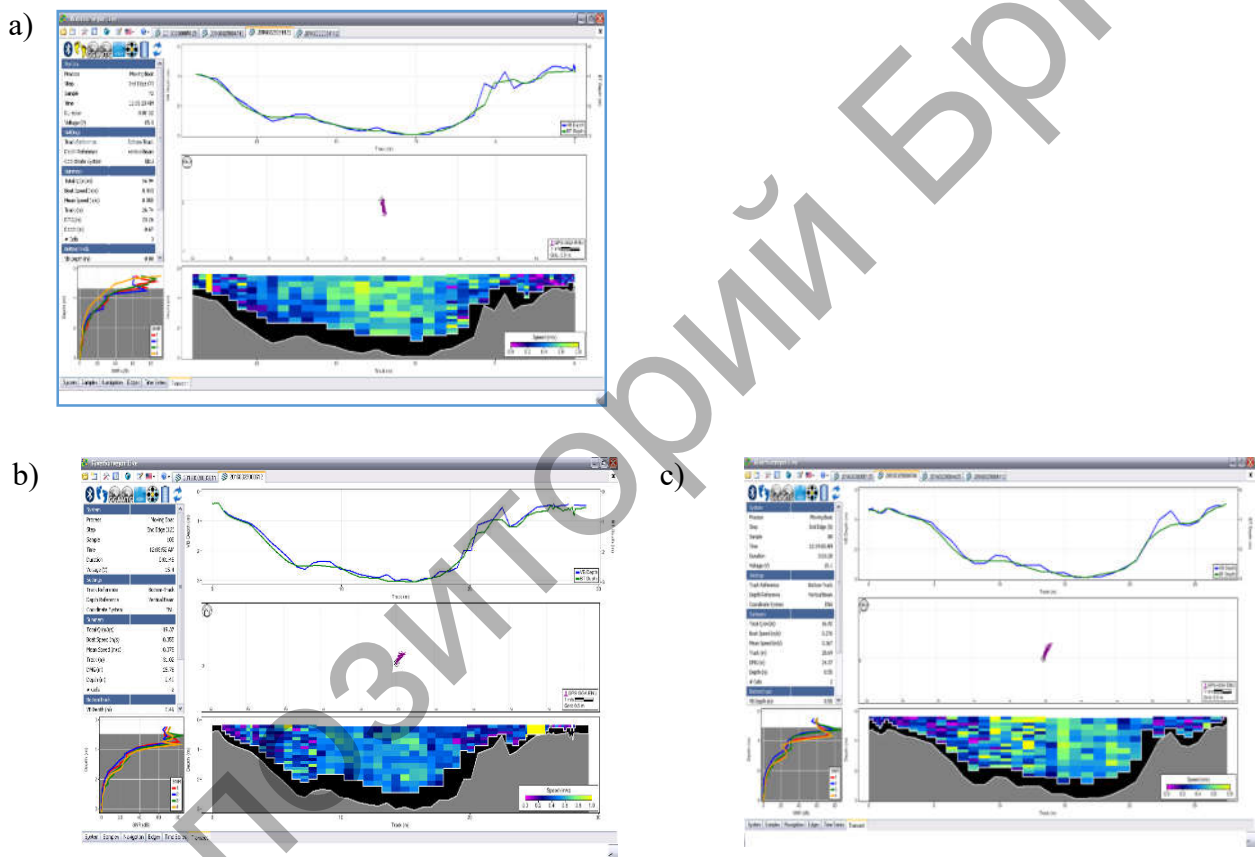


Figure 4 – Cross section at some angles of bend a) at  $0^\circ$  angle b) at  $160^\circ$  angle c) at  $280^\circ$  angle.



Figure 5 – Collection of data in the field using M-9 device

**Theoretical study.** The following equations have been used for calculating the experimental collected data of the bed and the side shear stress for each curvature zones of the bend [7].

$$\tau_b = cf \cdot \rho \cdot V^2 \quad \dots (1)$$

$$cf = (n^2 \cdot g) / y^{(1/3)} \quad \dots (2)$$

$$\tau_s = Kb \cdot \tau_b \quad \dots (3)$$

$$n = (d_{50}^{(1/6)}) / 21.1 \quad \dots (4)$$

$$Kb = 2.0 \quad \text{if } Rc/Tw \leq 2$$

$$Kb = 1.05 \quad \text{if } 10 \leq Rc/Tw$$

$$Kb = 2.38 - 0.206 Rc/Tw + 0.0073 [(Rc/Tw)]^2 \quad \text{if } 2 < Rc/Tw < 10$$

Where:  $\tau_b$ : shear stress at bed of bends ( $N/m^2$ );  $\rho$ : Mass density of water ( $kg/m^3$ );  $V$ : velocity of water ( $m/s$ );  $n$ : Manning coefficient (can be calculated from Manning – Strickler equation, Eq.4);  $g$ : gravity acceleration ( $m/s^2$ );  $y$ : depth of water (m);  $\tau_s$ : shear stress at side in bend ( $N/m^2$ );  $Kb$ : coefficient (dimensionless);  $Rc$ : Radii of bend (m);  $Tw$ : Width of river (m).

Figure 6 represents the path at the largest shear stress which was calculated according to the method described in paragraph C of section II. It can be seen from this figure that the path was close to the inner near the beginning of the bend and close to the outer at the middle. It was close to the outer at the end of the bend. Based on the sieve analysis conducted in the soil laboratory, the  $d_{50}$  was obtained for each sub-section. The Manning coefficients were calculated by using the Manning – Strickler equation (Eq. 4) and the results showed that the Manning coefficient at the bed of the bend was about 0.027 while at the sides was about the range (0.038-0.042).

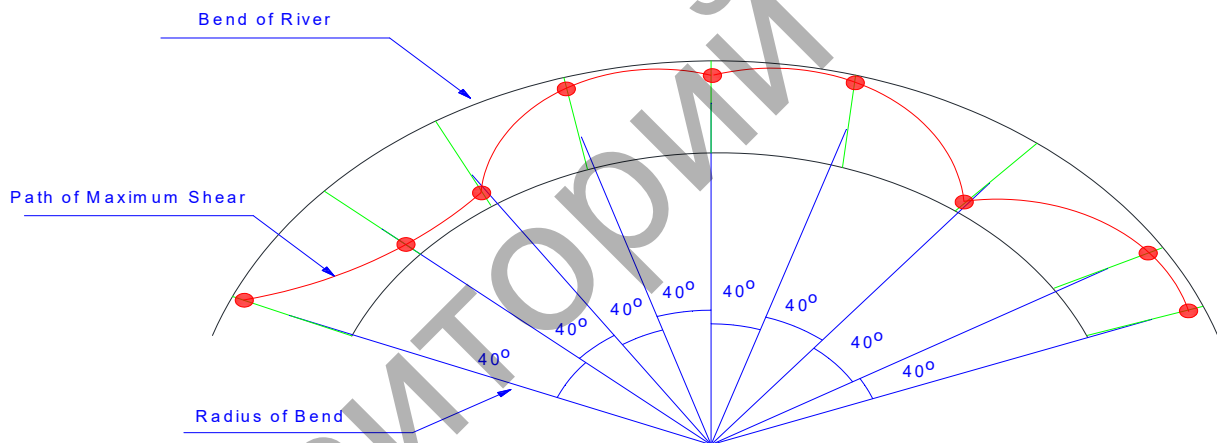


Figure 6 – Path of maximum shear stress in bend.

**FIS Model.** The Fuzzy approach concept has firstly been introduced by Zadeh (1965) [17] and widely used in various fields of technology and science. Using of fuzzy logic in modeling of water resources field is relatively new. Fuzzy model is similar to the ANN and the ANFIS. In fuzzy modeling, the basis is using the directly knowledge of an experienced expert directly. Firstly, the fuzzy sets of the inputs and the outputs have to be created. Secondly a set of rules are to be used to combine the inputs with the outputs. The basic form of the system for the fuzzy inference (FIS) is transforming the data to membership functions, then the input for membership function transformed to rules. Then, the rules transform the output data to output membership functions and finally transform the output membership function to a crisps output.

Membership function used to show the input. The aim of using this function is to transform the crisp data to interval data and to weight the inputs [18]. Rules used for input data and then used the membership functions, then give the output [18]. In MATLAB software, two methods can be used to generate of the initial fuzzy inference system. Firstly, the grid partitioning and secondly the subtractive clustering. The number of membership functions must be determined when the grid partitioning is method used [19].

Fuzzy logic representations have found to represent the uncertainty in engineering problems. A Fuzzy set may be explained in a mathematical form (is the assigning each possible individual in



the universe of discourse in an understandable clause), by a value representing its grade of membership in the fuzzy set. The transforming the input data to an output using fuzzy logic is called the fuzzy inference.

**FIS Model application for estimating shear stress in bend.** In this study, a new model was presented to estimate the shear stress in bend at Al- Diwaniya River. To prepare the FIS model, 80% of all data have been used as an establishing data (chosen randomly), while the 20 % remaining data were used for verification of the FIS model. The parameters involved in the establishing of FIS were: angle of curvature, radius of bend, width of river, depth of water, Manning coefficient, and velocity of flow as input data and the shear stress  $\tau$  at bend as output data.

Five membership functions have been used in this paper which are available in MATLAB, which are: pi curves (pimf), Gaussian (gaussmf), Gaussian combined (gauss2mf), Difference of two sigmoid (dsigmf), and Product of two sigmoid (psigmf). Mean Square Error (MSE) was used for determining the best membership function that represents the data. Results show that data with Gaussian membership function can estimates shear stress in bend better than the other as shown in Table (1). Also, by ignoring the effect of curvature, equations 1 to 4 can be applied for Al-Diwaniya river since the error was very little ( $MSE = 3.945 \cdot 10^{-3}$ ) as shown in Table (1). This paper presented a novel study to implement FIS model to river bend.

Table 1 – Membership functions and its performance.

Member- ship func- tion	Perform- ance for train- ing data	Perform- ance for test- ing data
	MSE*10 <sup>(-3)</sup>	MSE*10 <sup>(-3)</sup>
gaussmf	3.984	3.945
gauss2mf	15.581	15.581
pimf	188.38	61.68
dsigmf	21.985	21.985
psigmf	21.985	21.985

Figures 7 and 8 represent FIS editor with the variables and shape function, and the rules using MATLAB R2011b, respectively.

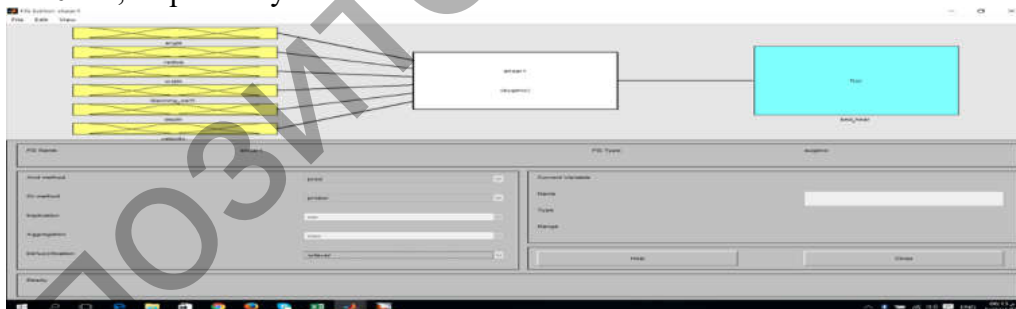


Figure 7 – FIS Editor

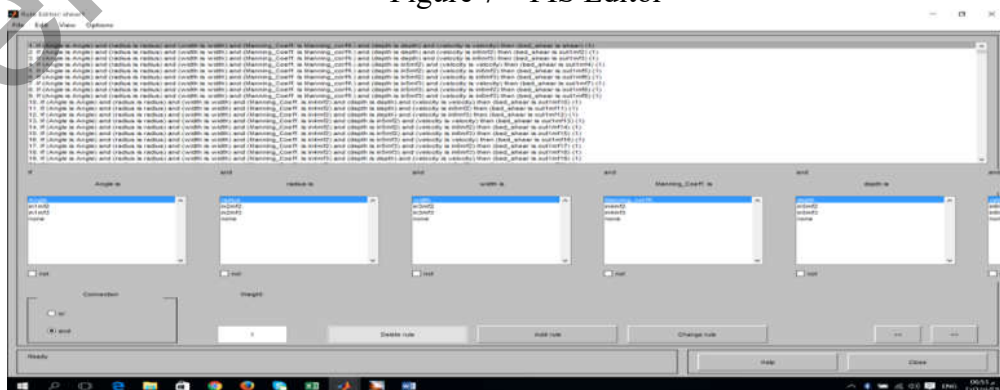


Figure 8 – Rules of the FIS Model.

Figures 9 and 10 show the output of the FIS Model and the surface of angle- velocity- shear at bend, respectively.

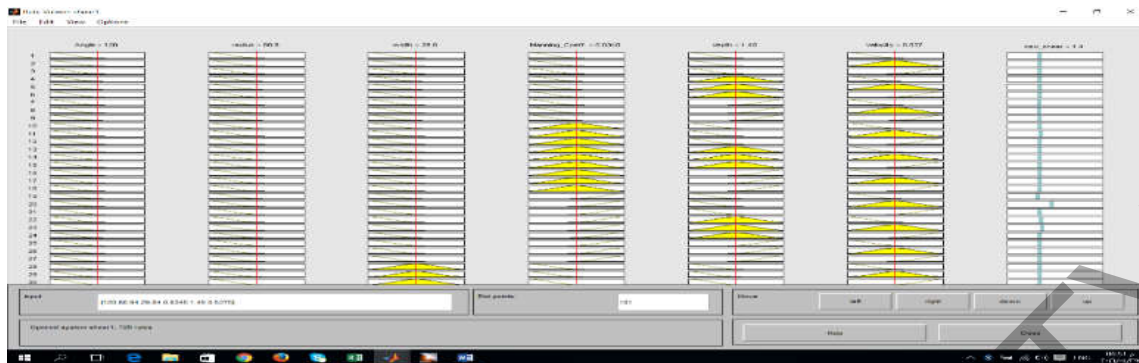


Figure 9 – The output of the FIS Model.

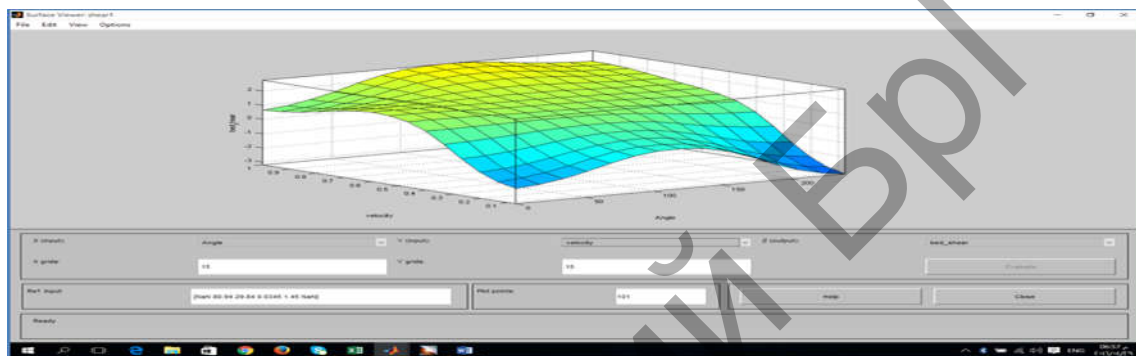


Figure 10 – The surface of angle- velocity- shear stress at bend.

**Conclusion.** A new model based on an experimental collected data has been derivate in this paper to compute the shear stress through a bend within Al- Diwaniya River, Al-Qadisiyah Governorate, Iraq. Each 40°-angled zone has been subdivided into sub-division with 5 m in length crossing the river's width. This paper experimentally measured the hydraulic parameters and then theoretically calculated the shear stress path at the bend. It can be seen that the path was close to the inner near the beginning of the bend and close to the outer at the middle. It was close to the outer at the end of the bend. In addition, this paper gives the efficiency of (FIS) model to estimate the shear stress in bend at Al- Diwaniya River, Al-Qadisiyah Governorate, Iraq. The FIS model indicated that the equations 1 to 4 can be applied for Al-Diwaniya River ignoring the effect of curvature since the error between the equation and FIS model was very little.

### References

1. Ansari, K. (2011). " Boundary shear stress distribution and flow structures in trapezoidal channels" Doctoral dissertation, University of Nottingham.
2. Henderson F.M., (1966);" Open channel flow", Macmillan Publishing Co., Inc., USA
3. Chow, V.T., (1959)," Open channel hydraulics", McGraw- Hill international book company, Tokyo.
4. Vaghifi M., Akbari M., and Fiouz A., R., (2014);" Experimental investigation on bed shear stress distribution in a 180 degree sharp bend by using Depth –Average Method", International Journal of Scientific Engineering and Technology. Vol. No. 3, Issue No. 7, pp: 962-966.
5. Kabir M, R, and Ahmed Nasir (1996), "Bed shear stress for sediment transportation in the river Jamuna", Journal of civil engineering, Institution of Engineers, Bangladesh, Vol. CE 24, No. 1.
6. Islam Shofiul Md., (2008)," River bank erosion and sustainable protection strategies", Fourth international conference on scour and erosion.
7. Nama Alaa Hassan (2015), " Distribution of shear stress in the meanders of Tigris river within Baghdad city", Al-Nahrain University, college of engineering, Journal (NUCEJ) Vol. 18, No. 1, pp. 26-40.
8. Karthik R., Kumar U., and Pandey K.M, (2014)," CFD Analysis in the field of river engineering: A review", International Review of Applied Engineering Research ISSN 2248-9967, Vol. 4, No.4, pp. 337-342.

9. Limnol Oceanogr, (2001)" Measurement of local bed shear stress in streams using Preston – static tube", American Society of Limnology and Oceanography, Inc., Vol. 46, No. 8, pp. 2080-2087.
10. Booij Robert, (2003)," Modeling the flow in curved tidal channels and rivers", International Conference on Estuaries and coasts, November 9-11, Hangzhou, china.
11. Al Amin Abdullah, Khan S. M., Ashraf- ul- Islam, (2013)," An experimental study of shear stress distribution in a compound meandering channel", American Journal of Civil Engineering, Vol. 1, No. 1, pp.1-5.
12. Kardan Nazila, Hassanzadeh Yousef, Hakimzadeh Habib, (2012)," Comparison of dynamic bed shear stress distribution around a bridge pier using various turbulence model", ICSE Paris. Vol.6, No. 283, pp. 215- 223.
13. Afzalimehr Hossein, Heidarpour Manouchehr, and Salimi Alireza, (2006), " Flow resistance in a compound gravel- bed bend", Sadhana, Vol.31, No. 6, pp. 731-741.
14. Elsaed Gamal, Ibrahim Mohammad, Elersawy Hossam, (2015)," Bed shear stress evaluation at the Nile River Bends on Rosetta branch", APRN Journal of Science and technology ISSN 2225-7217, Vol. 5, No.4, pp. 179-189.
- 15.Lai Yong G., and Greimann Blair P., (2010)," Predicting contraction scour with a two- dimensional depth- averaged model", Journal of Hydraulic Research, Vol. 48, No. 3, pp. 383-387.
16. Ministry of Water Resources, State Commission for Water Resources at Al-Simaya Governorate, (2016), Annual Report.
17. Zadeh, L. A., (1965),"Fuzzy sets, Information and Control", Vol. 8, No 3, pp. 338–353.
18. Bahramifar, A., Shirkhani, R., Mohammadi, M., (2013); "An ANFIS based approach for predicting the Manning roughness coefficient in alluvial channels at the bank-full stage", International Journal of Engineering, Vol.26, No. 2, pp. 177-186.
19. Bisht D. C. S., Raju M. Mohan, and Joshi M.C., (2009)," Simulation of water table elevation fluctuation using Fuzzy- Logic and ANFIS", Computer Modelling and New Technologies, Vol. 13, No.2, pp.16-23.

## КОНТАКТНАЯ ЗАДАЧА ДЛЯ ШАРНИРНО-СОЕДИНЕННЫХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Босаков С.В., Козунова О.В.

**Введение.** Контактная задача для шарнирно-соединенных прямоугольных плит на упругом основании в полной мере и универсальной постановке не решена до настоящего времени. Исследованиями по расчету шарнирно-соединенных плит на упругом основании занимались в СССР: Б.Г. Корнев [1], который предложил решение этой задачи с использованием обобщенных функций; Р.В. Серебряный [2] – на основании своего подхода дал решение пространственной задачи об изгибе шарнирно-соединенных прямоугольных плит на упругом полупространстве и составил таблицы для облегчения инженерных расчетов; Г.Я. Попов [3] получил точное решение контактной задачи для шарнирно-сочлененных балочных плит на упругой полуплоскости, но при этом он использовал сложный математический аппарат для получения этого решения; А.Г. Юрьев [4] использовал интегральный метод Л.П. Винокурова для решения этой задачи.

Общий подход для расчета шарнирно соединенных жестких прямоугольных плит на упругом основании, основанный на смешанном методе строительной механики [5] и способе Жемочкина [6], был описан в работе авторов [7]. Этот подход позволяет с единых позиций рассчитывать шарнирно – соединенные плиты или балки любой формы и жесткости на различных моделях упругого основания на произвольную вертикальную нагрузку. Численная реализация предлагаемого подхода выполнена на семи шарнирно-соединенных прямоугольных жестких плитах на основаниях Винклера и приведена в работе [7].

**Постановка контактной задачи.** Рассмотрим систему из  $Np$  шарнирно-соединенных в двух точках прямоугольных плит на упругом основании (рисунок 1) под действием внешней нагрузки. Крайние плиты будем считать шарнирно опертыми с одной стороны на неподвижное основание.

Каждую плиту разобьем на одинаковые прямоугольные участки размерами  $\Delta x \times \Delta y$  и в центре каждого участка поставим вертикальную связь, через которую осуществляется контакт плиты с упругим основанием. Будем считать, что усилие в связи вызывает равномерную эпюру давлений в пределах участка.

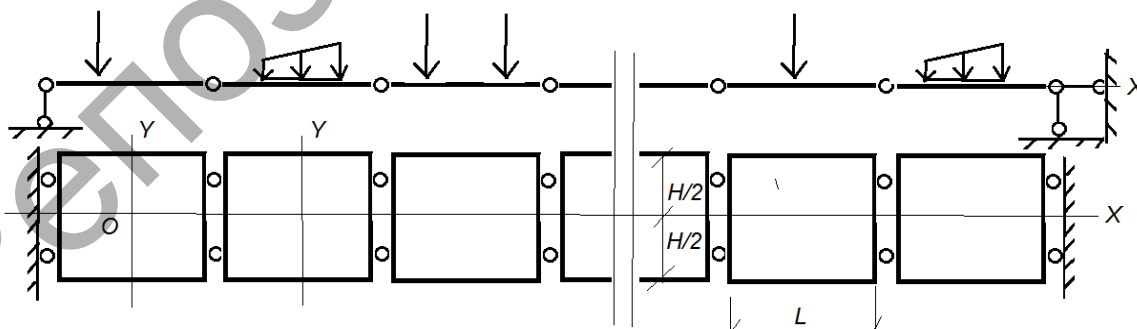


Рисунок 1 – Заданная система шарнирно-соединенных  
прямоугольных плит

Полученную статически неопределимую систему решаем смешанным методом строительной механики [5], приняв за неизвестные усилия в введенных связях, линейные и угловые перемещения защемлении в центре каждой плиты и поперечные силы в соединительных шарнирах. На рисунке 2 приводится фрагмент основной системы смешанного метода для крайних плит.

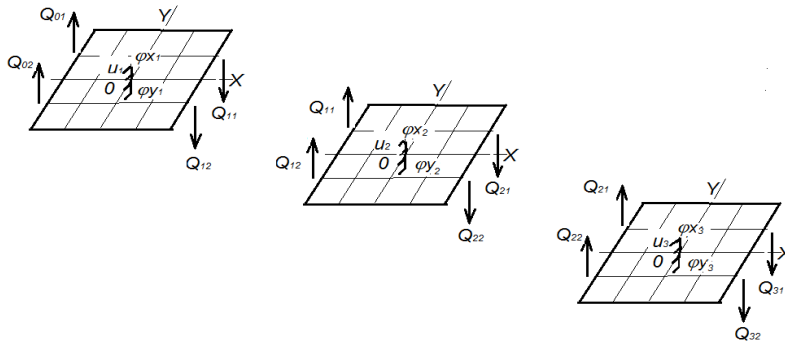


Рисунок 2 – Левый фрагмент основной системы смешанного метода строительной механики

Канонические уравнения смешанного метода для средней плиты с номером  $i$  запишем в следующем виде

$$\begin{cases}
 \sum_{k=1}^2 \delta_{Q,i-1} Q_{i-1}^k + \delta_{1,1} X_1 + \dots + \delta_{1,m} X_m + u_i + \phi x_i y_1 + \phi y_i x_1 + \sum_{k=1}^2 \delta_{Q,i} Q_i^k + \Delta_{1,p} = 0 \\
 \dots \\
 \sum_{k=1}^2 \delta_{Q,i-1} Q_{i-1}^k + \delta_{m,1} X_1 + \dots + \delta_{m,m} X_m + u_i + \phi x_i y_m + \phi y_i x_m + \sum_{k=1}^2 \delta_{Q,i} Q_i^k + \Delta_{m,p} = 0 \\
 \sum_{k=1}^m X_k y_k - \frac{h}{2} Q_{i,1} + \frac{h}{2} Q_{i,2} + \frac{h}{2} Q_{i-1,1} - \frac{h}{2} Q_{i-1,2} - M_x = 0 \\
 \sum_{k=1}^m X_k x_k - \frac{L}{2} Q_{i,1} - \frac{L}{2} Q_{i,2} - \frac{L}{2} Q_{i-1,1} - \frac{L}{2} Q_{i-1,2} - M_y = 0 \\
 \sum_{k=1}^m X_k - Q_{i,1} - Q_{i,2} + Q_{i-1,1} + Q_{i-1,2} - R = 0 \\
 \sum_{k=1}^2 \delta_{Q,i-1} Q_{i-1}^k + u_{i-1} - \frac{h}{2} \phi x_{i-1} - \frac{L}{2} \phi y_{i-1} + u_i - \frac{h}{2} \phi x_i + \frac{L}{2} \phi y_i = 0 \\
 \sum_{k=1}^2 \delta_{Q,i-1} Q_{i-1}^k + u_{i-1} + \frac{h}{2} \phi x_{i-1} + \frac{L}{2} \phi y_{i-1} + u_i + \frac{h}{2} \phi x_i - \frac{L}{2} \phi y_i + \sum_{k=1}^2 \delta_{Q,i} Q_i^k = 0,
 \end{cases} \quad (1)$$

где  $m$  – число участков Жемочкина на плите;

$u_i, \phi x_i, \phi y_i$  – неизвестные линейное и угловые перемещения введенного защемления на плите с номером  $i$ ;

$R, M_x, M_y$  – равнодействующая внешних сил и моменты равнодействующей относительно координатных осей на плите с номером  $i$ ;

$Q_{i,1}, Q_{i,2}$  – поперечные силы в разрезанных шарнирах по одну правую сторону плиты с номером  $i$ ;

$X_k$  – усилие в связи Жемочкина с номером  $k$ .

Коэффициенты при неизвестных уравнения (1) определяются из следующих соотношений:

а) для основания Винклера [7]

$$\begin{aligned}
 \delta_{i,k} &= \frac{1}{K \Delta x \Delta y} + \frac{b^2}{16\pi D} w_{i,k}, \quad i = k; \\
 \delta_{i,k} &= \frac{b^2}{16\pi D} w_{i,k}, \quad i \neq k,
 \end{aligned} \quad (2)$$

где  $K$  – коэффициент постели упругого основания, определяется по формуле [6]

$$K = \frac{E_0(1-\nu_0)}{(1+\nu_0)(1-2\nu_0)h_0}, \quad (3)$$

справедливой при  $h_0 \leq \frac{b}{2}$ ;

б) для упругого полупространства

$$\delta_{i,k} = \frac{1-\nu_0^2}{\pi E_0 \Delta x} F_{i,k} + \frac{b^2}{16\pi D} w_{i,k}, \quad (4)$$

где  $F_{i,k}$  – безразмерная функция, определяется [6] по формуле

$$F_{i,k} = 2 \frac{\Delta x}{\Delta y} \left[ \ln \frac{\Delta y}{\Delta x} + \frac{\Delta y}{\Delta x} \ln \left( \frac{\Delta x}{\Delta y} + \sqrt{\frac{\Delta x^2}{\Delta y^2} + 1} \right) + \ln \left( 1 + \sqrt{\frac{\Delta x^2}{\Delta y^2} + 1} \right) \right]. \quad (5)$$

Прогибы плиты с защемленной нормалью в основной системе смешанного метода в полярных координатах определяются по формуле [8] (рисунок 3)

$$w(r, \theta) = \frac{Pb^2}{16\pi D} \left( \frac{d^2 - 2dr \cos \theta + r^2}{b^2} \ln \frac{d^2 - 2dr \cos \theta + r^2}{b^2} + \frac{2dr \cos \theta}{b^2} \left( \ln \frac{d^2 r^2}{b^4} - 1 \right) - \frac{d^2}{b^2} \ln \frac{d^2}{b^2} - \frac{r^2}{b^2} \ln \frac{r^2}{b^2} \right), \quad (6)$$

где  $d$  – радиальная координата точки приложения сосредоточенной на плите;  $D$  – цилиндрическая жесткость плиты.

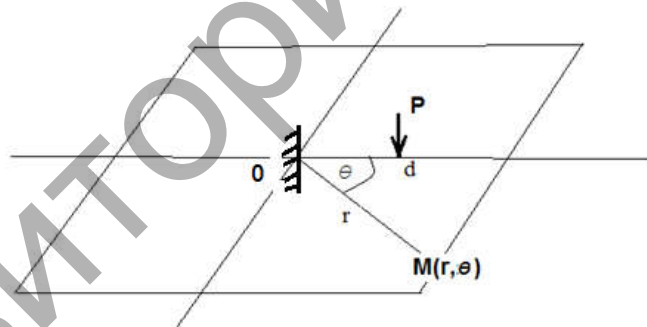


Рисунок 3 – Плита с защемленной нормалью в полярных координатах

Первые  $(m+3)$  системы (1) подобны стандартным уравнениям способа Жемочкина [6], где дополнительно входят 4 поперечные силы в разрезанных шарнирах. Последние два уравнения выражают условия отсутствия вертикальных взаимных перемещений в местах расположения промежуточных шарниров на границе двух соседних плит. Для первой и последней крайних плит в системе (1) два уравнения выражают условия отсутствия вертикальных перемещений в левых и правых опорных шарнирах. Свободные члены системы (1) определяются с помощью (3).

Если обозначить число плит через  $Np$ , то общее число неизвестных усилий в связях Жемочкина, линейных и угловых перемещений введенных защемлений на плитах и поперечных сил в шарнирах для расчета этой системы плит выразится формулой

$$Np(m+3) + 2Np + 2 \quad (4)$$

Структура системы разрешающих уравнений для системы плит представлена на рисунке 4. Блоки по главной диагонали образованы по системе (1), побочные блоки являются нулевыми

в случае основания Винклера. В случае упругого полупространства они характеризуют взаимное влияние плит и определяются с использованием формул (5).

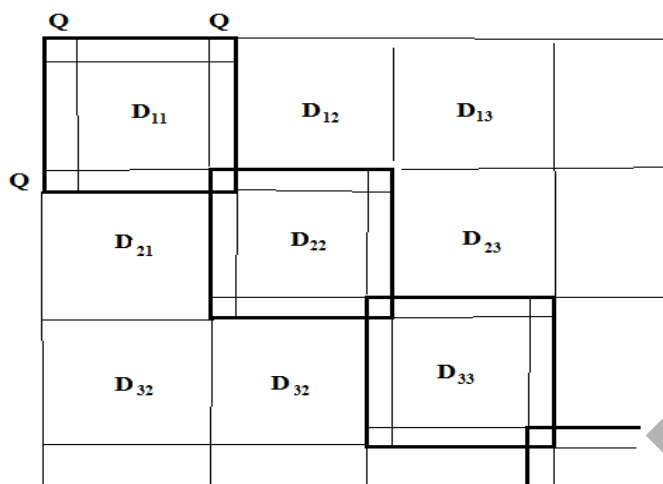
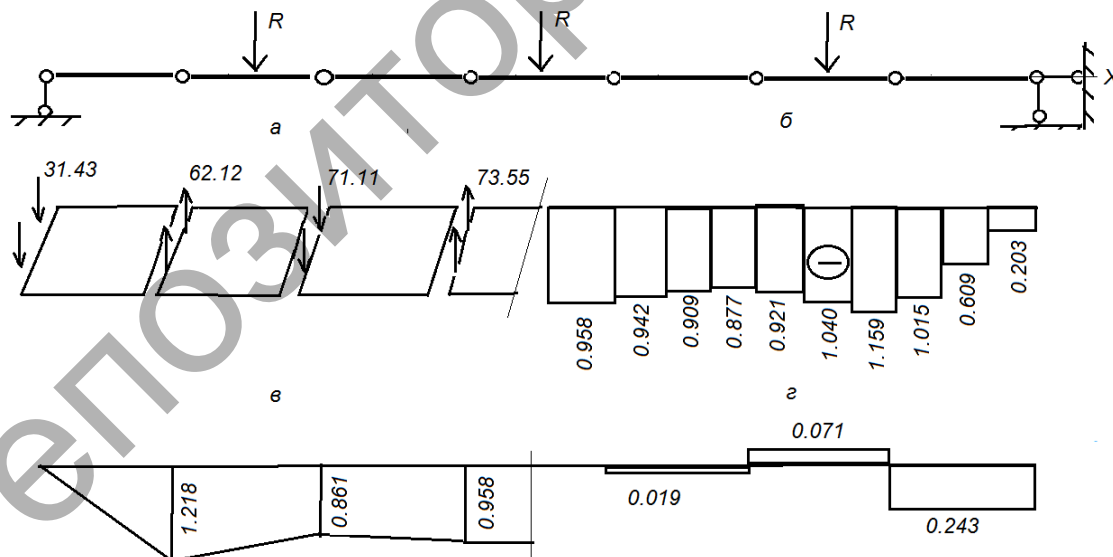


Рисунок 4 – Структура системы разрешающих уравнений

**Численная апробация.** Предлагаемый универсальный подход решения контактной задачи численно реализуется для шарнирно-соединенных жестких плит (понтон) на основании Винклера (пример 1) [7] и гибких аэродромных плит на упругом полупространстве (пример 2).

Пример 1. Расчет системы из 7 прямоугольных жестких плит размерами 5м x 6,8м на основании Винклера (коэффициент постели –  $10 \text{ кН/м}^3$ ) приведен в [7]. Собственный вес плиты - 20 кН. Вторая, четвертая и шестая плита нагружены симметричной нагрузкой  $R=600 \text{ кН}$ .

На рисунке 5 приведены результаты расчета поперечных сил на границах между плитами, реактивных давлений, вертикальных и угловых перемещений плит. Из условия симметрии результаты приведены для половины системы.



a - распределение поперечных сил в соединительных шарнирах (кН);

б - распределение реактивных давлений ( $\text{кН/м}^3$ );

в - осадки плиты (м); г - угловые перемещения плит (рад) в точке k

Рисунок 5 – Результаты расчета системы из 7 шарнирно-соединенных жестких плит (понтон) на основании Винклера

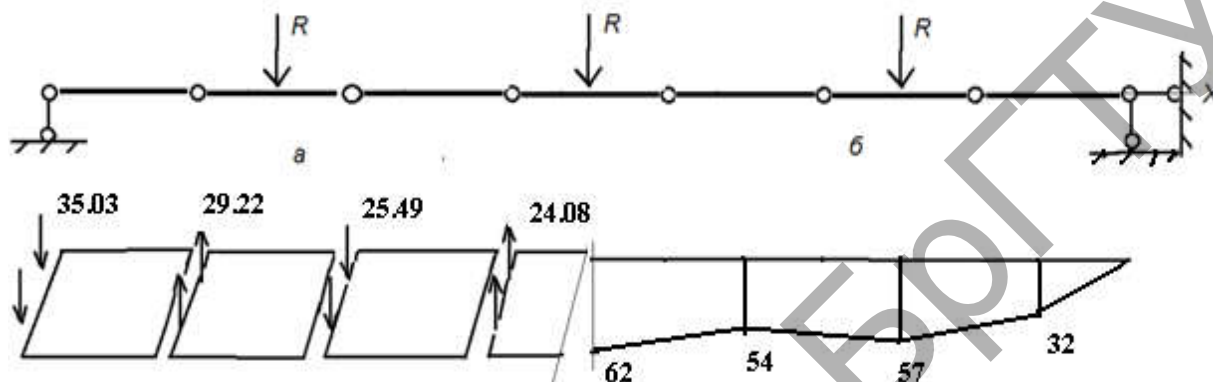
Пример 2. В данном примере рассмотрим расчет системы из 7 прямоугольных гибких плит размером 4м x 3м на упругом полупространстве, со следующими характеристиками грунта  $E_0 = 25 \text{ МПа}$ ;  $\nu_2 = 0.2$ ;  $h_2 = 0.25 \text{ м}$ . Собственный вес плиты - 54 кН.

Показатель гибкости определяется по формуле [9] и равен

$$\beta = \frac{Ea^3}{(1-\nu^2)D} = 44.5 .$$

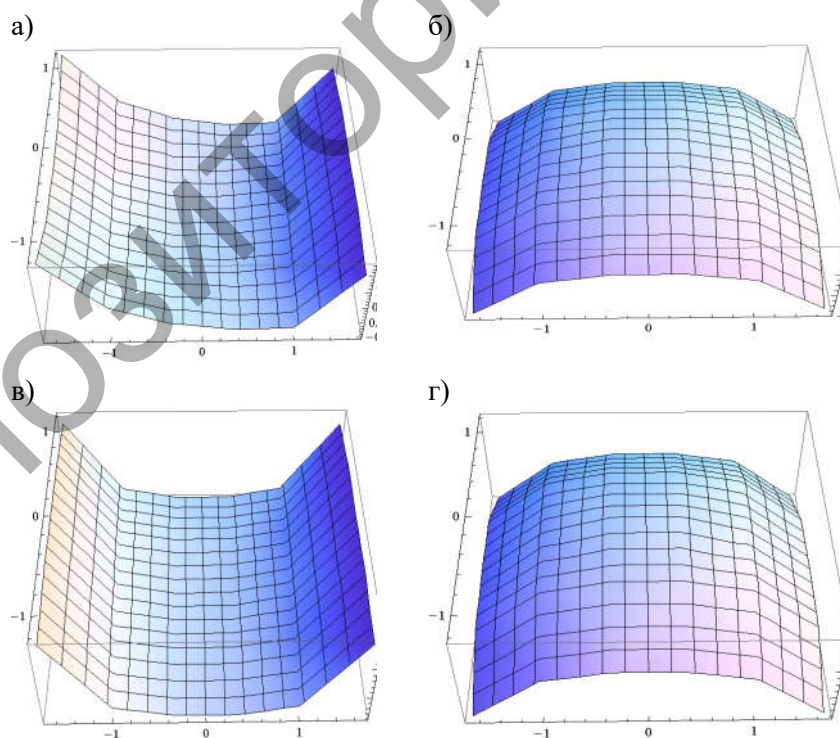
Вторая, четвертая и шестая плиты нагружены симметричной нагрузкой  $R=600$  кН. Разбивка каждой плиты – на  $3 \times 4$  равных прямоугольных участков. Общее число неизвестных – 121.

На рисунках 6,7 приведены результаты расчета для распределения поперечных сил в соединительных шарнирах, осадков центров плиты и усилий в связях Жемочкина. Из условия симметрии, как и в примере 1, результаты расчета приведены для половины системы.



а – распределение поперечных сил в соединительных шарнирах (кН);  
б – осадки центров плиты (мм)

Рисунок 6 – Результаты расчета системы из 7 шарнирно-соединенных гибких плит на упругом полупространстве



а) в первой слева плите; б) во второй слева плите;  
в) в третьей слева плите; г) в центральной плите

Рисунок 7 – Результаты расчета системы из 7 шарнирно-соединенных гибких плит: усилия в связях Жемочкина (кН)



## **Выводы**

В работе получена развитая несложная универсальная методика решения контактных задач для системы шарнирно-соединенных прямоугольных плит на упругом основании. Методика основана на смешанном методе Жемочкина и может быть обобщена на любое число плит конечной жесткости и различные модели упругого основания. Отличие от стандартного способа Жемочкина заключается во введении дополнительных неизвестных поперечных сил в соединительных шарнирах и составлении условий равенства вертикальных перемещений в общих шарнирах смежных прямоугольных плит.

Полученные результаты могут быть непосредственно использованы при расчете сборных железобетонных дорожных и аэродромных плит (гибкие плиты), плит понтонных переправ (жесткие плиты).

## **Список источников**

1. Корнев Б.Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании. М., Стройиздат, 1954.
2. Серебряный Р.В. Расчет тонких шарнирно-соединенных плит на упругом основании. М., Стройиздат, 1962. 64с.
3. Попов Г.Я. О расчете неограниченной шарнирно-разрезной балочной плиты, лежащей на упругом полупространстве. Изв. Вузов, Строительство и архитектура, 3, 1959. С.25-33.
4. Юрьев А.Г. Балки и плиты с конструктивными и пластическими шарнирами на податливом основании. Харьков: Изд. Изв. Вузов. 1964.
5. Ржаницин А.Р. Строительная механика. М., Высшая школа. 1991. 439с.
6. Жемочкин Б.Н., Сеницын А.П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. М., Стройиздат, 1962. 239с.
7. Босаков С.В. Расчет шарнирно-соединенных прямоугольных жестких плит на основании Винклера / С.В. Босаков, С.И. Зиневич, О.В. Козунова/ НТЖ: Строительная механика и расчет сооружений. М. – №3 (278) – 2018. – с. 8-10
8. Босаков С.В. . Статические расчеты плит на упругом основании.- Мн., БНТУ, 2002. 128с.
9. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат, 1984. 639 с.

## МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ СТАКАННОГО ТИПА

Гринёв В. В., Пидложевич А. Н.

Согласно литературных источников [5...7, 11...21] алгоритм расчета и конструирование фундаментов, отличается в разных школах незначительно и включают как правило следующие разделы:

- определение сечения подколонника;
- подбор размеров подошвы, с учетом прочности грунтового основания;
- проверка фундамента на продавливание;
- проверка фундамента на «обратный» момент;
- подбор армирования подошвы;
- подбор вертикального и горизонтального армирования подколонника;
- подбор поперечного армирования днища стакана подколонника.

В связи с интеграцией стандартов Беларуси с европейскими, отдельные разделы расчета претерпели изменения.

Согласно п. А1.3.1 [1], расчет элементов конструкции (фундаменты, сваи, стены подвалов и т. д.) (STR), учитывающие геотехнические воздействия и сопротивление грунта (GEO, см. п. 6.4.1) /1/, рекомендуется производить, используя один из следующих трех принципов, дополненных с учетом геотехнических воздействий и сопротивления указаниями, приведенными в п. 2.4.7.3.4.1 [2].

Расчетные значения согласно таблиц А1.2(С), А1.2(В) [1] применяются в отдельных расчетах как для геотехнических воздействий, так и для других воздействий на конструкцию или для воздействий, создаваемых конструкцией. Как правило, размеры фундаментов определяют на основе таблицы А1.2(С), а несущую способность конструкции - на основе таблицы А1.2(В).

Размеры подошвы фундамента определяют, руководствуясь двумя нормативными документами [2] (приложение D) и [4] (п. 5.3).

Определение размеров подошвы фундамента можно производить без расчета основания по деформациям, если среднее давление от усилий  $P_0$  по подошве не превышает расчетного сопротивления грунта  $R$ .

В одноэтажных промышленных зданиях с кранами грузоподъемностью до 75 т минимальное давление под подошвой должно быть  $P_{\min} \geq 0$ , т.е. эпюра давления на грунт может быть треугольной ( $P_{\min}=0$ ) или трапециевидной ( $P_{\min}>0$ ), т.е. случай неполного касания подошвы фундамента основания не рассматривается.

Стаканная часть фундамента рассчитывается как внецентренно сжатый железобетонный элемент и армируется продольной (вертикальной) и поперечной (горизонтальной) арматурой. Поперечная арматура выполняется в виде горизонтальных сварных сеток, хомутов либо отдельных стержней. Продольная арматура располагается в вертикальных стенках стакана в виде арматурных изделий (петель) либо сеток.

Согласно п. 10.9.6 [3] фундаменты стаканного типа делятся на два типа:

- с шпоночной поверхностью в зоне контакта стакана с колонной рис. 1, 2.
- с гладкой поверхностью рис. 3.

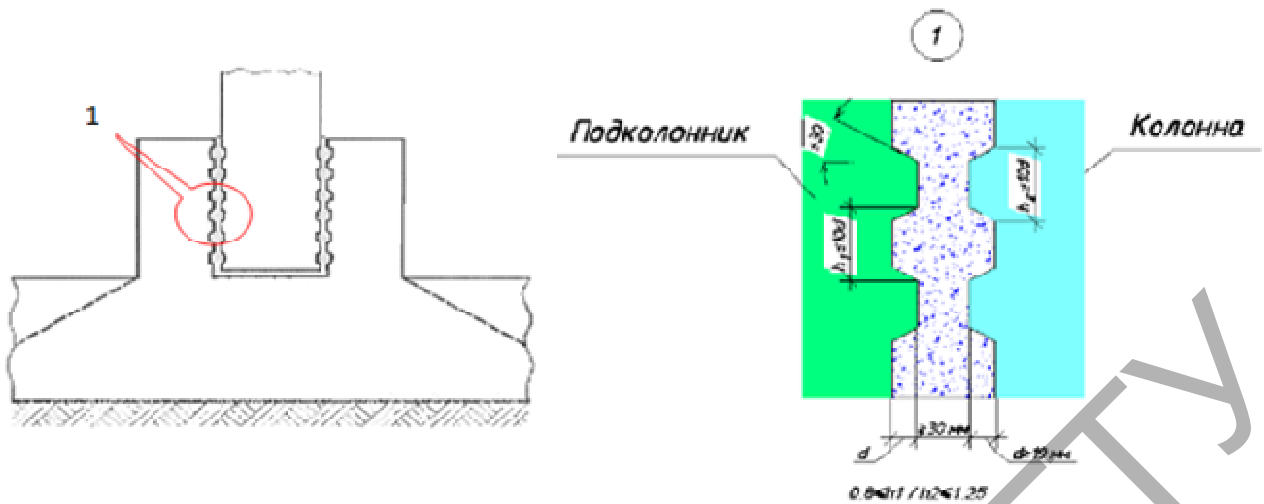


Рисунок 1 – Шпоночный контакт колонны с фундаментом.



Рисунок 2 – Монтаж колонны в фундамент с профилированной поверхностью.

На рисунках пунктирными линиями показаны направления продавливающих усилий. Расчет фундаментов первого типа со шпоночной (профилированной) поверхностью схож с расчетом сплошных отдельностоящих фундаментов под монолитные колонны. Практика производства фундаментов и колонн с профилированной поверхностью на постсоветском пространстве отсутствует.

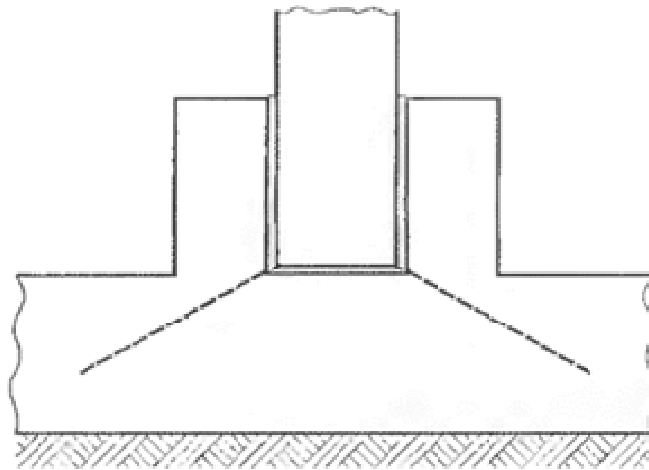


Рисунок 3 – Бесшпоночный контакт колонны с фундаментом.

Фундаменты второго типа, с гладкой поверхностью контактной зоны получили широкое распространение в странах бывшего СССР. При расчете таких фундаментов, с гладкой поверхностью, необходимо учитывать силы трения между поверхностью колонны и внутренней поверхностью стакана. Расчетные схемы для расчета фундаментов первого и второго типа представлены на рис. 10.7 (а, б) /3/.

Согласно, описанной схемы рис. 10.7 (б) /3/, распределения усилий, в стаканах с гладкими поверхностями, сформирована модель расчета, содержащую три условия равновесия:

$$F_h \leq F_{h,Rd} = F_1 - F_2 - \mu \cdot F_3,$$

$$F_v \leq F_{v,Rd} = \mu \cdot F_1 - \mu \cdot F_2 + F_3,$$

$$M \leq M_{Rd} = - F_h \cdot l + 0,5 \cdot F_v \cdot h + \mu \cdot F_2 \cdot h + (l - 0,1 \cdot l) \cdot F_1 - 0,1 \cdot l \cdot F_2 - 0,5 \cdot F_3 \cdot h.$$

$\mu$  - коэффициент трения равен отношению касательных сил к нормальным,  $\mu \leq 0,3$ .

При решении вышеуказанных уравнений получают предел прочности на разрыв верхнего края стакана ( $F_1$ ), что позволяет определить необходимую горизонтальную арматуру стакана. Из расчетной схемы рис.4 получают усилие ( $F_2$ ), для определения армирования вертикальной стенки стакана.

$$F_2 = F_1 \cdot (0,9 \cdot l) / z$$

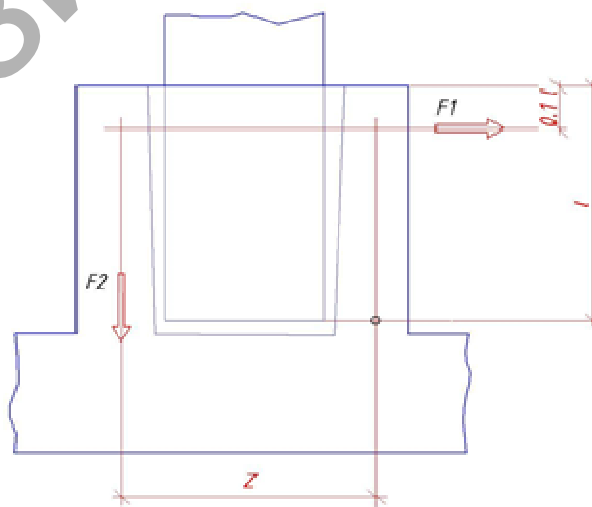


Рисунок 4 – Расчетная схема для определения вертикальной арматуры стакана

Схема возможного разрыва стаканной части стакана от горизонтальных усилий, представлена на рисунке 5.

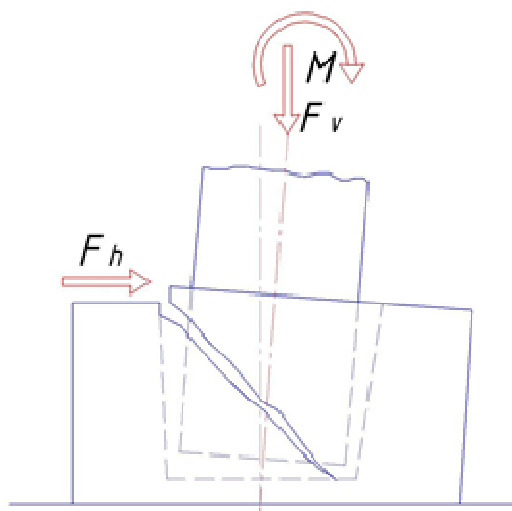


Рисунок 5 – Характер разрушения стакана от горизонтальных усилий

Анализ литературных источников предполагает армирование стаканной части фундамента сварными, вязанными и гнутыми арматурными изделиями (сетки, хомуты, петли и пр.). В странах Европы наибольшее распространение получило армирование гнутыми арматурными изделиями рис.6, без использования сварных сеток.

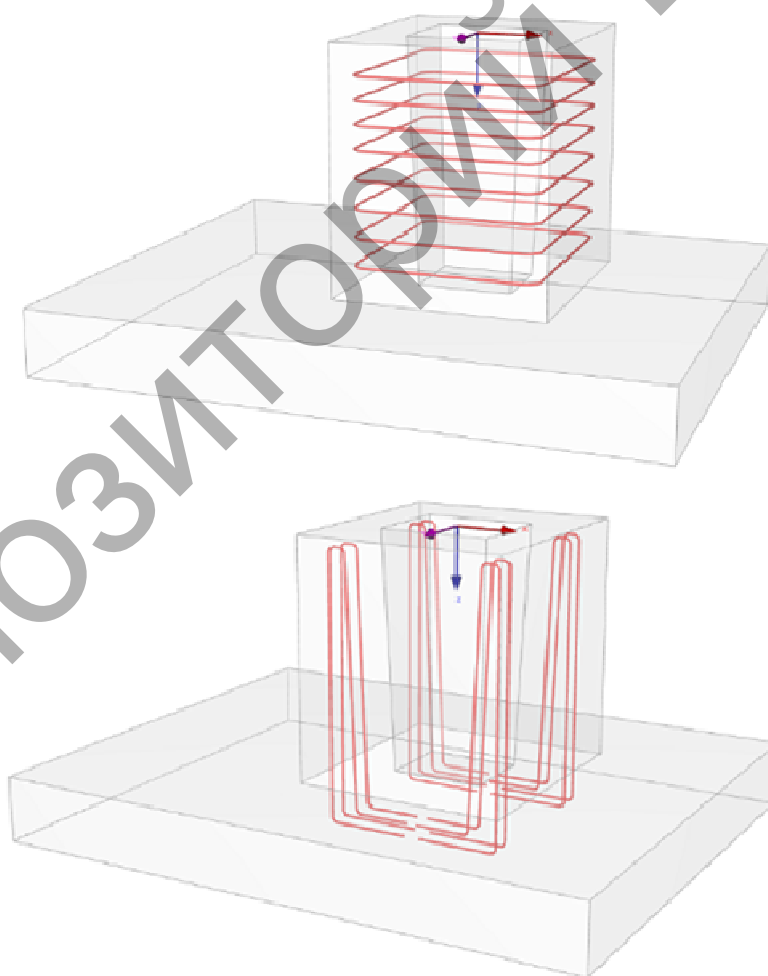


Рисунок 6 – Армирование хомутами и петлями стаканной части фундамента.

При расчет плитной части фундамента на продавливание с учетом армирования используются разные методики. В связи с непрерывностью и не завершенностью процесса создания евронорм вопросы среза и местного среза остаются наиболее дискуссионными [8...10, 22/

европейские разработчики не пришли к общему знаменателю в таких вопросах, как выбор критического периметра. Сопротивление продавливанию фундаментных плит определяется для контрольного периметра в пределах  $2d$  от края колонны. (ЕС-2. 6.4.4), но указания к минимальному периметру отсутствуют.

*Проведенный анализ позволил сформулировать выводы*

При проектировании фундаментов для проверки основания ранее использовались нормативные нагрузки в сочетаниях усилий, по европейским стандартам необходимо в сочетании усилий временную составляющую увеличивать на 30 %.

При расчете фундамента стаканного типа используется метод «тяжей–распорок». Направление усилий  $\mu F_1$ ,  $\mu F_2$ ,  $\mu F_3$  и их взаимосвязь с  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  не совсем понятна с позиции строительной механики.

Предложить производителям сборного железобетона (заводы ЖБИ и КПД) освоить выпуск колонн и фундаментов с профилированной поверхностью контакта, а при армировании использовать гнутые арматурные изделия взамен сварным.

При внедрении национальных норм предусмотреть использования несколько методик расчета плитной части фундамента на продавливание с обеспечением надежности не ниже расчетных моделей еврокодов.

#### Список источников

1. ТКП EN 1990-2011\* (02250). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 2011-11-15. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. – 61.

2. ТКП EN 1997-1-2009. (02250). Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила. – Введ. 2009-12-10. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 121.

3. ТКП EN 1992-1-1-2009\* (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Введ. 2009-12-10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 205 с.

4. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-04-02. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 136 с.

5. Пособие к выполнению 2-го курсового проекта и раздела дипломного проекта по курсу «Железобетонные конструкции» 2-ое изд. Брест 2014 г.

6. Берлинов М. В., Ягунов Б. А. Расчет оснований и фундаментов: Учебное пособие. 3-е изд., испр. — СПб.: Издательство «Лань», 2011. — 272 с.: ил.

7. Рекомендации по проектированию столбчатого фундамента каркасного здания. Учебное пособие (для студентов специальности 7.092101 «Промышленное и гражданское строительство»). Составители: Петраков А.А., Петракова Н.А., Лобачева Н.Г. Макеевка 2013г.

8. Сопоставление методик расчета плоских железобетонных плит перекрытия на продавливание по ТКП EN 1992-1-1-2009 и FIB Model Code 2010. АГ Глуховский, НА Рак - 2016

9. Диаграммы деформирования стаканых стыков железобетонных колонн с фундаментами при различных материалах заполнения. Н.А. Рак, Ю.И. Садовский - Наука и техника, 2018.

10. Оценка надежности расчета железобетонных элементов при продавливании при использовании линейной зависимости для учета влияния. Н.А. Рак, С.Ю. Тамкович - Вестн. БрГТУ, 2012.

11. Учебно-методическое пособие для студентов специальности 1-70 02 01 "Промышленное и гражданское строительство" Рак Н.А., Гринев В.В., Ловыгин А.Н. - Электрон. дан. - Минск: БНТУ, 2017. <https://rep.bntu.by/handle/data/34368>.

12. Проектирование железобетонных конструкций. Гольшев А.Б, Будівелник, Киев 1985.

13. Włodzimierz Starosulskk. Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 2012.
14. RF-/FUND Pro. Bemessung von Einzelfundamenten nach EN 1992-1-1 und EN 1997-1. Programmbeschreibung. Dlubal Software GmbH 2016. Am Zellweg 2 D-93464 Tiefenbach Deutschland. [www.dlubal.de](http://www.dlubal.de)
15. Calcul des structures en béton. Guide d'application. Jean-Marie Paillé. ÉDITIONS EYROLLES. 61, bld Saint-Germain. 75240 Paris Cedex 05. 2009. [www.editions-eyrolles.com](http://www.editions-eyrolles.com).
16. . Markus Staller; Christian Juli. Einführung in den Eurocode 2 mit Praxisbeispielen zur Bemessung und Konstruktion im Stahlbeton und Spannbetonbau. Durchstanzen von Flachdecken und Fundamenten. München, 09.03.2012.
17. Göttsche J. Stahlbetonbau (MAB3). Fundamente. 12 Juli 2014.
18. Jan Höffgen. Bemessung und Konstruktion von Bauteilen im Stahlbeton. 3. März 2014.
19. Reinforced concrete design to Eurocode 2. Bill Mosley, John Bungey, Ray Hulse. Sixth edition. 2007.
20. Schlaich M. Gaulke A. Hochbau I- Übungsskript Massivbau- Technische Universität Berlin 2007.
21. Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1: Hochbau. Deutscher Beton und Bautechnik-Verein E.V. Berlin 2009.
22. Материалы республиканского научно-практического семинара «Внедрение еврокодов в Беларуси: национальный опыт и перспективы. 30. 08. 2018. Минск.

## ОСОБЕННОСТИ СОЗДАНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ОСНОВЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Кандыбо С.Н., Зуева Л.Ф.

Успешное проектирование инженерных зданий и сооружений возможно лишь на основе полноценных материалов, собранных в процессе инженерных изысканий.

Проведение инженерных изысканий на территории Республики Беларусь регламентируется СНБ 1.02.01 - 96 [1], в соответствии с которым для проектирования площадных объектов (отдельных зданий и групп зданий) на территории городов и сельских населенных пунктов.

Основой проведения всего комплекса инженерных изысканий является инженерно-топографический план, созданный в цифровом виде по результатам топографических съемок местности.

В статье рассматриваются особенности создания инженерно-топографических планов местности с применением современных геодезических методов измерений.

Современная технология создания цифровых кадастровых и инженерно-топографических планов по материалам тахеометрических съемок представляет собой следующую последовательность выполнения работ:

1. Полевые съемочные работы (создание планово-высотного съемочного обоснования, тахеометрическая съемка территории с помощью электронных тахеометров);
2. Автоматизированная обработка на ПК результатов съемки и построение цифровых моделей местности (ЦММ), например, с использованием программного комплекса CREDO (компании «Кредо\_Диалог»);
3. Создание планов в цифровом виде с разделением информации по слоям (ситуация, растительность, рельеф, различные виды инженерных сетей и т.д.);
4. Цветная печать топографических планов на принтере, плоттере;
5. Хранение, обновление (по результатам съёмки текущих изменений) и использование ЦММ при проектировании инженерных сооружений.

Начинают топографическую съёмку с создания съемочного обоснования, которое строится в развитие опорной геодезической сети или в качестве самостоятельной геодезической основы: чаще всего состоящей из отдельных или системы линейно-угловых ходов (теодолитных, полигонометрических), прямых, обратных и комбинированных засечек, ходов геометрического и (или) тригонометрического нивелирования. Ориентирование сетей съемочного обоснования и определение координат точек осуществляют привязкой к пунктам государственной геодезической сети

Сегодня в практике топографо-геодезических работ используют электронные тахеометры фирм Leica Geosystems (Швейцария), Trimble Navigation (США), Sokkia (Япония) и др.

Электронные тахеометры инженерного класса обеспечивают измерение расстояний до 1,5–5 км с погрешностью  $5\text{мм} \pm 3\text{мм}/\text{км}$  и менее, горизонтальных углов и зенитных расстояний с точностью не хуже 1–6". Это обеспечивает определение координат точек местности и их высот с необходимой точностью при размещении пунктов съемочного обоснования с шагом 500 м и более. Таким образом, при выборе места расположения пунктов съемочного обоснования и их числа, исходят, прежде всего, из условий видимости точек ситуации и рельефа на территории изысканий.

Съёмочное обоснование, созданное с помощью электронных тахеометров, по точности соответствует разрядной полигонометрии (относительная погрешность сети 1/5000 и 1/10000 для полигонометрии 2 и 1 разряда соответственно). Хотя согласно требованиям [1], достаточно создать плановое съемочное обоснование с точностью теодолитных ходов. Высотное съемочное обоснование при изысканиях площадных сооружений в большинстве случаев создается одновременно с плановым т.е. проложением тахеометрических (теодолитно-



высотных) ходов. При изысканиях протяженных линейных сооружений высотное съемочное обоснование создается геометрическим нивелированием соответствующего класса. Высоты точек плановой съемочной сети наиболее эффективно определять с помощью цифровых нивелиров, которые комплектуются рейками со штрих-кодами (BAR- или RAB-кодами). Точность определения превышений у этих нивелиров составляет 0,3-0,4мм [1].

Использованием точных электронных тахеометров при определенных условиях, позволяет добиться хороших результатов как при проложении ходов тригонометрического нивелирования в целях сгущения высотного обоснования, при передачи отметок на монтажные горизонты в строительный период, так и при наблюдениях за осадками зданий и сооружений. Вопросы совершенствования методик и повышения точности тригонометрического нивелирования электронными тахеометрами посвящены работы Ворошилова А.П., Никонова А.В., Беспалова Ю.И. и других российских авторов [3].

При выполнении тахеометрической съемки электронным тахеометром прибор устанавливается на точках съемочного обоснования, а на пикетах – специальные вехи-отражатели. При наведении на отражатели в автоматическом режиме определяется горизонтальный и вертикальный углы, а также расстояния до смежных точек съемочного обоснования и пикетных точек. Информация (результаты измерений) записываются в накопитель информации, в микроЭВМ тахеометра ведется их предварительная обработка – в результате получают приращение координат и превышения на смежные съемочные и пикетные точки. Автоматически прибором учитываются все поправки в измеренные расстояния и за наклон вертикальной оси прибора в измеренные углы.

Использование электронных тахеометров позволяет исключить все промежуточные операции, свойственные обычным тахеометрическим съемкам, выполняемым с помощью теодолитов или номограммных тахеометров, связанные со считыванием отсчетов, записью в полевые тахеометрические журналы, обработкой полевых журналов, ручной подготовкой топографических планов, дигитализацией планов при подготовке цифровых моделей местности.

Преимущества тахеометрической съемки электронным тахеометром перед другими традиционными наземными методами съёмки:

- высокая точность измерений;
- более высокая производительность;
- возможность составления плана съемки в цифровом виде.

Наиболее эффективны при съёмке роботизированные электронные тахеометры, которые имеют следующие компоненты: системы сервопривода при горизонтальном и вертикальном круге; сенсор на вехе с призмой для отслеживания ее тахеометром; канал связи между тахеометром и активной вехой с призмой, исключены личные ошибки исполнителя, непрерывная съемка в режиме реального времени. Процесс полевых съёмочных работ может обеспечивать бригада из 1-2 человек.

В ходе съемки подробностей местности ведут кодирование семантической информации. Система полевого кодирования представляет собой набор команд, параметров и атрибутов, предназначенных для ввода и накопления информации о топографических объектах.

Основные методы работы с электронными тахеометрами являются общими для большинства моделей и конкретизируются в соответствии с их возможностями, внутренним программным обеспечением, функциями клавиш. После установки и приведения прибора в рабочее положение измеряют высоту тахеометра от марки центра пункта до метки высоты прибора с точностью до мм. Съёмку речных точек производят полярным способом. Измерения речных точек можно также выполнять в режиме координат, однако для этого режима предварительно должны быть введены координаты и отметка станции стояния и точки начального ориентирования. Следует иметь в виду, что допущенные ошибки в координатах исходных точек в этом режиме войдут в координаты всех снятых пикетов.

Выделяют три основных этапа обработки:

- первичная обработка результатов непосредственных измерений на основе встроенного ПО тахеометра;

- передача информации с тахеометра на компьютер;
- окончательная обработка результатов измерений с использованием универсальных программных пакетов с выдачей требуемой информации, в том числе в графическом виде.

Первичная обработка измерения углов и расстояний тахеометром выполняется автоматически после входа в соответствующий режим меню или режим работы прибора и сопровождается измерениями. Встроенное ПО обеспечивает ввод информации, настройку (установки) прибора, вычисление элементов привязки, определение координат и других геодезических величин, решение прикладных задач, настройку интерфейса.

Математическая обработка ходов и других сложных построений, а также обработка и нанесение на план материалов съемки производится на персональных компьютерах с использованием специализированных программных комплексов.

Наиболее распространенным на территории РБ является программный комплекс CREDO. Программы, входящие в состав технологической линейки геодезического направления комплекса CREDO, позволяют полностью автоматизировать процесс обработки полевых материалов и получить в результате цифровую модель местности инженерного назначения, являющуюся сегодня основой для выполнения проектных работ в области строительства [4].

В процессе выполнения инженерно-геодезических изысканий исполнители в качестве исходных картографических материалов используют топографические планы масштабов 1:5000 - 1:500 (топографические планшеты), которые могут быть представлены в бумажном виде или в форме отсканированных данных в растровых форматах.

Таким образом, возникает задача создание актуального цифрового инженерно-топографического плана местности, используя «гибридную технологию». Под «гибридным» цифровым топографическим планом понимают комбинацию растровых данных (также частично или полностью оцифрованных растровых планов) и ЦММ, созданной по результатам текущих изменений ситуаций и рельефа.

Для отдельных участков территории могут создаваться трехмерные измерительные видеосцены, представляющие трехмерную цифровую модель территории (3D ЦМТ), включающую в себя цифровую модель рельефа и модели других объектов. С использованием специальных программных средств географических информационных систем (ГИС) и систем автоматизированного проектирования (САПР) выполняется визуализация 3D ЦМТ в статическом или динамическом режимах и все расчетно-измерительные операции.

Линейка продуктов программного комплекса CREDO - ТРАНСФОРМ, ВЕКТОРИЗАТОР, ТОПОПЛАН (ЛИНЕЙНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ) позволяет с успехом реализовать технологию создания «гибридных» цифровых топографических планов.

В большинстве проектно - изыскательских и строительных организациях РБ для обработки и трансформации растрового изображения, полученного сканированием исходного картографического материала и аэрофотоснимков на протяжении десятка лет используют программу CREDO ТРАНСФОРМ. Подготовленные растровые фрагменты могут быть дополнены компоновочной и ситуационной схемами, текстами, геометрическими фигурами и выведены на печать в виде чертежей или сохранены в файлы для создания электронных архивов. Электронная растровая подложка, полученная в программе, может экспортироваться в файлы разных форматов для передачи в другие программы CREDO, а также в САПР и ГИС [4].

В 2017 г. вышла новая система геодезического направления CREDO ВЕКТОРИЗАТОР, предназначена для векторизации растровых крупномасштабных топографических планов и создания ЦММ на их основе. Программа обеспечивает качественную оцифровку черно-белых растровых топографических планов, отсканированных с разрешением не менее 300 dpi. Оцифровка топографических планов включает в себя использование полностью автоматических (распознавание отметок и точечных тематических объектов - ТТО), полуавтоматических (рис. 1а) (распознавание горизонталей и линейных тематических объектов - ЛТО), а также ручных инструментов (создание точек и тематических объектов, редактирование объектов).

При необходимости быстрой векторизации можно использовать инструмент *простой Векторизатор*, позволяющий в автоматическом режиме преобразовать черно-белый растр в набор полилиний и сохранить результат как для работы в ПК CREDO, так и для передачи в сторонние приложения. Использование данной программы позволяет значительно снизить затраты времени и трудовых ресурсов на получение конечного результата - ЦММ на основе растровых изображений [4].

При использовании гибридной технологии создание и обновление цифровых топографических планов мы предлагаем использовать электронные тахеометры, позволяющие работать с картографической подложкой в растровых и векторных форматах (например Trimble M3, Sokkia SX и др.) Этот позволяет быстро на местности определить произошедшие изменения, интерактивно на графическом дисплее отслеживать процесс съемки, контролировать ее точность (рис. 16)

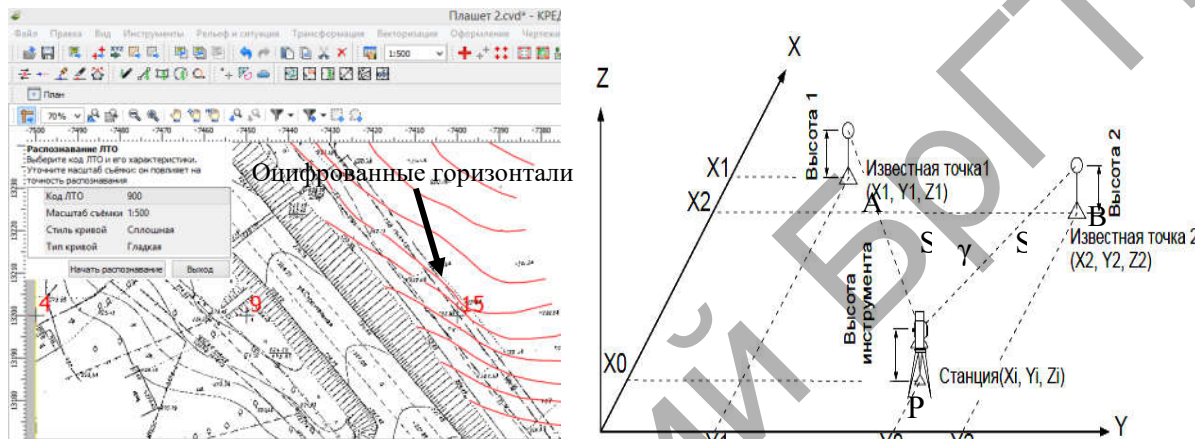


Рисунок 1 – а) Оцифровка горизонталей в полуавтоматическом режиме в программе CREDO ВЕКТОРИЗАТОР; б) Определение координат точки стояния тахеометра обратной линейно-угловой засечкой

При хорошем качестве картографической подложки, и небольших объемах доъемочных работ можно выполнять съемку изменений без создания планового высотного обоснования. В этом случае рекомендуют, тахеометр устанавливают на твердую контурную точку ситуации с контролем координат и высоты станции тахеометрической съемки из решения обратной линейно-угловой засечки, используя в качестве исходных точек четкие контура местности («опознанные по картографической подложке»). Обоснуем возможность применения такого метода.

Схемы линейно-угловых засечек различного вида в геометрическом отношении представляют собой треугольник, в котором одна из сторон является исходной, координаты третьей вершины определяются из измерений углов и сторон в разных комбинациях (рис.16). Среднюю квадратическую погрешность (СКП) определения точки стояния тахеометра  $P$  в общем виде можно выразить формулой:

$$m_P^2 = m_{л.-у.з.}^2 + m_{исх.}^2 + m_{цент.}^2, \quad (1)$$

где  $m_{исх.}$  – СКП исходных пунктов;  $m_{цент.}$  – СКП центрирования;  $m_{л.-у.з.}$  – СКП линейно-угловой засечки.

Погрешность центрирования электронного тахеометра в обратной линейно-угловой засечке будет равна нулю.

Влияние погрешностей исходных данных в линейной засечке выражается формулой

$$m_{исх}^2 = \frac{m_A^2 + m_B^2}{2 \sin^2 \gamma} \quad (2)$$

При равенстве  $m_A = m_B = m_{AB}$

$$m_{исх} = \frac{m_{AB}}{\sin \gamma} \quad (3)$$

где  $m_{AB}$  – СКП положения исходных пунктов;  $\gamma$  – угол линейно-угловой засечки при пункте Р.

Для оценки точности обратной линейно-угловой засечки будем использовать готовую приближенную формулу, приняв  $S_1 = S_2 = S$ . Тогда

$$m_{л.-у.з.} = \frac{m_\beta}{\rho \cdot \sin \gamma} S \quad (4)$$

где  $m_\beta$  – СКП угловых измерений.

Вычислим СКП определения координат точки обратной линейно-угловой засечкой по формуле (4) (без учета ошибок исходных данных) при различной точности угловых измерений, расстояний и угла  $\gamma$ , что при погрешности угловых измерений  $m_\beta = 2''$  при максимальной расстоянии до исходных пунктов  $S = 100$  м и минимальном значении угла  $\gamma = 30^\circ$ , СКП определения координат точки обратной линейно-угловой засечкой составит 1,9 мм. При тех же исходных данных и погрешности угловых измерений  $m_\beta = 5''$  СКП возрастает до 4,9 мм. Ослабить влияние СКП можно, если располагать прибор так, чтобы угол  $\gamma$  приблизительно был равен  $90^\circ$ . Таким образом, максимальная относительная СКП определения координат точки методом обратной линейно-угловой засечки не превышает величины  $1/20000$ , что с большим запасом точности соответствует требованиям к положения пунктов планового обоснования [1]. Основным источником погрешности определения координат установки тахеометра, в этом случае будут погрешности пунктов  $m_{исх}$  А и В (твердых контурных точек), принимаемые за исходные.

Согласно [1] средняя погрешность положения точек плановой съемочной сети относительно пунктов опорной геодезической сети не должна превышать 0,1 мм в масштабе создаваемых планов на открытой местности и на застроенной территории и 0,15 мм - на местности, закрытой древесной и кустарниковой растительностью. Средние погрешности высот точек съемочных геодезических сетей относительно ближайших реперов нивелирования II-IV класса не должны превышать  $1/10$  высоты сечения рельефа на равнинной местности и  $1/6$  - на всхолмленной местности). Таким образом для топографического плана масштаба 1:500 с высотой сечения рельефа 0,5 м имеем: средняя погрешность положения точек плановой съемочной  $v_{x,y} \leq 0,05$  м и средняя погрешность определения высот  $v_{x,y} \leq 0,05$  м, что зачастую выше точности положения контурных точек на плане (картографической подложке).

Таким образом, при необходимости определения координат установки тахеометра обратной линейно-угловой засечкой по твердым контурам ситуации необходимо использовать 3-4 четкие контурные точки, плановое и высотное положение которых не вызывает сомнений. При наличии избыточных геодезических измерений программное обеспечение электронного тахеометра вычислить СКП определения координат и высоты тахеометра, которые сравниваются с допустимыми значениями.

В том случае, если на территории участка подлежащего съёмке, отсутствуют пункты государственной геодезической сети, то актуально для определения координат, закреплённых на местности точек съёмочной сети применить спутниковые приемники геодезического назначения. Как известно, в геодезических работах для определения координат точек местности с сантиметровой точностью и выше используются относительные методы позициониро-

вания на основе фазовых спутниковых измерений ГНСС. В этом методе базовый спутниковый приемник устанавливают на геодезическом пункте с известными координатами, а подвижный приемник - на определяемом пункте, и в результате определяют приращения координат относительно базовой станции. В качестве альтернативы относительно методу может служить спутниковая дифференциальная система позиционирования, функционирующая в режиме реального времени.

В Республике Беларусь с 2010 г. специалистами РУП «Белаэрокосмогеодезия» создается Спутниковая Система Точного Позиционирования (ССТП), которая на 1.01.2018 г. включает 98 Постоянно Действующих Пункта (ПДП). Основное назначение ССТП - геодезическое обеспечение планово-высотным обоснованием топографических съемок, координатное обеспечение землеустройства и кадастра, проектно-изыскательских работ в строительстве, исполнительных съемок и других работ. [5]. Координаты ПДП определены с точностью, предъявляемой к пунктам спутниковой геодезической сети 1 класса (СГС-1):  $m_{x,y} = 5 \text{ мм} + 2 \cdot 10^{-7} D$  и  $m_z = 7 \text{ мм} + 3 \cdot 10^{-7} D$  в плане и по геодезической высоте, где  $D$  – длина базовой линии в км.

При работе в режиме реального времени RTK (Real Time Kinematic) используется Международная земная референциальная система координат ITRS (International Terrestrial Reference System в реализации ITRF2005), при работе в режиме постобработки - системы ITRS, СК-95, СК-63 или местная система города. При использовании потребителем информации от одного ПДП режим RTK обеспечивает удовлетворительные по точности результаты на расстояниях от этого ПДП до 15 км, а в режиме постобработки – до 25 км. В настоящее время на всей территории Республики Беларусь гарантировано покрытие режима RTK. Средняя квадратическая погрешность определения координат точек с использованием ССТП в режиме постобработки составляет  $\pm 1$  см в плане и  $\pm 2$  см по высоте при времени наблюдений 1 час в статическом режиме; в режиме реального времени -  $\pm 2$  см в плане и  $\pm 3$  см по высоте в статическом режиме. Время вхождения в связь приемника со спутниками и вычислительным центром для первой точки составляет 1–1,5 минуты, а для каждой последующей (если приемник не выключался) – несколько секунд [1]. Стоимость услуг по предоставлению измерительной информации ССТП составляет: в режиме постобработки с одного пункта сети (1 час наблюдений) – 2 у.е., корректирующей информации в режиме реального времени (1 минута) – 0,15 у.е. [5].

Камеральная обработка наблюдений базовых линий обычно производится с помощью коммерческих программ (SKI, Justin, Trimble Business Center, Topcon Tools и др.) поставляемых производителями спутниковой аппаратуры. Задача преобразования координат из общеземной системы ITRF2005 в системы СК-95, СК-63 или МСК (местную систему координат) может быть решено следующим образом. «Ключи перехода» к государственной или местным системам координат могут предоставляться РУП «Белаэро-космогеодезия» для постобработки в коммерческих программах или для преобразования координат с помощью программного обеспечения полевых контроллеров (South EGStar, Carlsson SurvCE и др.) при использовании режима реального времени. Также доступна платная услуга преобразования координат из одной системы координат в другую (например, ITRF2005 (WGS-84) → СК-95, СК-63, МСК) или через официальный сайт [5]. Все коммерческие программы обработки результатов спутниковых измерений позволяют вычислить «собственные» параметры преобразования систем координат для локального участка работ, т.е. создать «калибровочный район работ». При обработке спутниковых измерений для перехода к системе нормальных высот в Республике Беларусь используют модель геоида EGM2008. Как показывают результаты исследований и опыт практических работ, систематическое смещение результатов спутниковых определений и геометрического нивелирования, вызванное разницей отсчетных высот составляет +5,0 см, что во многих случаях требует выполнения высотной трансформации результатов спутниковых измерений. Для повышения точности определения нормальных высот необходимо создание региональной модели геоида Республики Беларусь с точностью 2-3 см (на основе EGM2008).

Из опыта применения спутниковой дифференциальной системы позиционирования РБ, приведем некоторые рекомендации по выполнению инженерно-геодезических изысканий.

1. Для незастроенной территории, территорий с одноэтажной гражданской и промышленной застройкой, открытой местности не имеющих значительных препятствий для прохождения сигналов от спутников рекомендуется съемку выполнять непосредственно спутниковыми приемниками. Планово-высотное обоснование не создается, съемку ситуации и рельефа, выполняют приемником установленным на вежу, используя режим спутниковых измерений «Stop and Go», время наблюдений на каждой точке минимум «2 эпохи», фактор понижения геометрической точности  $GDOP \leq 8$ . Съемку можно выполнять как в режиме реального времени, так и в режиме постобработки.

2. Для городских территорий с высотными зданиями и сооружениями, с густой высокой растительностью координаты и высоты точек планово-высотного обоснования целесообразно определять в режиме RTK с сантиметровой точностью, используя режим наблюдений «быстрая статика». Время наблюдений составляет 5-20 минут, в зависимости от типа приемника (одночастотный или двухчастотный), конфигурации спутников; фактор понижения геометрической точности  $GDOP \leq 8$ . Для наблюдения должны быть доступны минимум 5 спутников с углом возвышения более  $15^\circ$ . Основное преимущество использования режима RTK является определение координат пунктов непосредственно без предварительной камеральной обработки. Дальнейшую съемку ситуации и рельефа, выполняют электронными тахеометрами, используя полученные координаты и высоты точек съемочного обоснования.

Для совершенствования последнего метода фирмы производители геодезического оборудования предлагают различные комбинированные технологии измерений. Например, технология «Гибрид» (Торсон) предполагает совместное использование разных средств измерений одной полевой бригадой: использование роботизированных электронных тахеометров и спутниковых приемников Торсон [6]. Роботизированный электронный тахеометр определяет координаты точки своего стояния из обратной засечки на точки, определенные с помощью ГНСС приемника в режиме RTK. Для обеспечения работы в режиме RTK в качестве базовой станции может использоваться либо собственный приемник, установленный на точке с известными координатами поблизости от района работ, либо постоянно действующая базовая станция. Роботизированный электронный тахеометр постоянно следит за круговой призмой на веже для выполнения измерений на точки съемки. В случае потери призмы, повторный захват происходит очень быстро в течение нескольких секунд благодаря тому, что тахеометр для поиска призмы наводится в направлении текущего положения спутникового приемника по его координатам. На открытой местности набор пикетов также может осуществляться с помощью RTK-ровера, особенно в тех случаях, когда отсутствует прямая видимость между вежей и тахеометром. Управление работой роботизированного тахеометра и RTK-ровера осуществляется с помощью полевого программного обеспечения на полевом контроллере [6].

Активно внедряются в практику инженерно-геодезических изысканий современные дистанционные технологии сбора и обработки пространственных данных: лазерное сканирование (воздушное, мобильное, наземное); различные виды аэросъемки с беспилотных летательных аппаратов (БПЛА); интегрированное (ГНСС+ Инерциальные Навигационные Системы (ИНС)).

Опыт экспериментальных и производственных работ показывает [7], что для создания крупномасштабных инженерно-топографических планов вместо классической аэрофотосъемки эффективней использовать лазерно-локационную съемку в сочетании с цифровой Воздушное лазерное сканирование (ВЛС), совмещенное с детальной аэрофотосъемкой профессиональными среднеформатными камерами, с аппаратным определением элементов внешнего ориентирования, удовлетворяет требованиям крупномасштабной топографической съемки масштабов 1:500–1:5000 с высотой сечения рельефа 0,5-1 м. Метод ВЛС целесообразно использовать при изысканиях протяженных линейных объектов и топографической съемке больших по площади территорий, где другие методы съемки экономически не выгодны [7].

При составлении инженерно-топографических планов для целей проектирования и специализированных планов, отражающих состояние подземного хозяйства данной территории,

обязательно производят съёмку подземных коммуникаций. Далеко не всегда можно доверять проектной документации, регламентирующей расположение подземных коммуникаций. Очень часто она устаревшая или вовсе с ошибками; если коммуникации проложены давно, схем вообще не найдёшь. Также имеют место значительные отклонения фактического проекта от запланированного; видоизменение рельефа участка до неузнаваемости; разрушения коммуникационных линий из-за непредвиденных обстоятельств и др.

В период эксплуатации, т. е. когда коммуникации скрыты и на поверхности земли существуют лишь смотровые и регулировочные сооружения, используют приборы индуктивного поиска. Принцип действия приборов поиска подземных коммуникаций – основан на законе электромагнитной индукции и заключается в обнаружении переменного магнитного поля, существующего вокруг токонесущих кабелей, или искусственно создаваемого вокруг отыскиваемых металлических трубопроводов. Трассоискатель определяет местоположение, глубину и направление подземных инженерных коммуникаций, находит повреждения изоляции кабелей и трубопроводов.

Точность индуктивного метода поиска подземных коммуникаций зависит от разрешающей способности применяемого прибора, установки антенны приемного устройства в заданное положение, влияния внешних помех. Средние погрешности в положении на инженерно-топографических планах скрытых точек подземных сооружений, определенных с помощью приборов поиска, относительно ближайших капитальных зданий и точек съёмочной геодезической сети, не должны превышать 0,7 мм в масштабе плана.

При выборе того или иного метода создания (обновления) цифровых инженерно-топографических планов для проектирования зданий и сооружений следует в комплексе учитывать масштаб топографической съёмки и высоту сечения рельефа, категорию сложности производства измерений, наличие исходных геодезических пунктов, качество (точность, полноту и достоверность) исходных картографических материалов, наличие необходимого геодезического оборудования и программного обеспечения, квалификацию исполнителей и другие факторы.

#### Список источников

1. СНБ 1.02.01-96. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Инженерные изыскания для строительства. – Введ. 01.06.96. – Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1996.

2. Применение спутниковых технологий при проведении инженерно-геодезических изысканий и создании разбивочных сетей / Зуева Л.Ф., Кандыбо С.Н. // Сб. научных статей по материалам межд. научно-практич. конференции 21-24 мая 2015 г., БГСХА, г. Горки. – Ч.1, С.190-197.

3. Ворошилов А.П. Спутниковые системы и электронные тахеометры в обеспечении строительных работ: Учебное пособие. — Челябинск: АКСВЕЛЛ, 2007.- 163 с.

4. «Кредо-Диалог» [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://credo-dialogue.ru/>. – Дата доступа: 30.09.2018.

5. Республиканское унитарное предприятие аэрокосмических методов в геодезии "БЕЛА-ЭРОКОСМОГЕОДЕЗИЯ [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.geo.by/>.- Дата доступа: 25.09.2018.

6. ООО «ГЕОСТРОЙИЗЫСКАНИЯ» [Электронный ресурс]. Режим доступа: <https://www.gsi.ru/>. – Дата доступа: 25.09.2018.

7. Электронный журнал по геодезии и картографии «Геопрофи» [Электронный ресурс]. Режим доступа: <https://www.geoprofi.ru/>. – Дата доступа: 25.09.2018.

**МОРСКИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ: ДЕГРАДАЦИОННЫЙ И  
ВНЕЗАПНЫЙ ОТКАЗ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА****Малюк В.В., Леонович С.Н., Будревич Н.А.**

Несмотря на большое число выполненных исследований по созданию стойкого бетона для морских сооружений, вопрос стойкости бетона и железобетона в тяжелых гидрометеорологических условиях эксплуатации остается актуальным и в настоящее время. Исследователи отмечают [1,8,9,14,17,18] - сегодня нет проблем в деле изготовления долговечного бетона даже для весьма агрессивных и коррозионных сред. Проблема заключается в создании надежных и долговечных конструкций. Это означает, что явно недостаточно существующих методов расчета, конструирования и организационно-технологических мер по обеспечению стойкости бетона, поскольку практически невозможно учесть расчетным путем влияние всех факторов ее определяющих. Поэтому за последние годы появились новые исследования в области создания моделей долговечности для прогноза срока службы конструкций и сооружений [7,11]. Важное место в решении данной проблемы отводится созданию практической модели поведения конструкции во времени на основе проведения мониторинга в процессе эксплуатации конструкции с учетом всех её фактических характеристик. Поэтому дальнейшее накопление экспериментальных данных о поведении конструкций в агрессивных и суровых условиях, позволяющих адекватно оценивать деградацию бетона в конструкциях, является весьма актуальной задачей. Следует отметить, что на Дальнем Востоке систематические натурные и лабораторные исследования стойкости бетона морских гидротехнических сооружений проводятся с 1970 года по настоящее время. В период с 1970 г по 1990 г эти исследования проводились в Сахалинской научно-исследовательской лаборатории ВНИИ транспортного строительства (ЦНИИС), а затем, после реорганизации лаборатории, исследования в данном направлении ведутся в компании «Трансстрой-Тест» [12,13]. В данной работе приведены результаты исследований стойкости бетона на основе опыта строительства морских сооружений на Дальнем Востоке за последние 15 лет, в которых принимали участия сотрудники компании «Трансстрой-Тест».

В процессе строительства морских причальных и оградительных сооружений из бетона и железобетона достаточно часто строители сталкиваются с проблемой разрушения новых конструкций в зоне переменного уровня после первого зимнего сезона, т.е. через 3...4 месяца эксплуатации. Разрушение такого вида нельзя характеризовать как деградацию [3] или деградационный отказ [4] бетона, поскольку под этим понимается постепенное понижение уровня эксплуатационных характеристик материалов. В соответствии с общетехнической терминологией [4] данный вид разрушения классифицируется как явный внезапный отказ - скачкообразный переход объекта в неработоспособное состояние, обнаруживаемое визуально при подготовке объекта к применению или в процессе его применения.

В данной статье приводится анализ характерных случаев разрушения бетона при строительстве морских гидротехнических сооружений на Дальнем Востоке за период с 2003 по 2010 год. Например, при строительстве берегозащитного участка корневой части причала МОФ на заводе сжиженного природного газа (СПГ) в п. Пригородное (о.Сахалин) из фасонных блоков- гексабитов (далее- блоков), наблюдали разрушение бетона в отдельных блоках, расположенных в зоне переменного уровня, после первого зимнего сезона. (рисунок 1).





Рисунок 1 – А - общий вид берегозащитного сооружения корневой части причала МОФ (п. Пригородное, завод СПГ, о. Сахалин) в зимний период; Б - характер разрушения бетонных блоков (гексабитов) после первого зимнего сезона

Отличительной особенностью морских берегозащитных сооружений, эксплуатируемых на о. Сахалин, является то, что при установлении отрицательных температур воздуха происходит постепенное нарастание слоя морского льда на поверхности бетона (рис. 1-А). Изделия вмораживаются в морской лед в зоне переменного уровня и в таком состоянии находятся в течение 3...4 месяцев. Данные условия эксплуатации, безусловно, отличаются от обычных приливно-отливных воздействий на бетон вертикальных причальных стенок в зоне переменного уровня. Эта особенность условий эксплуатации блоков, вморожившихся в морской лед, проявилась в марте 2004 года после таяния льда. На отдельных блоках наблюдали разрушение поверхностного слоя бетона на глубину до 4 см (рис. 1-Б). Блоки изготавливали в заводских условиях с применением пропаривания по мягкому режиму. Специалисты компании «Трансстрой-Тест» на основании анализа всех технологических переделов изготовления изделий установили следующее. На заводе осуществляли контроль качества на всех технологических переделах, поэтому исключалась вероятность выпуска бетонной смеси с показателями качества, не соответствующими проектным требованиям - В22,5, F<sub>2300</sub>, W6. Для изготовления бетонной смеси применяли комплексную добавку СНВ+СЗ, что позволяло обеспечить содержание воздуха в смеси в пределах 4...6 % и морозостойкость бетона не ниже марки F<sub>2300</sub>. Следовательно, на стадии приготовления бетонной смеси обеспечивались все установленные требования. Анализ процесса изготовления блоков показал следующее. В возрасте 3...4 суток после набора бетоном прочности 70 % от проектной прочности В22,5 блоки отгружали на объект. В соответствии с техническими требованиями к продукции заводского изготовления этой прочности достаточно для отгрузки потребителю [5]. В силу организационных причин складирования блоки, изготовленные в ноябре-декабре 2003 г, сразу укладывали в зону переменного уровня, что было установлено по маркировке на блоках. Однако в соответствии с требованиями [15], пропаренные блоки допускается укладывать в зону переменного уровня после выдерживания не менее 15 суток при положительных температурах. На основании этого было сделано заключение, что несоблюдение сроков выдерживания бетона стало основной причиной разрушения поверхностного слоя после первого зимнего сезона. Специалистами компании «Трансстрой-Тест» было рекомендовано строителям переместить блоки с поверхностными разрушениями в подводную зону. Это решение было принято на основании того, что, с одной стороны, конструктивная особенность берегозащитного сооружения из фасонных блоков позволяла перемещать отдельные блоки из зоны переменного уровня в подводную зону без существенных затрат, с другой - лабораторные и экспериментальные натурные исследования, которые ранее проводились в лаборатории «Трансстрой-Тест», показали, что в подводной зоне дальнейшая деградация материала не происходит, поскольку отсутствуют основные разрушающие факторы - циклы замораживания и оттаивания и обмерзание льдом. Последующие обследования сооружения показали, что в подводной зоне процессы

деградации бетона в поврежденных блоках прекратились, они сохраняют свои эксплуатационные показатели в течение 15 лет. Блоки, которые устанавливались в зону переменного уровня с предварительной выдержкой, сохраняют первоначальный внешний вид в течение всего периода эксплуатации- 15 лет.



Рисунок 2 – Характерный вид разрушения бетона в зоне переменного уровня после первого зимнего сезона: А- берегоукрепление из гексабитов в порту Козьмино (г.Находка, Приморский край, 2008 г); Б- причальная стенка в порту Углегорск (о. Сахалин, 2010 г).

Аналогичные случаи разрушения бетона из-за недостаточного срока выдержки бетона наблюдали при устройстве берегозащитного сооружения в порту Козьмино (Приморский край, г. Находка) в 2008 году (рисунок 2-А) и при реконструкции причальной стенки в порту Углегорск (о. Сахалин) в 2010 году (рисунок 2-Б). Данные примеры свидетельствуют о том, что не соблюдение одного из требований к технологии- срока выдерживания, приводит к серьезным последствиям. В силу конструктивной особенности морских берегозащитных сооружений из фасонных блоков типа тетраподов или гексабитов, эти последствия можно исправить без существенных затрат, как это было сделано на заводе СПГ или в порту Козьмино. Однако восстановление причальной стенки в порту Углегорск до работоспособного состояния потребовало значительных затрат. В зависимости от уровня потери эксплуатационных свойств отказ можно классифицировать как по критичности, так и по причинам его возникновения. В рассмотренных случаях отказ относится производственному отказу, поскольку произошел вследствие производственных недоработок. Явный внезапный отказ обусловлен, с одной стороны, характером внешних воздействий- обмерзанием конструкций морским льдом, с другой- не обеспечены условия выдерживания бетона при положительных температурах после пропаривания. Есть все основания считать, что процесс накопления структурных дефектов в бетоне при обмерзании морским льдом происходит более интенсивно, чем при воздействии циклов замораживания и оттаивания от обычных отливно-приливных явлений в зоне переменного уровня вертикальных стенок морских причальных сооружений.

Следовательно, суровость реальных условий службы морских сооружений может отличаться от нормативной суровости, которая классифицируется по расчетной зимней температурой наружного воздуха [16]. Приведенные примеры служат доказательством того, что суровость условий является одним из параметров, который определяет скорость разрушения бетона. При оценке реальной суровости внешних воздействий следует учитывать такие параметры процесса обмерзания, как продолжительность и температуру. Опыт эксплуатации морских сооружений на побережье о. Сахалин дает основание полагать, что в зоне переменного уровня в зимний период при воздействии только отливно-приливных явлений без обмерзания конструкции льдом скорость накопления поврежденной в структуре бетона происходит значительно медленнее и не приводит к внезапному разрушению бетона. Процесс обмерзания не моделируется при стандартных испытаниях

на морозостойкость, поэтому при исследованиях [2] не выявлено влияние на пропаренные морозостойкие бетоны последующего выдерживания. Приведенные примеры показывают, что скорость разрушения пропаренного бетона зависит от продолжительности твердения при положительных температурах. Исходя из того, что продолжительность и температура в период ухода влияет на скорость гидратации и соответственно влияет на развитие прочности бетона. А.М. Невилль [10] предложил период выдерживания оценивать показателем «зрелости» бетона, который следует измерять в градусо-часах или в градусо-сутках. Установлено [18], что морозостойкость имеет более устойчивую связь с параметрами структуры бетона, чем с прочностью бетона. В соответствии с общими представлениями о цементных бетонах [1,17,18], в его структуре происходят деструктивные процессы и процессы упрочнения, которые можно назвать конструктивными. Исходя из полученных результатов, есть основания предполагать, что при равной степени агрессивности внешних природно-климатических воздействий, характер развития этих процессов в бетоне зависит от уровня «зрелости» структуры к моменту начала эксплуатации. Состояние структуры бетона во времени будет определяться соотношением указанных процессов. Схематически развитие процессов формирования структуры бетона на стадии эксплуатации в зависимости от начального уровня зрелости структуры бетона показано на рисунке 3.

$$\Delta s = \Delta_k > \Delta_d \text{ или } \Delta s = \Delta_k < \Delta_d \quad (1)$$

где  $\Delta s$  - показатель состояния структурной прочности бетона;

$\Delta_k$  - мера, характеризующая конструктивные процессы;

$\Delta_d$  - мера, характеризующая деструктивные процессы.

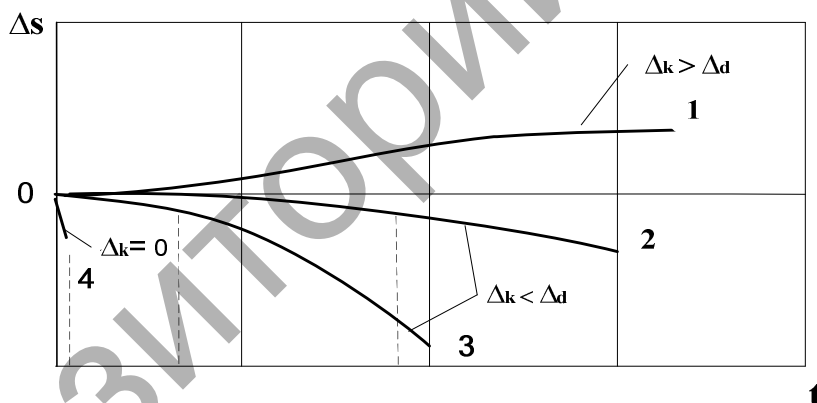


Рисунок 3 – Схематическое представление процесса формирования структуры бетона при морозных и солевых воздействиях для бетонов с различным уровнем зрелости структуры

Многочисленные исследования морозостойкости бетона и опыт эксплуатации, приведенный в данной статье, дает основание предполагать, что существует нормативный уровень зрелости структуры бетона, который позволяет обеспечить долговечность конструкции в конкретных условиях эксплуатации.

$$K_p^f \geq K_H^f \quad (2)$$

где  $K_H^f$  - нормативном уровне зрелости структуры бетона;

$K_p^f$  - фактический уровень зрелости структуры бетона.

Условно можно принять, что в начальный период конструктивные и деструктивные процессы находятся в равновесии независимо от уровня зрелости бетона:

$$\Delta_k = \Delta_d, \text{ т.е. } \Delta s = 0$$

При нормативном уровне зрелости структуры бетона:  $K_p^f = K_H^f$  перед началом эксплуатации структура должна формироваться с преобладанием конструктивных процес-

сов, т.е.  $\Delta_k > \Delta_d$ . Схематически это представлено в виде кривой 1 на рис.3. Формирование структуры бетона при  $K_p^f < K_H^f$  происходит с преобладанием деструктивных процессов ( $\Delta_k < \Delta_d$ )- кривые 2 и 3 на рис.3. При этом скорость деструктивных процессов будет определяться величиной  $K_p^f$  к началу эксплуатационных воздействий. Рассмотренные в статье примеры разрушения бетона в сооружениях соответствует случаю, когда значение  $K_p^f$  имеет такое низкое значение, при котором наблюдается не деградационный, а внезапный отказ ( $\Delta_k = 0$ ) - кривая 4 на рисунке 3.

Опыт строительства морских гидротехнических сооружений на Дальнем Востоке свидетельствует о том, что от уровня зрелости структуры бетона к началу эксплуатации, который формируется в стадии изготовления конструкций и выдерживания бетона, зависит долговечность или расчетный срок службы сооружения. Следует отметить, что для железобетонных конструкций должны устанавливаться более высокие требования к обеспечению уровня зрелости структуры бетона, чем к бетонным конструкциям, поскольку в процессе эксплуатации железобетонных конструкций в расчетный срок службы не допускается снижение или потеря защитных функций бетона по отношению к арматуре. Исходя из приведенных примеров, для прогноза сроков службы строительных объектов целесообразно разрабатывать модели долговечности бетона с учетом показателя уровня «зрелости» структуры бетона перед началом эксплуатации.

### Заключение

Опыт строительства морских причальных и берегозащитных гидротехнических сооружений в районах с тяжелыми гидрометеорологическими условиями показывает, что в зоне переменного уровня при обмерзании конструкций морским льдом разрушение бетона может происходить за первый зимний сезон. Фактически происходит не деградационный, а внезапный отказ. Это свидетельствует о том, что при обмерзании бетона степень суровости воздействия на структуру бетона более высокая, чем воздействие циклов замораживания и оттаивания от обычных приливно-отливных явлений в зоне переменного уровня вертикальных стенок морских причальных сооружений. Объективная оценка причин разрушения бетона в сооружениях, изготовленного по конкретной технологии, позволяет определить наиболее вероятные причины деградации и высокой скорости ее развития. Установлено, что одним из факторов, вызывающий внезапный отказ бетона, является недостаточность периода выдерживания (вызревания) после изготовления конструкций. Предлагается временной период выдерживания оценивать критерием «зрелости» структуры бетона ( $K^f$ ). Внезапный отказ бетона следует рассматривать, как один из частных случаев несоответствия, при котором  $K_p^f < K_H^f$ . Дальнейшие исследования в направлении определения параметров бетона, по которым можно рассчитывать критерий зрелости структуры, позволит осуществлять прогноза долговечности конструкций изготовленных по конкретной технологии

### Список источников

1. Алексеев С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С.Модры, П. Шисль. – М.: Стройиздат, 1990.- 320 с.
2. Гладков В.С. Рост прочности морозостойких бетонов после пропаривания /Поляков Б.И., Егорычева Т.К./ В сб. научных трудов ЦНИИСа «Вопросы долговечности бетона транспортных сооружений». М., 1979, с. 153 (с. 41-48).
3. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения: - Введен с 01.07.2015
4. ГОСТ 27.002—2015 Надежность в технике. Термины и определения:.- Введен с 01.03.2017.

5. ГОСТ 13015—2012 Изделия бетонные и железобетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения: - Введен с 01.01.2014.
6. Иванов Ф.М. Исследование морозостойкости бетона. В кн.: Защита от коррозии строительных конструкций и повышение долговечности. М. 1969.
7. Леонович С.Н. Прочность конструкционных бетонов при циклическом замораживании-оттаивании с позиции механики разрушения- Брест: изд-во БрГТУ, 2006.- 380 с.
8. Леонович С.Н. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях/Д.А. Литвиновский, О.Ю. Чернякевич, А.В. Степанова: монография: в 2 ч. Ч. 2.- Минск: изд-во БНТУ, 2016.- 393 с.
9. Москвин В.М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты /Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А.- М. Стройиздат, 1980.-
10. Невиль А.М. Свойства бетона/Перевод с англ. под ред. Ф.М. Иванова.- М. Стройиздат. 1972.- 344 с.
11. Пухонто Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений – М.: Изд-во АСВ, 2004.- 424 с.
12. Свиридов В.Н., Малюк В.Д. Оценка долговечности бетона в конструкциях морских сооружений по опыту строительства на Дальнем Востоке. Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон- взгляд в будущее», (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т.3. Москва: МИСИ-МГСУ, 2014.- 464 с. (с. 388-398).
13. Свиридов В.Н., Малюк В.Д. Применение технологии высокоморозостойких бетонов в практике морского гидротехнического строительства на Дальнем Востоке. В сб. трудов «Стихия. Строительство. Безопасность». Владивосток, Дальнаука, 2008.
14. Степанова В.Ф., Фаликман В.Р. Современные проблемы обеспечения долговечности железобетонных конструкций. Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон- взгляд в будущее» (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т.3. Арматура и система армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. Москва: МИСИ-МГСУ, 2014.- 464 с. (с. 430-444).
15. СНиП 3.07.02-87 Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения: - Введен с 01.07.1987.
16. СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии: - Введен с 08.05.2017.
17. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости. Л., 1989.
18. Шестоперов С.В. Долговечность бетона транспортных сооружений. М., изд-во Транспорт, 1976.

## ПРОГНОЗ ДОЛГОВЕЧНОСТИ МОРСКИХ БЕРЕГОЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Малюк В.В., Леонович С.Н., Будревич Н.А.

В последние годы к вопросам долговечности бетона привлечено внимание многих специалистов, расчёты конструкций на долговечность становятся нормой во многих странах мира [3, 6, 13]. Применяемый в течение многих лет в отечественной и зарубежной практике термин «долговечность конструкций» являлся субъективным и часто трудно определяемым количественно. До настоящего времени общепринятого и нормированного метода расчета бетонных и железобетонных конструкций на долговечность не существует. Однако с принятием таких нормативно-правовых актов, как закона «О техническом регулировании» [16] и технического регламента о безопасности зданий и сооружений [17], создана правовая основа в области обеспечения безопасности зданий и сооружений, определены требования к обеспечению долговечности строительных объектов. На основании этих законов стандартизованы термины и основные понятия, даны определения этим понятиям, которые наполняют конкретным смыслом термин «долговечность» [2]. В связи с этим необходимо выделить ряд положений, которые касаются долговечности. Во-первых, введено понятие жизненный цикл здания или сооружения - период, в течение которого осуществляются проектирование, строительство и эксплуатация. Принципиальное отличие и важность данного подхода к решению проблемы обеспечения безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности заключается в следующем. Если ранее в сфере строительства основными действующими лицами были проектировщики и строители, то с принятием технического регламента о безопасности зданий и сооружений появился новое лицо - эксплуатант. Это обусловлено тем, что сегодня внимание общества обращено не только на стоимость возведения, но и на возрастающую с каждым днем стоимость их эксплуатации. Однако в настоящее время нормативные документы, на основании которых должны реализовываться требования технического регламента находятся на стадии разработки. Например, нормативный документ по правилам эксплуатации [11] принят только в феврале 2017 года. Выделение в градостроительной деятельности эксплуатанта, который наделяется законными правами, безусловно, потребует корректировать подход к обеспечению долговечности на стадии проектирования и строительства. Известно, что основные проблемы, связанные с некачественным проектированием и строительством, приходится решать на стадии эксплуатации. Поэтому технический регламент [17] обязывает в целях предупреждения действий, вводящих в заблуждение эксплуатанта, в проектной документации здания или сооружения указывать информацию о сроках эксплуатации здания или сооружения и их частей. Данная информация необходима эксплуатанту для эффективной организации работ по надлежащему содержанию объекта. Основой эксплуатационной деятельности является минимизация затрат в заданные сроки эксплуатации. Цель эксплуатации - минимальная стоимость срока службы, поэтому на стадии проектирования должны задаваться не только стандартные временные параметры [2]: расчетный срок службы и срок службы сооружения, но и качественные характеристики, посредством которых при строительстве будет обеспечена работоспособность строительного объекта в заданные временные периоды на стадии эксплуатации [17].

В действующем нормативном документе [2] даны понятия терминам долговечность и временным параметрам в период эксплуатации сооружения:

— долговечность: способность строительного объекта сохранять прочностные, физические и другие свойства, устанавливаемые при проектировании и обеспечивающие его нормальную эксплуатацию в течение расчетного срока службы.

— расчетного срока службы: установленный в строительных нормах или в задании на проектирование период использования строительного объекта по назначению до капитального ремонта и (или) реконструкции с предусмотренным техническим обслуживанием; расчетный срок службы отсчитывается от начала эксплуатации объекта или возобновления его эксплуатации после капитального ремонта или реконструкции.

— срок службы: продолжительность нормальной эксплуатации строительного объекта с предусмотренным техническим обслуживанием и ремонтными работами (включая капитальный ремонт) до состояния, при котором его эксплуатация недопустима или нецелесообразна.

Как видно, перед проектировщиком стоит достаточно сложная задача, которая может решаться только на основе надежных методов расчета или прогноза временных периодов эксплуатации:

$$T_L = \sum T_s^1 + T_s^{2s} + \dots + T_s^n \quad (1)$$

где  $T_L$  – срок службы сооружения, годы;

$T_s$  - расчетный срок службы, годы.

Следовательно, мерой долговечности является расчетный срок службы  $T_s$ . В период срока службы сооружения  $T_L$  временных периодов  $T_s$  может быть несколько. Для морских гидротехнических сооружений целесообразно величину периода  $T_s$  рассчитывать из условия минимизации их количества в период срока службы  $T_L$ , поскольку особенность морских гидротехнических сооружений - малая ремонтпригодность и высокая стоимость капитального ремонта.

В настоящее время проектная концепция по долговечности имеет предписывающий характер. Для реализации вышеуказанных требований технического регламента [17] отсутствует нормативная база, позволяющая обосновано назначить требования к параметрам строительного объекта, которые позволяют гарантированно обеспечить безопасную и эффективную эксплуатацию в расчетный срок службы.

В соответствии с принятой классификацией гидротехнических сооружений [9], нормирование сроков службы морских гидротехнических сооружений не предусмотрено. Правом назначения срока службы наделяется заказчик, который может руководствоваться рекомендациями нормативного документа [2]: для сооружений, эксплуатируемых в условиях морской среды, рекомендуемый срок службы не менее 25 лет.

Известно, долговечность зависит, прежде всего, от качества принятых проектных решений, которые должны реализовываться в процессе строительства. Поэтому подход к назначению долговечности (расчетного срока службы) основанный на интуиции и опыте, который применяется в настоящее время, безусловно, не будет удовлетворять эксплуатанта.

В течение последних 60 лет проблема обеспечения долговечности бетона конструкций морских гидротехнических сооружений решалась путем повышения морозостойкости. Движение в направлении усовершенствования свойств бетона и технологии изготовления бетонной смеси позволили разработать принципиальные основы технологии бетонов высокой морозостойкости [4]. Опыт строительства показал, что это направление продуктивно и представляет определенный интерес. Основным достижением проведенных исследований явилось то, что было установлена важная роль в обеспечении высокой морозостойкости воздухововлекающих добавок. Во второй половине прошлого столетия эти технологии были использованы на строительстве морских сооружений в суровых климатических условиях СССР. Впервые они были использованы при строительстве в 1960 г Кольской ПЭС. В дальнейшем систематические исследования по морозостойкости бетона и долговечности морских гидротехнических сооружений в течение 1970-1990 гг. проводились на Дальнем Востоке [8, 9]. Известный ученый в области изучения долговечности бетона транспортных сооружений Ф.М. Иванов в своей работе [1] отметил, что исследования, предпринятые в СССР на испытательных стендах Кольской ПЭС и Сахалинской научно-исследовательской лаборатории ЦНИИС Минтранстроя, позволили сделать заключение, что проблема создания стойких бетонов для морских сооружений решена. Выработанные в течение многих лет приемы получения бетонов высокой морозостойкости нашли отражение в нормативных документах [7, 12, 14, 15]. Сегодня нет проблем в деле изготовления долговечного бетона даже для весьма агрессивных и коррозионных сред. Подтверждением этого является опыт строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений на побережье о. Сахалин в течение последних 40 лет, проек-

тирование которых осуществлялось на предписывающей основе нормативных документов [7, 14, 15]. В отношении данных сооружений имеется полная информация о бетоне, материалах для бетона, технологии изготовления конструкций для этих сооружений [8]. В течение эксплуатации сооружений проводятся периодические обследования с целью оценки состояния бетона [9]. Результаты выполненных исследований позволили выделить существенные факторы, влияющие на стойкость бетона в зоне переменного уровня, что позволяет представить долговечность в виде функции:

$$D = f(C_m; C_x; C_d; C_l; C_p; C_l) \quad (2)$$

где  $D$  - долговечность или расчетный срок службы конструкции (изделия), годы;

$C_m$  - показатель, характеризующий качество материалов бетона;

$C_x$  - показатель, характеризующий состав бетона;

$C_d$  - показатель, характеризующий эффективность структурообразующей добавки;

$C_l$  - показатель, характеризующий качество приготовления бетона;

$C_p$  - показатель, характеризующий качество изготовления конструкции (изделия);

$C_l$  - показатель, характеризующий «зрелости» структуры бетона к началу эксплуатации.

Как видно из выражения (2) долговечность — это комплексное свойство, зависящее от многих факторов. Следует отметить, что показатели выражения (2), в свою очередь, является комплексным

$$C_{(m,x,d,p,l)} = f(x_1, \dots, x_n) \quad (3)$$

где  $x_1 \dots x_n$  – качественные характеристики материалов бетона или параметры технологического процесса.

При обеспечении нормативных свойств материалов и параметров технологических процессов ( $x$ ) показатели ( $C$ ) в выражении (2) должны иметь базовое значение равное 1. Опыт эксплуатации сооружений показывает, что для решения практических вопросов обеспечения долговечности в пределах минимум 40 лет достаточно выполнение предписывающих требований нормативных документов. Следовательно, при  $C_{(m,x,d,p,l)} = 1$  долговечность (расчетный срок службы) будет составлять не менее 40 лет, т.е.  $D > 40$ .

В связи с отсутствием данных, которые позволяют оценить значимость для долговечности каждого из показателей ( $C$ ), приведенных в выражения (2), нельзя прогнозировать долговечность при условии, когда  $C \leq 1$ . Наблюдаемые случаи деградационного отказа в начальной стадии эксплуатации, как правило, связаны с не соблюдением предписывающих требований на этапе изготовления и выдерживания конструкций, т.е. когда показатели  $C_p$  и  $C_l$  меньше 1. Поэтому для решения практических вопросов прогнозирования долговечности необходимо установить влияние на морозостойкость показателей  $C_p$  и  $C_l$ . Из-за отсутствия методов оценки морозостойкости бетона в конструкциях при показателях  $C_p$  и  $C_l$  меньше 1, возникает неопределенность в прогнозе долговечности реальных конструкций.

### Заключение

Опыт строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений в тяжелых гидрометеорологических условиях морского побережья о. Сахалин показал, что проектирование долговечности бетона на предписывающей основе нормативных документов позволяет обеспечить долговечность бетону не менее 40 лет. Это период при проектировании сооружения можно принять за расчетный срок службы конструкций в зоне переменного уровня. Отсутствие методов оценки морозостойкости бетона в конструкциях и отсутствие данных о фактической морозостойкости бетона в конструкциях не позволяет надежно прогнозировать долговечность на стадии эксплуатации сооружения. В связи с этим разработка методов оценки морозостойкости бетона в конструкциях является одним из наиболее важных направлений исследований для разработки методов расчета срока службы конструкций.



## Список источников

1. Алексеев С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С.Модры, П. Шиссль. – М.: Стройиздат, 1990.- 320 с.
2. ГОСТ 277751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения
3. Леонович С.Н. Прочность конструкционных бетонов при циклическом замораживании-оттаивании с позиции механики разрушения- Брест: изд-во БрГТУ, 2006.- 380 с.
4. Иванов Ф.М. Бетон и железобетон в суровых климатических условиях. В сб. научных трудов ЦНИИСа, вып. 78, «Применение железобетонных конструкций транспортных сооружений в суровых климатических условиях». Изд. М., ЦНИИС, 1974, с. 192 (с. 5-13).
5. Москвин В.М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты /Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А.- М. Стройиздат, 1980.-
6. Пухонто Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений – М.: Изд-во АСВ, 2004.- 424 с.
7. Правила производства и приемки работ на строительстве новых, реконструкции и расширении действующих гидротехнических морских и речных транспортных сооружений: ВСН 34-91.- Взамен ВСН 34-60-78, ВСН 6/118-74 : утв. М-вом транспортного строительства СССР 01.11.1991 : введ. с 01.07.1992
8. Свиридов В.Н., Малюк В.Д. Оценка долговечности бетона в конструкциях морских сооружений по опыту строительства на Дальнем Востоке. Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон- взгляд в будущее», (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т.3. Москва: МИСИ-МГСУ, 2014.- 464 с. (с. 388-398).
9. Свиридов В.Н., Малюк В.Д. Применение технологии высокоморозостойких бетонов в практике морского гидротехнического строительства на Дальнем Востоке. В сб. трудов «Стихия. Строительство. Безопасность». Владивосток, Дальнаука, 2008.
10. СП 58.13330.2010 /СНиП 33-01-2003 Гидротехнические сооружения. Основные положения:- Введен с 01.01.2015.
11. СП 255.1325800.2016 Здания и сооружения. Правила эксплуатации. Основные положения:- Введен с 25.02.2017.
12. СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии:- Введен с 08.05.2017.
13. Степанова В.Ф., Фаликман В.Р. Современные проблемы обеспечения долговечности железобетонных конструкций. Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон- взгляд в будущее» (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т.3. Арматура и система армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. Москва: МИСИ-МГСУ, 2014.- 464 с. (с. 430-444).
14. Технические указания по технологии изготовления и защите бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений в суровых климатических условиях. ВСН 118-65. Минтрансстрой. М., 1965.
15. Указания по повышению морозостойкости бетона транспортных сооружений. ВСН 150-93. АО корпорация «Трансстрой». М., 1993.
16. Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ: О техническом регулировании.
17. Федеральный закон от 30 декабря 2009 г № 384-ФЗ: Технический регламент о безопасности зданий и сооружений.

## ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ В ГРУНТАХ С НАПОРНЫМИ ВОДАМИ

Никитенко М.И., Дубатовка И.П.

Возведение зданий многоэтажных и высотных, передающих значительные нагрузки на грунты оснований в сложных инженерно-геологических условиях, требует устройства фундаментов из сплошных железобетонных плит и буронабивных свай с увеличенными диаметрами стволов при их погружении на большие глубины. При этом зачастую при чередовании в основании слоев между толщами глинистых водоупоров водовмещающие песчаные содержат напорные воды, что сопряжено с рядом особенностей проектирования, устройства и испытаний свай в таких грунтах.

В частности, оказывается проблематичным прогноз несущей способности подобных оснований свай по результатам зондирования [1] из-за малой достоверности используемых при расчетах корреляционных зависимостей. В то же время содержащиеся в действующих ТНПА [2, 3, 4] и используемые в расчетах табличные значения сопротивлений грунтов приводятся без учета их обводнения при малых диапазонах глубин. Поэтому требуется проведение затратных по стоимости и времени натурных статических испытаний свай в конкретных условиях объекта.

Применяемые для устройства буронабивных свай под водой приемы проходки скважин, бетонирования и армирования в них стволов могут отличаться и сильно влиять на их прочностные и деформативные характеристики и окружающих грунтов.

На это редко обращают должное внимание, поэтому нежелательные последствия вызывают [5, 6, 7] такие факторы (ошибки):

- образование шлама (рыхлого осадка) в забое скважин при их проходке от осыпания или оплывания извлекаемых грунтов;

- суффозионное разупрочнение грунтов вдоль стенок и в забое скважин при гидродинамическом напоре воды по направлению внутрь скважины от превышения ее уровня снаружи обсадной трубы;

- смешивание с водой литых бетонных смесей в скважине и их размыв от напора водным потоком в песчаных слоях между глинистыми с наклоном их ложа;

- чрезмерно медленный набор прочности литых бетонных смесей в теле ствола сваи на участках скважин с глинистыми грунтами за счет слабого поглощения избыточной воды.

Рассмотрим особенности устройства буронабивных свай в водонасыщенных грунтах для высотных зданий на двух минских объектах: 1 – жилой комплекс «Лазурит» в микрорайоне «Лебяжий», 2 – многофункциональный комплекс Газпрома в границах ул. Филимонова – пр. Независимости – ул. Макаенка .

На 1-м объекте в основании фундаментов залегают преимущественно пески разной крупности и плотности, насыщенные водой без напора и с местным напором, которые подстилаются моренными супесями. Здесь по описанной в [6 и 7] технологии были устроены и испытаны буронабивные сваи  $\varnothing 0,56$  и  $\varnothing 0,8$  м. Для них скважины с глубинами 12-16 м выполняли вибропогружением обсадных труб с уплотненными песчаными пробками внутри, которые вытеснялись внутренней трубой с теряемой крышкой в торце и уплотняли грунты внизу. За счет водного потока бетонированные литыми смесями стволы некоторых свай были размывты, а сопротивление грунтов оснований уменьшились. Зимой бетон в оголовках стволов без консервации оказался размороженным.

Такие дефекты выявили обследования в процессе перепроектирования объекта, в связи с повышением нагрузок на сваи, поскольку при проектных их значениях по 800 кН статические их испытания подтвердили возможность восприятия от 600 кН до 900 кН. Поэтому пришлось уточнить геологическое строение и свойства грунтов в основании, а количество свай увеличить почти вдвое с уменьшением приходящихся на сваи вдавливающих усилий.

Дополнительные сваи в промежутках устроили по технологии непрерывного полого шнека SFA с контрольными их испытаниями.

На 2-м объекте под высотное здание (рис. 1) вместо выполняемых методом «стена в грунте» баретт ЧУП «Моно-ракурс» был запроектирован фундамент в виде сплошной железобетонной плиты толщиной 2,0 м по головам буронабивных свай  $\varnothing$  1,18 м с их заглублением до 29,5 м в слой супеси моренной не менее 0,5 м (рис. 1 и 2). От длин свай по 35 м также отказались во избежание прокалывания слоя супеси и затопления котлована напорной водой из второго уровня.

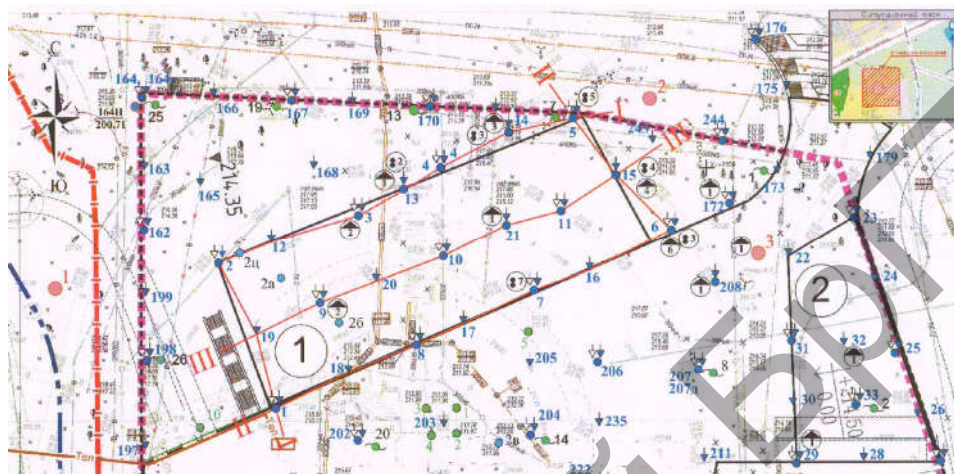


Рисунок 1 – План расположения геологических выработок под высотное здание

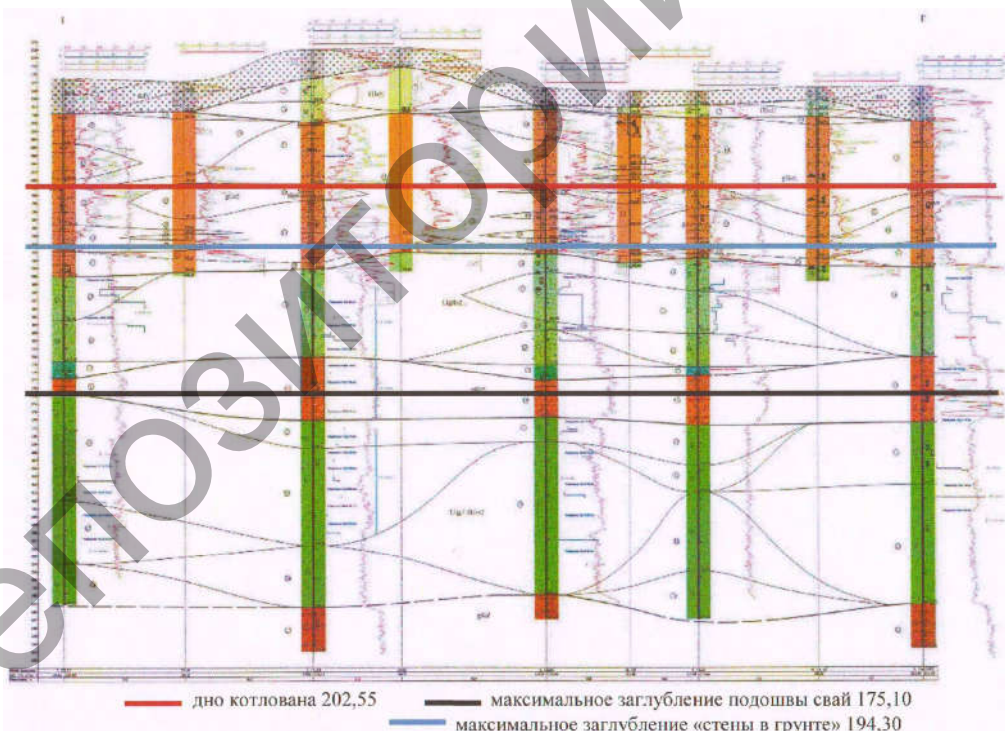


Рисунок 2 – Характерный инженерно-геологический разрез

Сваи на объекте выполнены и испытаны ООО «Геоизол» с его подразделением УП «Геоизолбел». Согласно [3] для их выполнения был принят способ проходки скважин под защитой обсадных труб с опусканием в них арматурных каркасов и подводным бетонированием стволов при помощи ВПТ.

Для вращательного бурения скважин под защитой инвентарных обсадных труб  $\varnothing$ 1180 мм применяли станки зарубежных фирм «Касагранде» и «Бауэр» (рис. 3). Обсадки погружали

звеньями глубже забоя скважины на 0,5 – 1 м затем и извлекали посредством домкратного столика. Верхние слои супеси извлекали из трубы шнеком, а обводнённый песок вычерпывали желонкой, сливая воду обратно в скважину. Во избежание суффозии грунта в стенках и забое скважин, согласно [2] в обсадку закачивали насосом воду до уровня выше ее зеркала в грунтовом массиве.



Рисунок 3 – Проходка скважин для буронабивных свай и монтаж армокаркаса

Грунт в забое уплотняли погружаемым под воду цементом (200 – 250 кг) в бумажных мешках, выравнивая плоским дном ковшебура и пригружая буровым ставом, что оказалось эффективнее закачки цементного раствора в грунты с напорной водой.

Подводное бетонирование стволов свай (рис. 4) производили методом вертикально перемещаемой трубы (ВПТ) с заливкой из миксера бетонной смеси при осадке конуса 18-22 см через воронку бетонолитной трубы. Бетон при выходе из торца трубы вытеснял воду и грунтовый шлам наверх, которые затем стекали в зумпф.

В начале свайных работ пытались оценить сопротивления грунта под пятнами свай и вдоль стволов испытанием согласно [8] по принципу «труба в трубе» [3] (рис.5), который в напорных водах за счет суффозии привел к недостоверным результатам.

В составе свайного поля (рис. 6) *опытные сваи* испытывали по традиционной схеме согласно [7], но у некоторых из них измеряли осадки не только голов, но и пят для оценки сжатия стволов за счет различия свойств грунтов и бетона по глубинам. При выдергивании сваи № 121 сопротивление грунта сдвигу вдоль ствола длиной 29,5 м составило 524 тс, а у отдельного отрезка ствола длиной 2 м – 15 тс.



Рисунок 4 – Формирование стволов свай посредством заливки бетонной смеси через бетонолитную трубу



Рисунок 5 – Общий вид испытания грунтов по принципу «труба в трубе» с передачей гидродомкратом нагрузки на вдавливаемый штамп и выдергиваемую обсадку

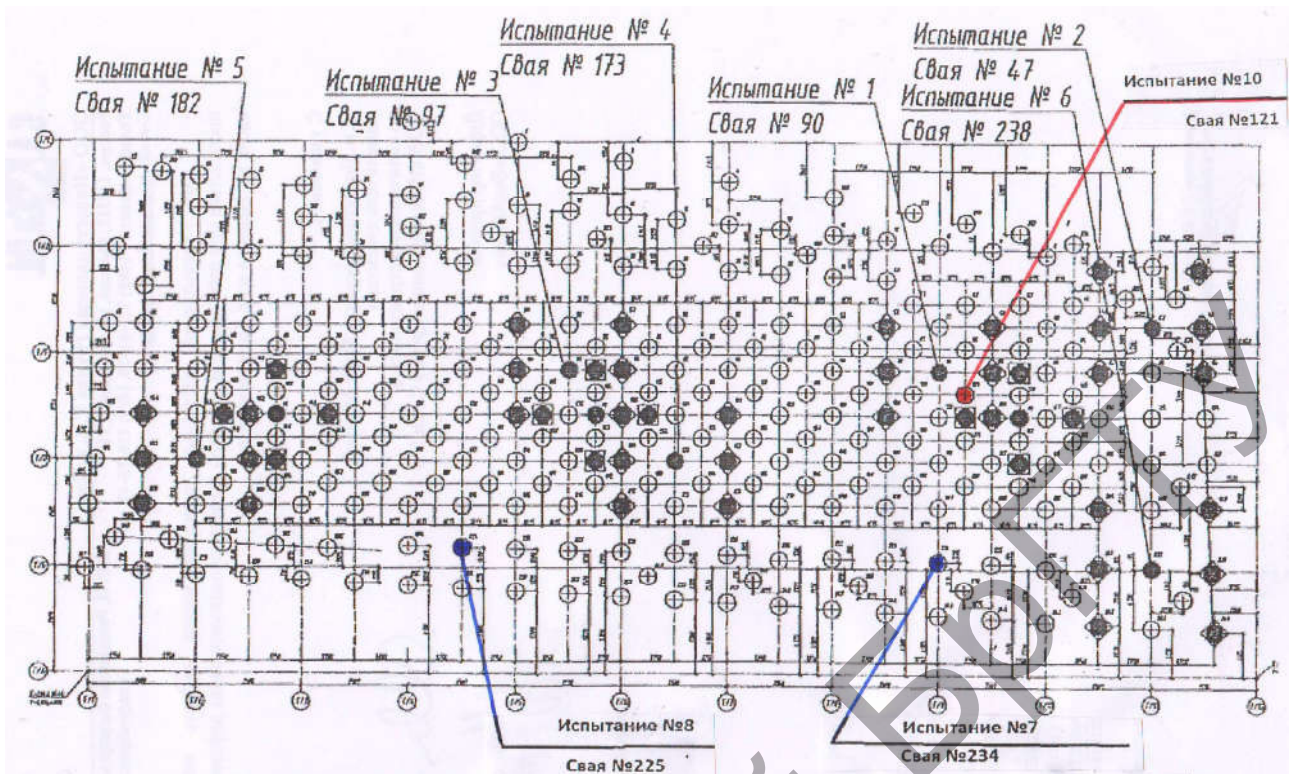


Рисунок 6 – Схема расположения опытных буронабивных свай №№ 47, 90, 97, 121, 173, 182, 225, 234, 238

Для измерения осадки пяти сваи струну прогибомера помещали в приваренной к армокаркасу инъекционной трубке с замоноличиванием в ее нижнем торце и выводили через ролик и прорезь в оголовке ствола к прогибомеру на реперной системе. Осадки пят стволов измерили только у пробных свай № 5 и №10, при первых испытаниях опытных свай №№ 47, 90, 182 и при повторном испытании сваи № 47 (рис. 7-10).

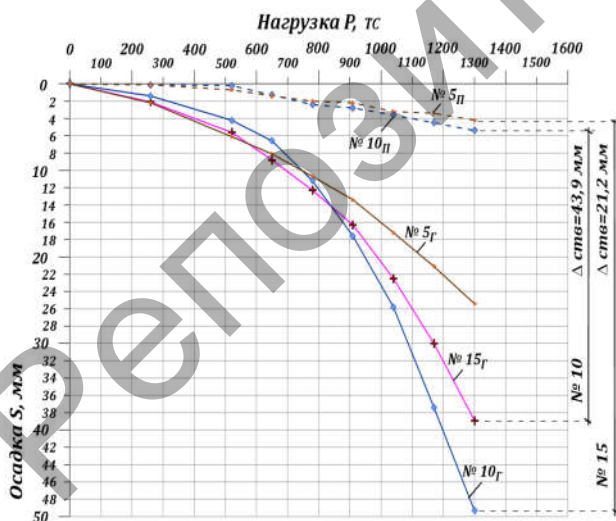


Рисунок 7 – Зависимости  $S = f(P)$  для пробных свай №5, 10, 15: с индексом «г» - головы стволов, с индексом «п» - пяты стволов

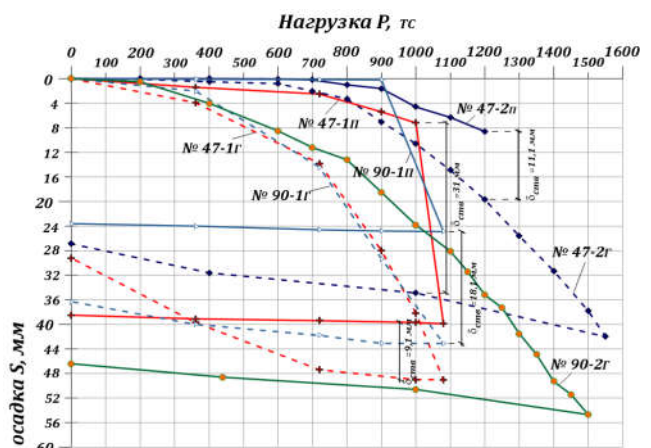


Рисунок 8 – Зависимости  $S = f(P)$  для опытных свай: №47-1, №90-1 (1-е испытание), № 47-2, №90-2 (2-е испытание): с индексом «г» - головы стволов, «п» - пяты стволов

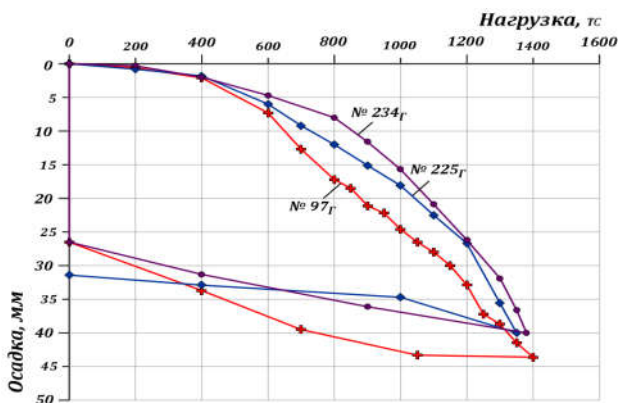


Рисунок 9 – Зависимости  $S = f(P)$  для опытных свай №97, №225, №234 (осадки голов)

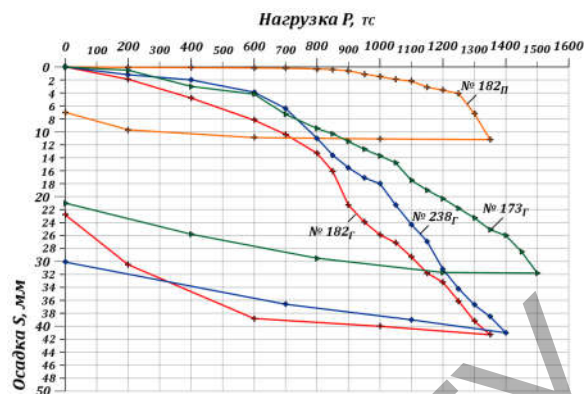


Рисунок 10 – Зависимости  $S = f(P)$  для опытных свай №173, №182: с индексом «г» - головы стволов, «п» - пята ствола сваи №182

Поскольку скважины бурили с отметки на 2 м выше подошвы фундаментной плиты, то перед бетонированием ее подготовки удаляли избыточную толщу грунта. При этом осмотр оголовков стволов свай выявил наличие у них дефектов (рис. 11).



Рисунок 11 – Вид на свайное поле при отрывке котлована до низа бетонной подготовки под фундаментную плиту и дефекты отдельных голов свай

Для оценки фактических прочности и однородности уложенного в стволы свай бетона специалистами РУП «Институт БелНИИС», ООО «Технотест», ОАО «Стройкомплекс» и ООО «НПП «Спецпроект», помимо освидетельствований, привели их ультразвуковые и сейсмоакустические исследования с лабораторными испытаниями высверленных из стволов свай кернов, в том числе на всю их длину.

При проектном классе бетона по прочности С35/45 фактические его значения на верхних отрезках стволов свай оказались в диапазоне от С8/10 до С28/30.

Расчетами было доказано, что при отличии приходящихся на сваи проектных вдавливающих усилий имеющаяся прочность стволов свай достаточна для восприятия таких нагрузок. Даже при малой прочности бетона в оголовке сваи №90 и наличии полости она при вдавливании выдержала испытательную нагрузку 1500 тс без разрушения. Все дефектные оголовки можно было усилить по двум предложенным ПЧУП «Моноракурс» вариантам.

Возникновение дефектов при бетонировании стволов буронабивных свай вызвала споры и разногласия у многих специалистов. При этом в виде причин было названо много факторов, включая нарушение технологических процессов, некачественный состав бетона от разных поставщиков и другие.

Все же такое положение правильнее увязывать с недостаточно изученными особенностями подводного бетонирования методом ВПТ на глубину до 29,5 м, исходя из применения смесей с осадкой конуса свыше 18 см, при формировании стволов свай Ø1,2 м в многослойных грунтах на объекте при наличии в основании напорных вод.

*В этой связи попытаемся рассмотреть физику процессов при выполнении технологических процессов.*

Бетон при выходе через нижний торец бетонолитной трубы заполняет обсадку и при подъеме вверх вытесняет более легкую воду вместе со взвешенным в ней грунтовым шламом, а при перемешивании с этой пульпой дополнительно разжижается с ухудшением прочностных свойств бетона из такой смеси. Положение усугубляется наличием в песке между глинистыми слоями напорных вод при сочетании направления фильтрующих потоков вертикально вверх с горизонтальным движением.

Хотя при подводном бетонировании стволов буронабивных свай применяли предусмотренную [3, 9, 10] доливку внутрь обсадки воды выше ее уровня снаружи, но вероятность подъема вверх зашламованной бетонной смеси была велика за счет большой ширины зазора в свету между обсадной и бетонолитной трубами, когда в силу контактной фильтрации напорная вода перемещает в своем потоке такую смесь.

К сожалению, в [3] не заложен разработанный в 7-е годы к.т.н. Арабаджяном И.Р в бывшем ВНИИГС г. Ленинграда (ныне Санкт-Петербург) способ [9], позволяющий исключить указанные недостатки. На него имеется ссылка в п. 6.7.5 и справочном приложении [10] при бетонировании траншейных и свайных стен с использованием бетонных смесей на гравии с осадкой конуса от 3 до 6 см, на щебне – от 6 до 9 см, которые уплотняются вибраторами, прикрепленными жестко на нижнем звене бетонолитной трубы (рис. 12). Наш практический опыт показал, что такие смеси с пластифицирующими добавками обладают подвижностью, удобством укладываемости и высоким качеством бетонирования, исключая дефекты в стенах. При этом без снижения класса бетона по прочности экономится цемент до 100-150 кг на 1м<sup>3</sup> смеси.

Помимо упомянутого проблемного вопроса на объекте потребовалось оценить влияние работ по устройству буронабивных свай и возведению смежных с высотным зданием других строений на изменчивость свойств грунтов в межсвайных промежутках с учетом особенностей имеющих геологических и гидрогеологических условий. Для этого авторами проекта фундамента при научно-техническом сопровождении РУП «Институт БелНИИС» была разработана программа проведения УП «Геосервис» дополнительных инженерно-геологических изысканий.



Рисунок 12 – Нижнее звено бетонолитной трубы с жестко прикрепленной вибробулавой для уплотнения выходящей из нее в глинистую суспензию полужесткой бетонной смеси

Но при их выполнении в затопленном котловане (рис. 13) получены недостоверные данные за счет их искажения в водонасыщенном состоянии. Намокание супеси с малым содержанием глинистых фракций ускорило и за счет контактной фильтрации напорной воды вдоль обсадки были получены уменьшенные сопротивления грунтов при их зондировании.



Рисунок 13 – Затопленный водой котлован с оголовками свай под высотное здание

Замачивание верхней толщи супеси атмосферными осадками происходило еще до испытаний свай и не могло сказаться на их конечных результатах. Тем более, что за 2 месяца до повторных испытаний свай №№ 47 и 90 динамические процессы с разжижением песков прекратились, взвешенные частицы выпали в осадок, прочность бетона в стволах возросла, а сопротивление основания увеличилось почти в 1,5 раза, что характерно и для всех остальных свай. Дополнительный резерв кроется в неучтенном сопротивлении грунта сжатию под подошвой фундаментной плиты.

В свете сказанного можно выразить мнение об избыточности принятых мер по устройству под фундаментной плитой для высотного здания дополнительных свай с их изготовлением по технологии SFA [11] и заглублением в слои грунта со вторым напорным горизонтом подземных вод, которые только размывают закачиваемую литую бетонную смесь. Считаем, что при этом были получены результаты весьма удручающие.

### Выводы

1. Выявленные на объекте «Строительство многофункционального комплекса в г. Минске в границах ул. Филимонов – пр. Независимости – ул. Макаенка» особенности устройства буронабивных свай с большими диаметрами и длинами стволов в слоях грунтов с напорными водами свидетельствуют о необходимости совершенствования технологических процессов с изменением предписаний действующих в Республике Беларусь ТНПА.

2. Выполненные натурные испытания запроектированных буронабивных свай в имеющихся геологических и гидрогеологических условиях объекта свидетельствуют о возможности восприятия приходящихся на них вдавливающих нагрузок даже при наличии в оголовках снижения прочности бетона в сравнении с проектными. При этом следует учитывать их взаимодействие при близком расположении между ними в пределах свайного поля (как единого армированного сваями основания) и дополнительного резерва сопротивлений грунтов под фундаментной плитой.

3. Возникшие на упомянутом объекте оголовки свай с дефектами, даже при их наличии локально по длине некоторых стволов, можно достаточно просто усилить в соответствии с разработанными ПЧУП «Моноракурс» двумя вариантами.

4. В сравнении с традиционной технологией устройства буронабивных свай в водонасыщенных грунтах, включая наличие в них напорных вод, более эффективным является использование вибрационных способов проходки скважин посредством погружаемых обсадных труб с нижними торцами, заглушенными теряемыми крышками или пробками из уплотненного грунта, а также малоподвижных бетонных смесей при формировании стволов.

5. При проектировании буронабивных свай в грунтах с напорными водами, особенно при наличии их потоков в горизонтальном направлении, следует обязательно предусматривать меры по исключению суффозионного размыва укладываемой в скважины бетонной смеси и окружающего грунта, причем такие меры должны найти отражение в предписаниях действующих ТНПА при их совершенствовании.



### Список источников

1. Пособие П 2-2000 к СНБ 5.01.01-99. «Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов» / Минстройархитектуры РБ. – Мн., 2001. – 23 с.
2. ТКП 45-5.01-254-2012 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства / Минстройархитектуры РБ. – Мн., 2013. – 137 с.
3. Пособие П 13-01 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство буронабивных свай. – Минстройархитектуры РБ. – Мн., 2002. – 43 с.
4. Пособие П 19-04 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство фундаментов из свай с уплотненным основанием / Минстройархитектуры РБ. – Мн., 2006. – 88 с.
5. Никитенко, М.И. Некоторые проблемы свайных фундаментов в геотехнической практике Беларуси / М.И. Никитенко, В.Ю. Журавский // Строительная наука и техника. – Минск, 2008. – № 4(19). – С. 44–51.
6. Никитенко, М. Важные особенности устройства и взаимодействия различных свай с грунтами / М. Никитенко, Б. Моради, Аль-Робай А. // Архитектура и строительство, – Минск. – № 2. – С. 58-68.
7. Никитенко, М. Прогноз несущей способности вибронабивных свай / М. Никитенко // Главный инженер в строительстве. – Минск, 2014. - № 11(23). –С.37-41.
8. СТБ 2242-2011. Грунты. Методы полевых испытаний сваями / Минстройархитектуры РБ. – Мн., 2012. – 36 с.
9. ВСН-261-74 / Минмонтажспецстрой СССР. Указания по вибрационной укладке бетона под водой способом ВПТ. – М., 1975. – 75 с.
10. Пособие П 14-01 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство свайных и траншейных стен / Минстройархитектуры РБ. – Мн., 2002. – 64 с.
11. Никитенко, М.И. Методы определения несущей способности буронабивных свай по технологии SFA / М.И. Никитенко, С.Б. Моради, Н.В. Черношей // Строительная наука и техника. – Минск, 2008. – № 1(34). – С. 43–49.

## ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТОВ ФУНДАМЕНТОВ С СИСТЕМАМИ ЗАКРЫТЫХ ПОЛОСТЕЙ НА НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЯХ

Пойта П.С., Шведовский П.В., Клебанюк Д.Н.

Переход строительной индустрии на возведение многоэтажных зданий, связанный с ограниченностью свободных площадей застройки, обуславливает необходимость использования территорий с малоблагоприятными для строительства инженерно - геологическими условиями. Неоднородность деформационно - прочностных свойств грунтовых оснований приводит к перенапряжению в расчётных сечениях конструкций фундаментов и неравномерности их осадок, соответственно снижая прочность и долговечность отдельных частей и даже здания в целом. Это обуславливает необходимость поиска новых конструктивных решений и методов расчета в области фундаментостроения [1].

В настоящее время можно выделить ряд общих принципов развития, совершенствования и оптимизации фундаментных конструкций [2, 3]:

- снижение массы фундаментов и расхода материалов на единицу несущей способности;
- снижение трудоёмкости их устройства;
- создание конструкций, позволяющих вовлечь в работу максимальный объем грунта и получить более равномерное напряжённо - деформированное (НДС) состояние массива грунта в основании фундаментов и снизить концентрацию напряжений на границе «фундамент – основание»;
- разработка и уточнение расчётных схем грунтовых оснований.

Экспериментальные модельные исследования проведенные [4, 5] выявили специфическую особенности формирования НДС и соответственно вертикальных и горизонтальных перемещений грунтовых оснований и конструктивных элементов плитно-свайных фундаментов (ПСФ). На начальном этапе нагружения (строительство), когда нагрузки не превышают  $0,2N_{пр}$ , характерно незначительное равномерное уплотнение грунтового массива по всей глубине сжимаемой толщи, что обуславливает активное включение всех свай в работу.

При увеличении нагрузки до  $0,5N_{пр}$  начинается формирование уплотненной зоны в виде пирамиды под плитой-ростверком и противодействующей пирамиды в нижней части свайного поля, что вызывает перераспределение усилий между центральными, угловыми и краевыми сваями. При этом деформации центральных свай, расположенных в сильно уплотненной зоне, значительно замедляются.

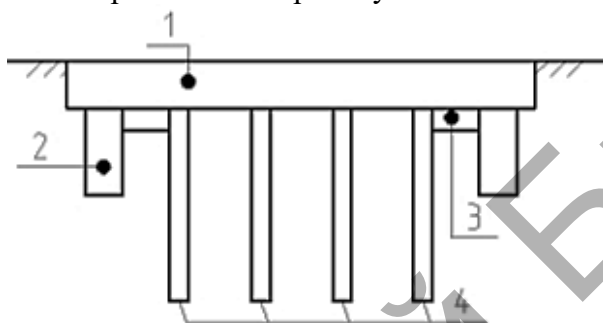
На этапе передачи полной проектной нагрузки резко возрастают деформации угловых и краевых свай, при практически полной стабилизации осадок центральных свай, что обуславливает значительную перегрузку угловых и крайних свай.

Аналогичную картину показывают и результаты компьютерного моделирования [6] на базе программного комплекса Plaxis 3D Foundation. Но при этом выявлены и некоторые другие особенности процесса восприятия фундаментом нагрузок. При нагружении до  $0,5N$  упругий массив грунта, вокруг центральных свай, перемещается практически параллельно со сваями и силы трения по боковой поверхности близки к нулю. Для краевых и угловых свай, у которых с одной стороны находится неподвижный массив грунта, характерно максимальное проявление сил трения, т.е. они воспринимают большую нагрузку чем центральные сваи. При дальнейшем нагружении перемещение грунта возникает уже около центральных свай, что обуславливает увеличение сил трения и создание пригрузки соседних зон, а это соответственно затрудняет выпор грунта и увеличивает лобовое сопротивление свай, т.е. большую часть нагрузки воспринимают центральные сваи. При этом нижняя граница зоны грунта, имеющая одинаковую осадку со сваями, перемещается с увеличением нагрузки снизу вверх. В зависимости от инженерно-геологических условий, конструкции и технологии погружения

свай, их длины, расстояния между ними и уровня нагрузки – эта зона может быть в пределах от 0,2 до 0,7 длины свай.

Петрухиным В.П. [4] также выявлено, что в случае достижения несущей способности краевой сваи по грунту, появляется обратный эффект, т.е. нагрузка на центральные сваи превышает нагрузку на крайние, при этом поверхность плиты-ростверка в крайних зонах выгибается, а материал в верхней зоне начинает работать на растяжение. В нижней же зоне плиты-ростверка проявляется обратный эффект. Отсюда при проектировании ПСФ учет эффекта «краевой сваи» обязателен. Конструктивно это обуславливает, в случае формирования в крайних и угловых зонах плиты-ростверка значительных изгибающих моментов, необходимость перехода к плитно-ребристым свайным фундаментам (рис.1).

Конструктивно этот фундамент является разновидностью ПСФ с периметральными вертикальными стенками, расположенными на некотором расстоянии от края плиты-ростверка и прилегающие к их внутренним граням безопорных участков.



1 – плита-ростверка; 2 – периметральная вертикальная стенка;  
3 – безопорные участки; 4 – свайное поле

Рисунок 1 – Конструктивная схема плитно-ребристого свайного фундамента

Вертикальные давления на грунт, которые концентрируются в краевой части плиты-ростверка обуславливают пригруз грунта основания, что приводит к существенному увеличению как активного, так и пассивного давления грунта на наружные грани стенки. Это приводит к формированию разгружающих моментов в краевой части плиты-ростверка и соответственно уменьшению ее прогиба. Безопорные участки способствуют уменьшению пригруза грунта у внутренних граней стенки и, соответственно, снижению активного давления грунта противодействующего разгружающим давлениям, что так же обуславливает уменьшение прогиба. Наибольшего эффекта можно достичь при нулевом активном и максимальном разгружающем давлении, т.е. когда безопорный участок выходит за пределы призмы обрушения, а расстояние от края плиты-ростверка до грани стенки перекрывает границу призмы выпирания. Как показывают расчёты для наиболее характерных инженерно-геологических условий и конструктивных решений многоэтажных зданий г. Бреста эти параметры следующие: высота стенки  $h_c = 0,8 + 0,9$  м; длина безопорного участка –  $0,9h_c$ ; расстояние от края плиты-ростверка до наружной грани стенки -  $1,6 + 1,9h_c$ .

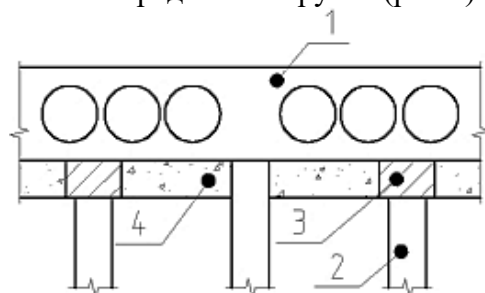
Одним из конструктивных решений по снижению материалоемкости и обеспечению минимального уровня неравномерности вертикальных напряжений и соответственно неравномерности осадок, является разнесенная схема размещения свайных рядов. Каждую из осей первого ряда свай расположенную со стороны поперечных стен, необходимо располагать относительно их оси со смещением определенным соотношением –

$$y = (0,05 + 0,1) \frac{a}{d} \cdot H + d, \quad (1)$$

где  $a$  – расчетный шаг размещения свай, м;  $d$  – диаметр свай, м;  $H$  – толщина фундаментной плиты, м.

При этом сваи следующих рядов также должны устанавливаться с меньшим шагом до линии проходящей через центральную часть здания. Величину уменьшения шага необходимо назначать в соответствии с изменением вертикальных напряжений в зоне сопряжения несущих элементов с ПСФ.

Целесообразно в качестве конкурентоспособного варианта рассматривать и конструктивную схему фундаментов с поэтапной передачей нагрузки (рис.2).



1 – плита-ростверк; 2 – сваи; 3 – полости заполненные низко модульным материалом; 4 – бетонная подготовка

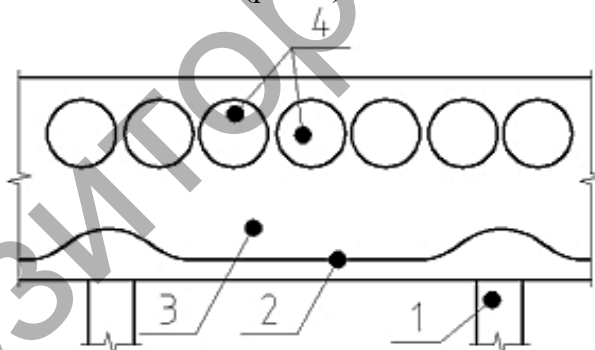
Рисунок 2 – Конструктивная схема фундамента с поэтапно циклической схемой передачи нагрузки

Их особенностью является то, что отдельные группы свай жестко объединены с плитой-ростверком, а все другие – через полости заполненные низко модульными материалами. Такая схема объединения позволяет на начальном этапе включить в работу не только плиту-ростверк, но и часть свайных групп, расположенных в зоне максимальных усилий.

Для еще более существенной передачи нагрузки на плиту-ростверк и соответственно снижения осадки целесообразно рассматривать и ПСФ с комбинацией коротких и длинных свай и с различной схемой их объединения – жесткая и полужесткая.

Длинные сваи располагают по осям несущих элементов (стен), а короткие – в промежутках между ними, при этом короткие сваи объединяют жестко с плитой-ростверком, а длинные – с образованием зазора, равного половине осадки, допустимой для конструктивной схемы здания, дополняя его легко сжимаемым материалом.

Достаточно эффективным может быть и конструктивное решение фундаментов из пост-напряженных плит на свайном основании (рис. 3).

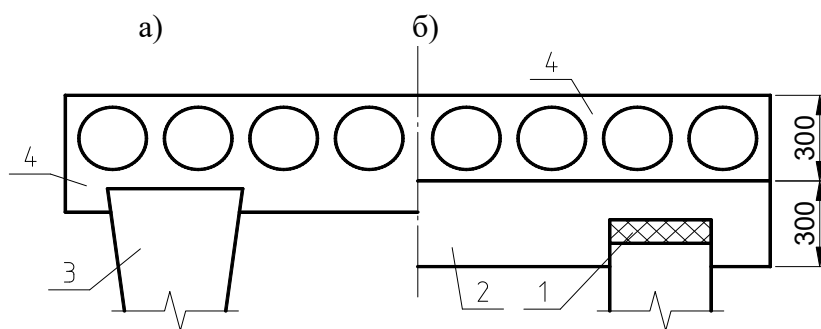


1 – сваи; 2 – напрягающий канат; 3 – плита-ростверк; 4 – система закрытых полостей

Рисунок 3 – Конструктивная схема фундамента из пост-напряженных плит на свайном основании

Применение напрягающих канатов, без сцепления с бетоном, способствуют формированию эквивалентных нагрузок, разгружающих плиту, что улучшает ее работу при продавливании, и создают сжимающие напряжения, компенсирующие растягивающие напряжения. Как показывают исследования [7], наиболее эффективно размещать напрягающие канаты на участках, непосредственно примыкающих к периметру колонн или несущих стен, с шириной  $b = c + h$ , где  $c$  – ширина колонны (несущих стен),  $h$  – толщина плиты-ростверка. Натяжение напрягающих канатов, согласно рекомендаций [7], осуществляется в два этапа: первый – 50% от фактического продавливающего усилия, при достижении передаточной прочности не менее 25 МПа и второй – полное натяжение при достижении проектной прочности.

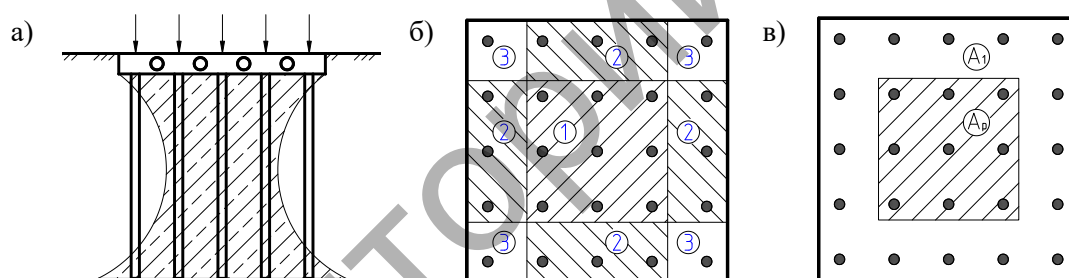
Не менее перспективными будут и конструктивные решения с применением свай с широкой пятой (рис. 4а), двухслойных плит (рис. 4б) с пластиковой подушкой и с силовой бетонной подготовкой.



1 – пластическая подушка; 2 – монолитный слой;  
3 – свая с широкой пятой; 4 – плита-ростверк

Рисунок 4 – Конструктивные решения плитно – свайных фундаментов:

Что касается методик расчётов, то большинство из них имеют общий недостаток - сложность, а зачастую неопределённость, учёта влияния особенностей формирования напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива и межсвайного грунта на уменьшение жёсткости плитной части фундаментов. Как показывают экспериментально - теоретические исследования моделей ПСФ [2, 4, 6] при расчётах необходимо исходить из условия, что отпор грунта по подошве плиты-ростверка имеет форму пирамиды, основание которой отстоит от граней плиты на один шаг свай, что определяет необходимость её условного разделения на три зоны (рис. 5) и соответственно целесообразным конструктивным решением для фундаментов с системой закрытых полостей является раздельное сопряжение плиты-ростверка со сваями.



1 – расчетные зоны центральных; 2 – краевых; 3 – угловых свайных полей

Рисунок 5 – Расчётные схемы отпора грунта в основании (а) и схемы разбиения на расчетные зоны свайного поля (б) и плиты-ростверка (в)

Раздельное включение в работу плиты-ростверка и свай, при этом в начальный период загрузки в работу включается плита-ростверк, что обуславливает её возможность максимально продеформироваться и только затем в работу включаются сваи, что позволяет до 30% и более, от полной нагрузки, передать на плитную часть и существенно снизить материалоемкость фундаментов.

Такая схема работы, т.е. формирование двух сжимаемых толщ – под плитой-ростверком и нижними концами свай, определяет и соответствующую методику расчетов:

- определяются давления под плитой-ростверком  $P_{пл}$  –

$$P_{пл} = \frac{\alpha_1 + \sqrt{\alpha_1^2 + \frac{4S_{пл}E}{k\gamma\beta}}}{2} \cdot k\gamma \quad (2)$$

где  $\alpha_1$  – глубина заложения подошвы плиты-ростверка;  $S_{пл}$  – допустимая осадка плитной части;  $k$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от ширины плитной части;  $\beta$  – безразмерный коэффициент, определяющий поперечное расширение и боковое давление;  $\gamma$ ,  $E$  – усредненные характеристики грунтовой толщи;

- определяется расчетная нагрузка  $N$  на сваи длиной  $l > H_c$ , где

$$H_c = \frac{P_{пл}}{k \cdot \gamma} - d_1; \quad (3)$$

- определяется расстояние между осями свай по зависимости

$$l = \sqrt{\frac{1}{d^2} \cdot \frac{N}{P - P_{пл}}}, \quad (4)$$

с проверкой условия

$$P_N = P - P_{пл}, \quad (5)$$

где  $P_N$  – давление в уровне подошвы свай;  $d$  – диаметр свай;  $P$  – полное давление под подошвой плитной части;

- осуществляется проверка соответствия главному условию

$$S_{пл} + S_N \leq S_u, \quad (6)$$

где  $S_{пл}$  – осадка плитной части,  $S_N$  – осадка свай,  $S_u$  – предельно допустимая осадка фундамента.

Расчеты осадок выполняются по формулам для равномерно нагруженного слоя грунта.

Для определения усилий в плите-ростверке при точечных опорах (каркасные здания) рекомендуется использовать метод "заменяющих балок". Заменяющие балки образуются в двух взаимно перпендикулярных направлениях путем рассечения плиты-ростверка вертикальными плоскостями параллельными разбивочным осям колонн через середины смежных пролётов.

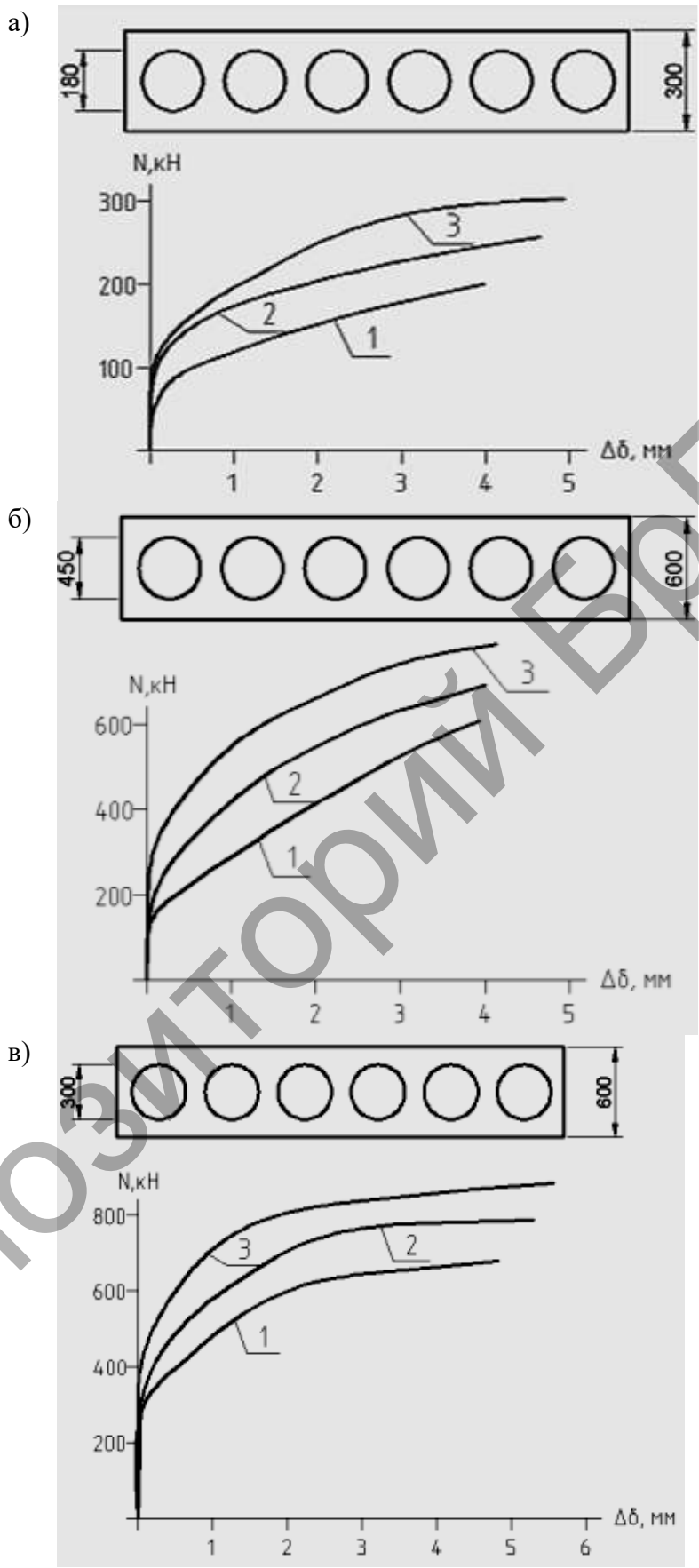
Этот метод позволяет представить заменяющую балку в виде полосы шириной, равной расстоянию между серединами двух соседних пролетов, примыкающих к соответствующему ряду колонн.

Разбивая условно площадь плиты-ростверка на подколонные и средние пролетные полу-полосы, можно рассчитать соответствующие эпюры изгибающих моментов и по пролетным моментам подобрать верхнюю арматуру, а по опорным – нижнюю.

Экспериментальные данные [8], полученные при испытании плит-ростверков с системой закрытых полостей техническим университетом (г.Дормштадт) и кафедрами строительных конструкций Санкт-Петербургского и Брестского государственных технических университетов [9, 10] позволили построить графики зависимостей нагрузок и величин деформаций  $\Delta\delta = f(N, c)$  (рис. 6).

Анализ графиков позволяет отметить, что разрушающая нагрузка на фундаменты с системой закрытых полостей зависит как от соотношения  $\frac{t}{d}$ , где  $t$  – толщина плиты-ростверка,  $d$  – диаметр сферических пустот, так и от класса бетона (С). Повышение класса бетона в 2,5 раза увеличивает разрушающую нагрузку ( $N$ ) практически в два раза. Максимальный прогиб плиты-ростверка не превышает 1-3 мм.

Результаты компьютерных расчётов для экспериментальных проектируемых объектов позволяют отметить, что снижение материалоемкости ПСФ под многоэтажные здания, используя систему закрытых полостей, формируемых пустообразователями - в виде модулей из пустотелых конструкций "Eco-Line" или "Slim-Line", эффективно как для каркасных, так и крупнопанельных зданий с этажностью до 10-15 этажей. Большую роль при этом играют особенности грунтовых оснований. Возможная площадь расположения систем закрытых полостей, не может превышать 11,9 % от общей площади плиты-ростверка.



1 – для бетона С20/25; 2 – для бетона С35/45; 3 – для бетона С50/60

Рисунок 6 – Конструктивные схемы экспериментальных плит-ростверков с системой закрытых полостей и график зависимости нагрузок ( $N$ ) и величин деформаций ( $\Delta\delta$ )

Что касается устройства закрытых полостей в зоне пирамиды продавливания сосредоточенных нагрузок (колонн), то как показали результаты имеющихся экспериментов и проведенные расчёты, это возможно только для зданий высотой не более 10 этажей с пустообразователями с соотношением  $\frac{b}{a} > 2$  и классе бетона плитной части C50/60.

Для всех же зданий с этажностью более десяти, устройство закрытых полостей в зоне 3b вокруг колонны недопустимо, где b – ширина сечения колонны. Диапазон неразрушающих нагрузок, определяемый величинами напряжений в основании плиты-ростверка с закрытыми полостями, соответственно составляет: для 10 – этажных зданий – 180-290 кПа, 22-ух – 340-450 кПа и 32-ух – 540-670 кПа.

При этом в расчетах жесткость областей размещения закрытых полостей в плите-ростверке должна быть уменьшена до 10% по отношению к расчетной жесткости плиты-ростверка с постоянной толщиной. Соответственно необходимо учитывать и снижение сопротивления сдвигу с коэффициентом 0,85.

Бесспорно, что предлагаемые некоторые рассмотренные конструктивные решения фундаментов и методики их расчетов, при экспериментальной проверке, потребуют значительной коррекции, с учетом конструктивных схем зданий и спецификой инженерно – геологических условий. Но в любом случае они позволяют снизить материалоемкость и стоимость нулевого цикла до 5% и более, по сравнению с традиционными.

#### Список источников

1. Шумятьев, О.Ф. Фундаменты высотных зданий / О.А. Шумятьев // Вестник ПНИПУ, «Строительство и архитектура». №4. – М., 2014. – С. 203 -245.
2. Оржеховский, Ю.Р. Плитно – свайные фундаменты как способ решения сложных геотехнических проблем / Ю.Р. Оржеховский, В.В. Лушников, Р.Я. Оржеховская, А.С. Ярдяков / Академ. вестник УралНИИпроекта, РААСН, 2015. – С. 82 – 86.
3. Ильичев, В.А. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности / В.А. Ильичев, В.П. Петрухин, В.И. Шейнин // Современное высотное строительство. ГУН «ИГЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255 – 261.
4. Петрухин, В.П. Эффект краевой сваи и его учет при расчете плитного ростверка / В.П. Петрухин, С.Г. Безволев, О.А. Шулятьев и др. // Развитие городов и геотехническое строительство, М., НИИОСП №11, 2007 – с. 90-97.
5. Береснев, А.С. О распределении заданного нагружения между плитой и сваями в плитно – свайном фундаменте / А.С. Береснев, А.Ю. Большаков, Г.Н. Гусев, В.В. Коркодинов, Б.Н. Пименов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2008. – Volume 4, Issue 2. – P. 33.
6. Мирсаяпов, И.Т. Моделирование напряженно – деформированного состояния плитно – свайного фундамента при совместном деформировании с окружающим грунтовым массивом / И.Т. Мирсаяпов, Д.А. Артемьев // Вестник гражданских университетов. – С-Петербург, 2009. - №2. – С. 121 – 124.
7. Тур, В.В. Применение пост – напряженных плоских плит при устройстве фундаментов на слабых грунтах /В.В. Тур/ Сб. статей Междунар. НТС по геотехнике в рамках ISSMGE «Теория и практика внедрения еврокодов по геотехнике в европейских странах и Республике Беларусь», БрГТУ, Брест, 2018 – с. 98 – 104.
8. Отчет о результатах исследования несущей способности Сobiax – перекрытий из пустотелых блоков при нагрузке силами сдвига. Технический университет Дормштадта. – 2008. – 37 с.
9. Чураков, А.Г. Двухосная пустотная плита с инновационными видами пустот / А.Г. Чураков // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014, - №6(21), С-Петербург, с. 71-81.
10. Коцюра, И.П. Экспериментальные исследования балочного фрагмента монолитной многопустотной литы перекрытия / И.П. Коцюра, Е.А. Деркач, Н.Н Шалобыта // Вестник ГТУ, т. 6, №2. – 2016. – С. 74 – 82.
11. Катценбах, Р. Опыт оптимизации стоимости фундаментов высотных зданий / Р. Катценбах, Ш. Леппла, М. Фоглер, Р.А. Дунаевский, Х. Куттинг // Научно-технический и производственный журнал. Жилищное строительство. – 2010. - №5. – С. 7 – 13.



## ОСОБЕННОСТИ ПРОГНОЗОВ ИЗМЕНЕНИЯ СВОЙСТВ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ ИХ УПЛОТНЕНИИ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

Пойта П.С., Шалобыта Т.П., Клебанюк Д.Н., Четырбок Н.П.

Искусственное улучшение свойств грунтов оснований производят с целью повышения их прочности, снижения деформативности и водопроницаемости. Одним из наиболее эффективных применяемых методов преобразования свойств грунтов является уплотнение тяжелыми трамбовками. Этот метод нашел применение и в нашей Республике. Применение трамбровок с повышенной массой и высотой ее сбрасывания положило начало использования интенсивных ударных нагрузок для глубинного уплотнения грунтов, в том числе и водонасыщенных. Однако, имеющиеся теоретические и эмпирические зависимости позволяют установить лишь глубину распространения уплотнения, но не гарантируют, и тем более не позволяют прогнозировать уровень улучшения свойств грунтов оснований.

В качестве критериев, определяющих предельную глубину уплотнения, используют требования по пористости, сжимаемости грунта, влажности и др. Разнообразие этих факторов дополняют физико-механические свойства грунтов, условия их залегания в толще, а также технологические параметры уплотнения: число ударов по одному следу, расстояние между точками уплотнения, число этапов повторного уплотнения и др.

Однако результаты определения глубины уплотнения по рекомендуемым методикам [1-4] весьма противоречивы. Их различие для одних и тех же грунтовых условий и вполне конкретных параметров используемых трамбровок проанализируем на конкретных примерах.

В соответствии с рекомендациями [1], уплотнение тяжелыми трамбовками применяется в глинистых и песчаных грунтах, характеризующихся степенью влажности  $S_r < 0,7$  и плотностью сухого грунта  $\rho_d < 1,55 \text{ т/м}^3$ .

Уплотнение осуществляют трамбовками весом 40...200 кН, диаметром  $d=1,4...3,5 \text{ м}$ , сбрасываемых с высоты 4...10 м.

В результате трамбования в массиве грунта образуется уплотненная зона мощностью от 1,5 до 6,0 м. Глубина ее зависит от природной влажности и плотности грунтов, диаметра и веса трамбовки, и при оптимальной влажности может быть определена по формуле [1]:

$$h_s = k \cdot d, \quad (1)$$

где  $d$  – диаметр основания трамбовки, м;

$k$  – коэффициент, принимаемый по данным экспериментальных исследований в пределах 1,5...1,8.

Л. Менард [2] предложил другую зависимость для прогноза глубины уплотненной зоны

$$h_s = \alpha \sqrt{M_t g h_t}, \quad (2)$$

где  $M_t$  – масса трамбовки, т;

$g$  – ускорение свободного падения,  $\text{м}^2/\text{с}$ ;

$h_t$  – высота сбрасывания трамбовки, м;

$\alpha$  – эмпирический коэффициент,  $(\text{м/тс})^{1/2}$ , рекомендуемый принимать равным от 0,27 до 0,7.

Применение коэффициента  $\alpha=0,45$  практически гарантирует, что выбранная трамбуемая установка справится с уплотнением на заданную глубину, если данная грунтовая толща может быть уплотнена этим методом [2]. При  $\alpha=0,7$  можно прогнозировать максимально возможную глубину уплотнения трамбуемой установкой данного класса.

В соответствие с [3] ориентировочная глубина уплотняемой зоны  $h_s$ , при уплотнении тяжелыми трамбовками, при известных параметрах – массе трамбовки ( $M_t$ , т), ее диаметре ( $d_m$ , м), высоты сбрасывания ( $h_t$ , м) и определенных инженерно-геологических условиях грунтового основания, может быть определена по следующей зависимости

$$h_s = k \cdot \ln(A_t \cdot M_t \cdot \sqrt{h_t}), \quad (3)$$

где  $k$  – коэффициент, характеризующий вид грунта и принимаемый в пределах от 1,0 до 1,4;

$A_t$  – площадь основания трамбовки,  $m^2$ ;

$M_t$  – масса трамбовки, т;

$h_t$  – высота сбрасывания трамбовки, м.

Нашими исследованиями [4] установлено, что глубина уплотненной зоны может быть определена по формуле

$$h_s = \sqrt{\frac{2,55 M_t \cdot h_t (1 - \nu^2) \omega \rho_d^{tp2}}{d_{tp} (\rho_d^{tp} - \rho_d)^2 E}}, \quad (4)$$

где  $M_t$  – масса трамбовки, т;

$h_t$  – высота сбрасывания трамбовки, м;

$\nu$  – коэффициент относительной поперечной деформации, принимаемый в зависимости от наименования уплотняемого грунта;

$\omega$  – эмпирический коэффициент  $\omega = 0,79$ ;

$\rho_d^{tp}$  – требуемая (по проекту) плотность сухого грунта,  $t/m^3$ ;

$d_{tp}$  – диаметр трамбовки, м;

$\rho_d$  – плотность сухого грунта до уплотнения,  $t/m^3$ ;

$E$  – модуль общей деформации грунта,  $t/m^3$ .

Результаты расчетов сведены в таблицу 1.

Таблица 1 – Мощность зоны уплотнения грунтового основания тяжелыми трамбовками

Параметры трамбовок		Глубины уплотнения, м										
		по [1]		по [2]			по [3]			по [4]		
				Высоты сбрасывания трамбовок, м								
Вес, кН	Диаметр, м	песок	глина	5	10	15	5	10	15	5	10	15
25	1,2	2,2	2,0	$\frac{0,95(1,59)}{2,47}$	$\frac{1,35(2,25)}{3,50}$	$\frac{1,65(2,76)}{4,30}$	1,44	1,77	1,96	1,55	2,20	2,69
35	1,4	2,6	2,4	$\frac{1,13(1,88)}{2,93}$	$\frac{1,60(2,66)}{4,14}$	$\frac{1,96(3,26)}{5,07}$	2,07	2,38	2,61	1,70	2,40	2,95
45	1,6	3,0	2,7	$\frac{1,28(2,13)}{3,32}$	$\frac{1,81(3,02)}{4,70}$	$\frac{2,22(3,7)}{5,75}$	2,56	3,05	3,42	1,81	2,56	3,13
60	2,0	3,6	3,2	$\frac{1,48(2,46)}{3,83}$	$\frac{2,09(3,49)}{5,42}$	$\frac{2,56(4,27)}{6,64}$	3,74	4,27	4,85	1,86	2,64	3,23
70	2,0	4,8	3,8	$\frac{1,59(2,66)}{4,14}$	$\frac{2,26(3,76)}{5,86}$	$\frac{2,78(4,61)}{7,17}$	3,98	5,0	5,24	2,02	2,85	3,49
90	2,0	5,5	5,0	$\frac{1,81(3,01)}{4,70}$	$\frac{2,56(4,27)}{6,64}$	$\frac{3,14(5,23)}{8,13}$	4,57	5,30	5,82	2,29	3,23	3,95

Примечание: в числителе приведены глубины уплотнения при  $\alpha=0,27$ , а в знаменателе – при  $\alpha=0,7$ , в скобках – при  $\alpha=0,45$ .

На рисунке 1 показаны зависимости глубины уплотнения грунтовой толщи в зависимости от энергии удара. Сравнение полученных данных по различным методикам указывает на их значительный разброс.

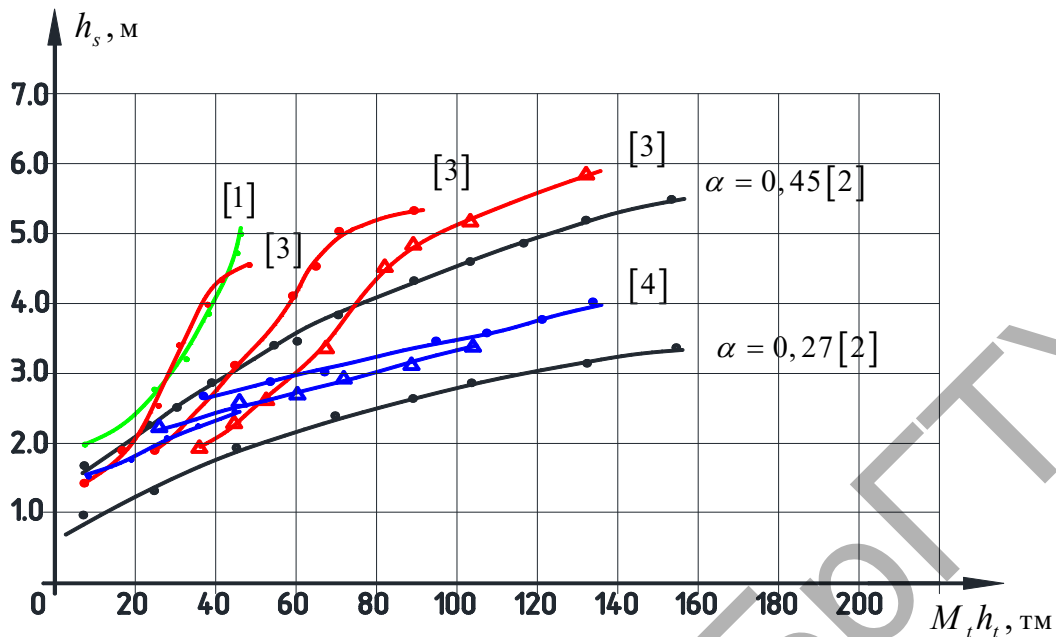


Рисунок 1 – Зависимость глубины уплотнения грунта от энергии уплотнения удара

Минимальное значение глубины уплотнения для любого значения энергии удара получено по [2] при значении  $\alpha=0,27$ . Увеличение коэффициента  $\alpha$  в 1,67 раза пропорционально отражается на глубине уплотнения. Особенностью определения  $h_s$  по данной методике является то, что при увеличении энергии удара, приращение  $h_s$  уменьшается, что объясняется достижением максимальной плотности грунта. Совсем другой характер изменения  $h_s$  по [1]. Во-первых, полученные значения глубины уплотнения во всём диапазоне изменения энергии удара, являются самыми большими, исключая результаты по [2] при  $\alpha=0,7$ . Во-вторых, при увеличении параметров трамбовки (массы и диаметра), с ростом энергии удара глубина уплотненной зоны резко увеличивается. Так, при увеличении энергии удара в 6 раз  $h_s$  возрастает в 2,5 раза. Более значимый рост значений  $h_s$  имеет место по [3] – 3,2 раза. Этот момент, как нам кажется, имеет существенную неопределённость и требует дальнейшего детального изучения процесса уплотнения грунта при передаче ударных нагрузок, и особенно, с учётом его исходного физического состояния.

Если учесть, что по методике [2] при  $\alpha \leq 0,45$  мы получим гарантированную зону уплотнённого грунта, то результаты за пределами полученной кривой свидетельствуют о той же неопределённости.

Данные  $h_s$ , полученные по методике [4], полностью находятся в гарантированно уплотнённой зоне и возрастают при увеличении энергии удара. Значения  $h_s$  в данном случае значительно меньше результатов, полученных по [1, 3] при одинаковой энергии удара. Этот факт объясняется принятыми в расчёте параметрами исходного физического состояния грунта: плотности сухого грунта и его модуля деформации.

Таким образом, очевидно, что рассмотренные и применяемые в проектной практике методы прогноза уплотнения грунтов тяжёлыми трамбовками дают весьма широкий диапазон разброса исследуемых данных. Это свидетельствует о необходимости дальнейших исследований с целью разработки более совершенных методов расчёта. И здесь, на наш взгляд, большое значение имеет учёт исходного физического состояния грунта, оказывающее существенное влияние на формирование эксплуатационных свойств полученного грунтового массива.

Как правило, рекомендуемые методы прогноза уплотнения грунтов тяжёлыми трамбовками предполагают проведение работ при оптимальной влажности грунта. На практике, в большинстве случаев, требуется корректировка исходного состояния грунта. При использовании традиционных методов уплотнения, изменение исходного состояния может производиться в весьма ограниченных пределах. Например, переувлажнённые в естественном со-

стоянии связные грунты, не могут быть уплотнены традиционными методами более, чем это позволяет ниспадающая правая ветвь графика стандартного уплотнения.

Любой возможный вариант использования переувлажнённого грунта сопряжён с повышением стоимости строительства и увеличением объёма работ. Изменение любого из параметров исходного физического состояния грунта, влечёт за собой изменение механических свойств уплотнённого основания. Исходное состояние грунта оказывает влияние на ход основных процессов, таких как консолидация, ползучесть, релаксация и др.

Таким образом, знание и учёт исходного физического состояния грунта, технологического режима уплотнения, закономерностей изменения прочности, деформируемости, суффозионной устойчивости, водопроницаемости, изменений физического состояния грунта в результате уплотнения, позволяют совершенствовать существующие подходы в прогнозировании уплотнения грунтов тяжёлыми трамбовками и обеспечить получение достоверных результатов исследуемых параметров.

#### Список источников

1. Справочник геотехника: основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. ред. В.А. Ильичёва и Р.А. Мангушева. – Москва: Издательство АСВ, 2014. – 727 с.
2. Зарецкий Ю.К. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками / Ю.К. Зарецкий, М.Ю. Гарицелов. – Москва: Энергоатомиздат 1989. – 192 с.
3. Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотнённых вибродинамическим методом: П-5-2000 к СНБ 5.01.01.-99.– Минск. Минскостройархитектуры, 2011, 126 с.
4. Пойта, П.С. Строительные свойства искусственных оснований / П.С. Пойта. – Брест: Изд. БрГТУ, 2004.-164 с.

## АНАЛИЗ НДС НЕЛИНЕЙНО-УПРУГОЙ ПЛИТЫ НА ЛИНЕЙНО-УПРУГОМ ОДНОРОДНОМ ПОЛУПРОСТРАНСТВЕ

Семенюк С.Д., Кумашов Р.В.

**Введение.** В условиях современного строительства, оснащенного высокопроизводительными механизмами и осуществляемого в сжатые сроки, важно обеспечить непрерывную и бесперебойную доставку строительных материалов и изделий к возводимым сооружениям. Это возможно осуществить при четко организованной работе автомобильного транспорта, обеспеченного быстро возводимыми дорогами, надежными в эксплуатации при любых погодных условиях.

В настоящее время при возросшей численности автопарка во всех отраслях народного хозяйства обычные дороги /грунтовые, гравийно-щебеночные/ не удовлетворяют полностью требованиям повышения производительности автотранспорта. Плохое состояние автодорог вызывает частые простои, аварии автотранспорта и других машин и механизмов, преждевременный их износ, приводит к перерасходу горюче-смазочных материалов.

Затрачиваемые на непрерывный ремонт дорог большие средства и трудовые ресурсы обычно не дают должного эффекта, а применение монолитных покрытий капитального типа обходится очень дорого.

Применение сборно-разборных покрытий из железобетонных плит позволяет избежать чрезмерного расхода материалов и средств. Будучи надежными в эксплуатации, эти дороги отвечают требованиям, выдвигаемым нуждами народного хозяйства. Такие дороги можно строить в любое время года, на любом грунте и сразу же эксплуатировать; строительство их поддается полной механизации, не требуется специального оборудования и машин. Сборные плиты могут изготавливаться как в заводских, так и в полигонных условиях без применения специального оборудования.

Однако, неравномерные деформации основания и несимметричность приложения нагрузки приводят к возникновению в сечениях дорожных плит изгибающих и крутящих моментов, что пагубно сказывается на эксплуатационных характеристиках данных плит. В общем случае плиты работают на поперечный изгиб с кручением, в частности – на поперечный изгиб. Поэтому требуется учитывать влияние каждого из воздействий на несущую способность железобетонных плитных конструкций при их проектировании и изготовлении.

**Статический расчет.** Статический расчет плиты на упругом полупространстве выполняется способом Жемочкина. Данный подход позволяет рассчитывать плиты на произвольном линейно-упругом деформируемом основании любой формы в плане и загруженные произвольной нормальной к срединной плоскости плиты внешней нагрузкой [1].

Алгоритм статического расчета железобетонной плиты на упругом полупространстве предусматривает шаговый метод последовательных приближений с использованием итерационного метода упругих решений для вычисления относительных деформаций в элементарных площадках.

Плита разбивается на  $m \times n$  прямоугольных участков (рисунок 1). В середине каждого участка ставится связь, через которую осуществляется контакт плиты с упругим основанием, а в центре плиты вводится защемление. Принимается, что усилие в каждой связи вызывает равномерное распределение реактивных давлений в пределах участка [2].

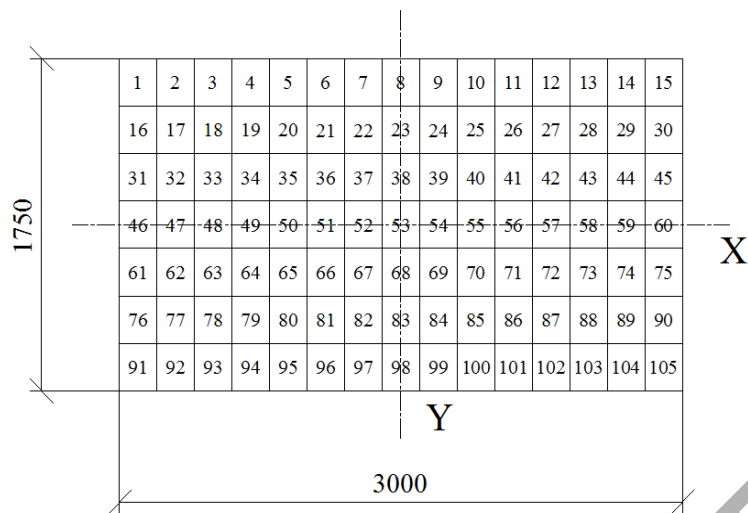


Рисунок 1 – Пример разбивки плиты на прямоугольные участки

Система канонических уравнений способа Жемочина имеет вид

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^n \left( \sum_{k=1}^n \delta_{ik} R_k + \varphi_{0x} y_i + \varphi_{0y} x_i + u_0 + \Delta_{ip} = 0 \right); \\ - \sum_{k=1}^n R_k y_k + M_{px} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k x_k + M_{py} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k + Q = 0, \end{cases} \quad (1)$$

где  $u_0$ ,  $\varphi_{0x}$ ,  $\varphi_{0y}$  – линейное и угловые перемещения введенного защемления на плите;  $Q$ ,  $M_{px}$ ,  $M_{py}$  – равнодействующая внешних сил, действующих на плиту, и ее моменты относительно координатных осей;  $R_k$  – реактивные усилия.

В свою очередь каждый участок рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых деформации считаются равномерно распределенными, а по высоте сечения элемента связанные гипотезой плоских сечений [3].

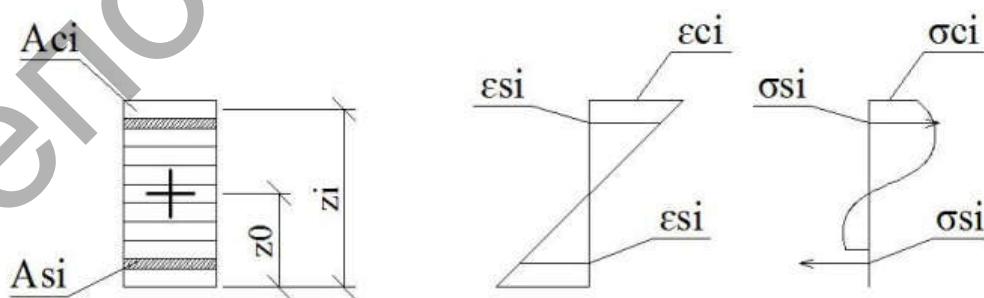


Рисунок 2 – Расчетное поперечное сечение плиты и распределение деформаций и напряжений

Армирование плиты заменяем элементарной площадкой эквивалентной толщины  $h = A_s / b$ , где  $A_s$  – суммарная площадь арматуры во взаимно перпендикулярных направлениях.

Связь между напряжениями и деформациями бетона принимаем в виде билинейной диаграммы (рисунок 2), в соответствии с которой эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны представляется в виде прямоугольной трапеции [4]:

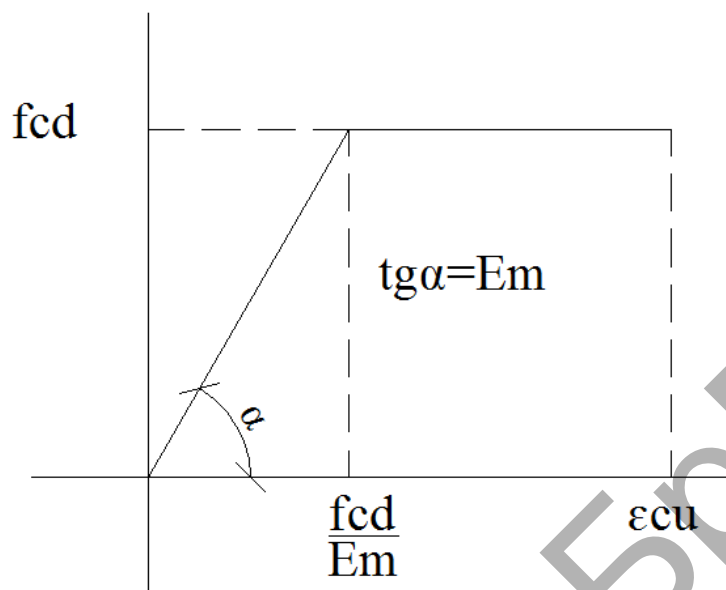


Рисунок 3 – График зависимости «напряжение-относительная деформация» для бетона

В качестве диаграммы деформирования арматуры, имеющей физический предел текучести, принимается билинейная диаграмма Прандтля [4].

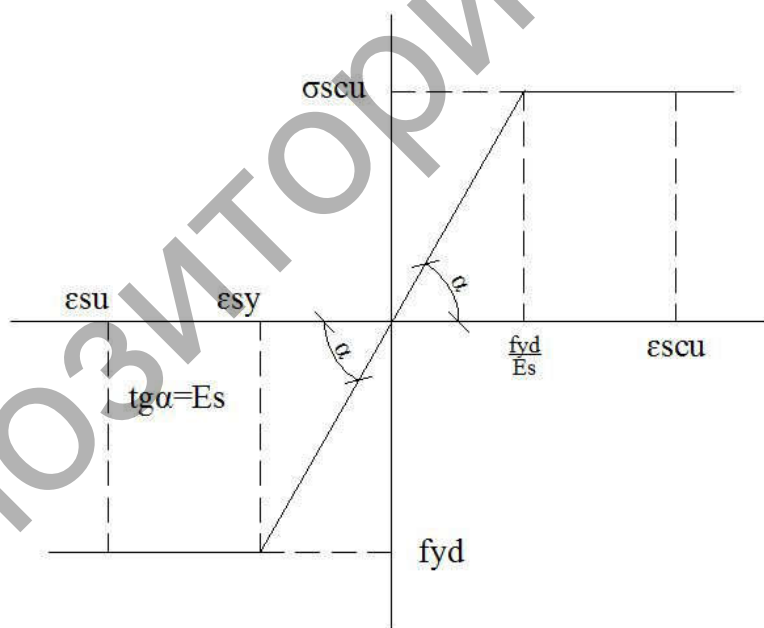


Рисунок 4 – График зависимости «напряжение-относительная деформация» для арматурной стали

При заданном усилии от внешней нагрузки задается положение центра изгиба сечения плиты в предположении упругой работы бетона и арматуры

$$z_0 = \frac{\sum_{i=1}^n E_{oi} A_i z_i}{\sum_{i=1}^n E_{oi} A_i} \quad (2)$$

где  $E_{oi}$  – начальный модуль упругости бетона или арматуры  $i$ -той элементарной площадки;  
 $z_i$  – расстояние от выбранной оси элемента до центра тяжести  $i$ -той элементарной площадки;  
 $A_i$  – площадь сечения  $i$ -той элементарной площадки;

$n$  – количество элементарных площадок бетона и арматуры.

При определении прогибов и кривизны плиты ограничимся следующими допущениями:

- 1 – точки плиты, лежащие до загрузки на нормали к нейтральной поверхности, остаются в процессе изгиба на нормали к ее нейтральной поверхности;
- 2 – нормальными напряжениями в направлении, поперечном в нейтральной поверхности, допустимо пренебрегать.

Основываясь на этих допущениях мы сможем все компоненты напряжений выразить через прогиб плиты, являющийся функцией двух координат в плоскости плиты [5]. Эта функция должна удовлетворять дифференциальному уравнению в частных производных:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = 0. \quad (3)$$

Прогибы нейтральной поверхности плиты будем искать в виде особого решения и совокупности частных решений Клебша [6]:

$$W(x, y) = W_0(x, y) + \sum_{n=1}^{\infty} A_n W_n(x, y);$$

$$W_0(x, y) = \frac{Pb^2}{16\pi D} \times \left\{ \left[ \left( \frac{x-t}{b} - \frac{t}{b} \right)^2 + \left( \frac{y-z}{b} - \frac{z}{b} \right)^2 \right] \times \ln \left[ \left( \frac{x-t}{b} - \frac{t}{b} \right)^2 + \left( \frac{y-z}{b} - \frac{z}{b} \right)^2 \right] + 2 \left( \frac{xt}{b^2} - \frac{yz}{b^2} \right) \times \right.$$

$$\left. \times \left[ 1 + \ln \left( \frac{t^2}{b^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) \right] - \left( \frac{t^2}{b^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) \ln \left( \frac{t^2}{b^2} + \frac{z^2}{b^2} \right) - \left( \frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) \ln \left( \frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) \right\}; \quad (4)$$

$$W_1(x, y) = \frac{x^2}{b^2} - \frac{y^2}{b^2}; \quad W_2(x, y) = \frac{2xy}{b^2};$$

$$W_3(x, y) = \frac{x}{b} \left( \frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right); \quad W_4(x, y) = \frac{y}{b} \left( \frac{x^2}{b^2} + \frac{y^2}{b^2} \right); \dots,$$

где  $W_0(x, y)$  – особое решение;  $W_n(x, y)$  – частное решение Клебша, априори удовлетворяющее уравнениями равновесия плиты с защемлённой нормалью под действием сосредоточенной силы и кинематическим граничным условиям в защемлении;  $t, z$  – координаты точки приложения сосредоточенной силы;  $A_n$  – неопределённые коэффициенты;  $b$  – некоторый линейный размер плиты.

При определении коэффициентов канонических уравнений способа Жемочкина для расчета прямоугольной плиты на произвольном упругом основании можно написать:

$$\delta_{ik} = \frac{(P=1)(1-\nu_0^2)}{\pi E_0 b} (F_{ik}^0 + F_{ik}^1) + \frac{(P=1)b^2}{D} \left[ A_{22} \left( \frac{x^2}{b^2} - \frac{y^2}{b^2} \right) + 2B_{22} \frac{xy}{b^2} + \dots \right], \quad (5)$$

где  $F_{ik}^0$  – безразмерная функция для определения перемещений точки  $i$  на поверхности упругого основания от действия единичной силы, равномерно распределённой по прямоугольному участку  $k$  поверхности полупространства;  $F_{ik}^1$  – корректирует  $F_{ik}^0$  применительно к рассматриваемой модели упругого основания.



При определении коэффициентов канонических уравнений цилиндрическая жесткость является нелинейной величиной и определяется следующим выражением

$$D = \int_{-z_0}^{h-z_0} \frac{z^2 E(z)}{1-\nu(z)^2} dz. \quad (6)$$

Так как аналитическое выражение функции  $E(z)$  неизвестно, то для вычисления интеграла воспользуемся формулой прямоугольников. Тогда выражение для цилиндрической жесткости принимает вид

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{E_i z_i^2}{1-\nu_i^2} \cdot h_i \quad (7)$$

После решения системы канонических уравнений по найденным значениям реактивных усилий  $R_k$  находятся реактивное давление под плитой и распределение осадок  $S_k$ .

Кривизна нейтральной поверхности плиты в двух взаимно перпендикулярных направлениях, а также относительное кручение поверхности будут равны

$$\frac{1}{r_x} = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}; \quad \frac{1}{r_y} = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}; \quad \frac{1}{r_{xy}} = \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \quad (8)$$

С учетом конечных разностей можно записать

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_x} &= -\frac{S_{i+1,j} - 2S_{i,j} + S_{i-1,j}}{\Delta x^2}; \\ \frac{1}{r_y} &= -\frac{S_{i,j+1} - 2S_{i,j} + S_{i,j-1}}{\Delta y^2}; \\ \frac{1}{r_{xy}} &= \left( S_{i+1,j+1} - S_{i+1,j-1} - S_{i-1,j+1} + S_{i-1,j-1} \right) \cdot \frac{1}{4\Delta x \Delta y} \end{aligned} \quad (9)$$

$$i = 2..m-1;$$

$$j = 2..n-1.$$

Относительные деформации слоя, отстоящего от нейтральной поверхности на расстоянии  $z_i$  будут равны

$$\varepsilon_{xi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_x}; \quad \varepsilon_{yi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_y}; \quad \varepsilon_{xyi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_{xy}}. \quad (10)$$

Далее по диаграммам деформирования с учетом найденных относительных деформаций находим секущие модули деформации и, с учетом закона Гука, напряжения в элементарном слое.

$$\sigma_{xi} = \frac{E_i}{1-\nu^2} (\varepsilon_{xi} + \nu \varepsilon_{yi}); \quad \sigma_{yi} = \frac{E_i}{1-\nu^2} (\varepsilon_{yi} + \nu \varepsilon_{xi}); \quad \tau_{xyi} = 2G \varepsilon_{xyi} = \frac{E_i}{1-\nu} \varepsilon_{xyi}. \quad (11)$$

Если напряжения растяжения в бетоне элементарной площадки превышают предельные значения, это свидетельствует об образовании трещины в этой площадке. В дальнейших расчетах осевая жесткость этой элементарной площадки принимается равной нулю.

Найденные модули вводятся в расчет в новом расчетном цикле. Критерием окончания процесса последовательных приближений является сравнение общих деформационных параметров на смежных этапах.

После окончания итерационного процесса по известной кривизне плиты определяем изгибающие и крутящие моменты, действующие в сечении плиты от заданных нагрузок

$$M_x = D \left( \frac{1}{r_x} + \nu \frac{1}{r_y} \right); \quad M_y = D \left( \frac{1}{r_y} + \nu \frac{1}{r_x} \right); \quad M_{xy} = D(1-\nu) \frac{1}{r_{xy}}. \quad (12)$$

**Несущая способность плиты при действии изгибающего момента.** Прочность нормальных сечений находится в зависимости от степени использования сопротивления сжатого бетона и растянутой арматуры. При работе железобетонных плит дорожного покрытия прямоугольного сечения, армированных сталью, имеющей физический предел текучести считается, что сопротивления бетона и арматуры использованы полностью.

Проверку прочности нормальных сечений производим из условия [6]:

$$M \leq M_u = 0.5 f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left[ (1 + \lambda) \cdot d - 0.33x \cdot (1 + \lambda + \lambda^2) \right] + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (d - c') \quad (13)$$

Высоту сжатой зоны «х» находят из квадратного уравнения:

$$\left. \begin{aligned} A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 &= 0 \\ A_1 &= 0.5 f_{cd} \cdot (1 - \lambda^2) \cdot b \\ A_2 &= \alpha_m \cdot A_{st} - (1 - \lambda) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot A_{sc} \\ A_3 &= -\alpha_m \cdot A_{st} \cdot c \\ \alpha_m &= \frac{E_s}{E_{cd}} \\ \sigma_{sc} &= \frac{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot (d - x)}{(1 - \lambda) \cdot x} \\ \lambda &= 0.93 - 0.014 f_{cd} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

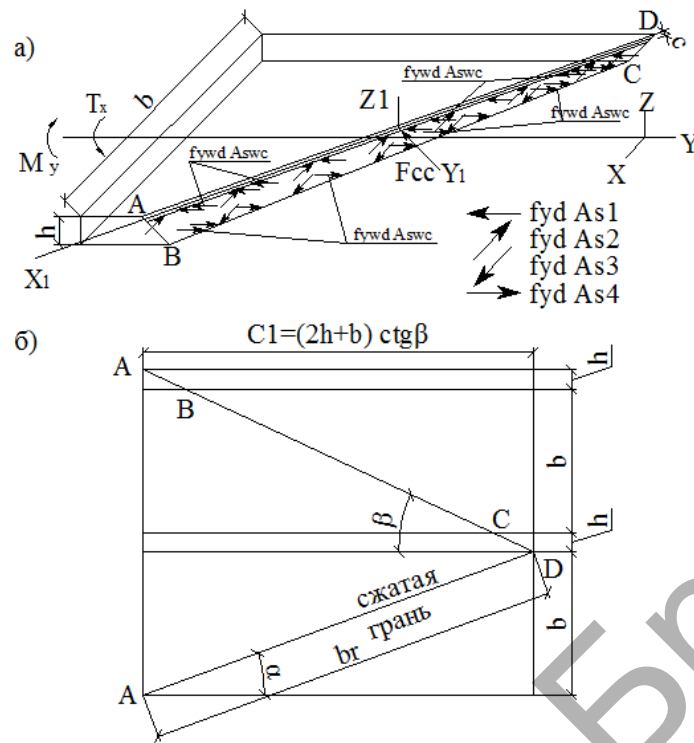
**Несущая способность плиты при совместном действии изгибающего и крутящего моментов.** При действии на плиту крутящего и изгибающего моментов разрушение происходит по пространственному сечению, образованному спиральной трещиной и замыкающей её сжатой зоной, расположенной под углом  $\alpha$  к горизонтальной оси элемента.

Положение сжатой зоны в пространстве определяются параметром  $C_1$  – проекцией отрезка нейтральной оси на продольную ось элемента. По нормали к косому сечению действуют проекции внешних расчётных моментов  $M_y \cdot \sin \alpha$  и  $T_x \cdot \cos \alpha$ , где  $\sin \alpha = \frac{b}{b_T}$ ;  $\cos \alpha = \frac{C_1}{b_T}$ ;

$$b_T = \sqrt{b^2 + C_1^2}; \quad C_1 = (2h + b) \cdot \operatorname{ctg} \beta \quad [6].$$

Из положения ограничения деформаций с учётом упругопластических характеристик бетона вычисляют граничную высоту сжатой зоны:

$$x_{\lim} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot d \cdot \sin \alpha}{d \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot (1 - \lambda)} \quad (15)$$



а) схема внешних и внутренних усилий; б) развертка граней пространственного сечения  
 Рисунок 5 – Расчётная схема пространственного сечения при совместном действии крутящего и изгибающего моментов

Так как арматурные стержни расположены не в одном уровне, то приведение их к сосредоточенному армированию даёт погрешность. Поэтому расчёт производим полагая, что  $\sigma_{s1} \geq f_{yd}$ ;  $\sigma_{s2} \leq f_{yd}$ ;  $\sigma_{s3} \geq f_{yd}$ , тогда получаем следующие зависимости при кручении с изгибом:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s1} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_1 - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha \\ \sigma_{s2} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_2 - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \cos \alpha \\ \sigma_{s3} = f_{yd} \cdot \cos \alpha \\ \sigma_{s4} = f_{yd} \cdot \sin \alpha \\ \sigma_{sw1} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_{sw1} - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha \\ \sigma_{sw2} = f_{ywd} \cdot \sin \alpha \end{array} \right. \quad (16)$$

Высоту сжатой зоны «х» определяют из уравнения проекций всех сил, действующих в рассматриваемом пространственном сечении на нормаль к плоскости сжатой зоны.

$$\begin{aligned} 0.5 \cdot (1 + \lambda) \cdot f_{cd} \cdot b_T \cdot x &= f_{yd} \cdot A_{s3} \cdot \cos \alpha + f_{yd} \cdot A_{s4} \cdot \sin \alpha + \\ &+ f_{ywd} \cdot A_{sw2} \cdot \sin \alpha + A_{s1} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_1 - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha + \\ &+ A_{s2} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_2 - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \cos \alpha + A_{sw1} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_{sw1} - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha \end{aligned} \quad (17)$$

Плечо внутренней пары сил для каждого арматурного ряда определяют из выражения:

$$z_i = d_i - \frac{x \cdot (\lambda^2 + \lambda + 1)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \quad (18)$$

Условие прочности в расчётном предельном состоянии выводится из соотношения внешних и внутренних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны. При этом, учитывая упругопластическую работу бетона, эпюру напряжения в сжатой зоне принимаем в виде прямоугольной трапеции. При симметричном армировании плиты:

$$\sigma_{s1} \cdot A_{s1} \cdot z_{s1} \cdot \sin \alpha + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot z_{s2} \cdot \cos \alpha - \sigma_{s3} \cdot A_{s3} \cdot z_{s3} \cdot \cos \alpha - \sigma_{s4} \cdot A_{s4} \cdot z_{s4} \cdot \sin \alpha + f_{ywd} \cdot A_{sw1} \cdot z_{sw1} \cdot \sin \alpha - f_{ywd} \cdot A_{sw2} \cdot z_{sw2} \cdot \sin \alpha, \quad (19)$$

где  $\sigma_{s1} = \sigma_{s4} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_i - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \sin \alpha$ ;

$$\sigma_{s2} = \sigma_{s3} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot (d_i - x)}{x \cdot (1 - \lambda)} \cdot \cos \alpha.$$

**Результаты численных исследований.** С целью подтверждения методики статического расчета были проведены полевые испытания железобетонной плиты 2ПП30.18-30 серии Б3.503.1-1 на различные варианты загрузки (центральные и краевые). Максимальная нагрузка на плиту в одной точке составила 100 кН [7].

В соответствии с серией Б3.503.1-1 плита 2ПП30.18-30 с ненапрягаемой арматурой предназначена для покрытий временных дорог – прямоугольная, размером 3000x1750x170 мм, рассчитанная на нагрузку 300 кН. Для плит временных дорог используется бетон класса С18/22.5. Плиты армированы верхней и нижней сетками (С1, С2) из стали класса S400. Сетки соединены между собой при помощи двух Г-образных каркасов (К1) из стали S500.

По выше изложенным методикам были выполнены расчеты железобетонной плиты 2ПП30.18-30 серии Б3.503.1-1 на нагрузки и загрузки, идентичные испытательным. Эквивалентный модуль деформации основания плиты, равный  $E_0^3 = 4,65 \text{ МПа}$  Результат статического расчета при центральном заружении и значения несущей способности плиты приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты статического и конструктивного расчетов при центральном загрузении плиты

Результаты испытания		Статический расчет				Конструктивный расчет	
Осадка плиты	Значения	Осадка плиты	Значения	Вид напряженно-го состояния	Значения	Вид напряженно-го состояния	Несущая способность
$S_{max}$ мм	6.25	$S_{max}$ мм	8.92	$M_x$ кНм/м	26.1	Изгиб $M_x$ кНм/м	81.20
				$M_y$ кНм/м	27.8	Изгиб $M_y$ кНм/м	69.40
$S_{min}$ мм	4.23	$S_{min}$ мм	5.79	$M_{xy}$ кНм/м	$8.8 \cdot 10^{-10}$	Изгиб с кручением $M_{xy}$ кНм/м	33.10

**Заключение.** По результатам проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1 – приводится алгоритм расчета нелинейно-упругой плиты на линейно-упругом полупространстве с применением способа Жемочкина. Данный подход позволяет рассчитывать плиты на произвольном линейно-упругом деформируемом основании любой формы в плане и загруженные произвольной нормальной к срединной плоскости плиты внешней нагрузкой;

2 – результаты статического расчета при центральном загрузении плиты хорошо соотносятся с результатами полевых испытаний. Расчет плиты на упругом полупространстве способом Жемочкина позволяет довольно точно отразить общую тенденцию распределения осадок под плитой;

3 – приводится методика определения несущей способности железобетонных плит при сложном деформированном состоянии с учетом упругопластической работы железобетона;

4 – конструктивный расчет показывает, что несущая способность плиты при совместном действии изгибающего и крутящего моментов является наименьшей. Таки образом, при расчетах и проектировании плиты следует проверять по прочности пространственных сечений.

#### Список источников

1. Босаков С.В. Статические расчеты плит на упругом основании/ С.В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 128 с.

2. Жемочкин Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Сеницын. – М.: Госстройиздат, 1962. –240 с.

3. Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84\* Усиление железобетонных конструкций – Минск; Минстройархитектуры, 1998. – 189 с.

4. Семенюк С.Д. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях: монография/ С.Д. Семенюк, Ю.Г. Москалькова. – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2017. – 274 с.

5. Тимошенко С.П. Пластинки и оболочки/ С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: Физ.-мат. изд-во, 1963. – 536 с.

6. Семенюк С.Д. Несущая и эксплуатационная способность железобетонных плит покрытия автомобильных дорог / С.Д. Семенюк, Р.В. Кумашов, Э.А. Кетнер // Наука та будівництво №3 (9) / 2016/ Киев, 2016 – с. 11-18.

7. Семенюк С.Д. Железобетонные плиты покрытия автомобильных дорог на упругом полупространстве / С.Д. Семенюк, Р.В. Кумашов. // Международный журнал по расчету гражданских и промышленных конструкций. – М.: Издательство АСВ, 2018. – с. 149-157.

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ (РАСПРЕДЕЛЯЮЩИХ) СОГЛАСНО ЕВРОКОДУ 7

Тур В. В., Тарасевич А. Н., Дедок В. Н.

### Введение

В 1975 году в Европейском Сообществе (ЕС) было принято решение о разработке новой единой европейской системы норм и правил строительного проектирования - Еврокодов, которые на первом этапе были альтернативными нормами, а затем заменили национальные нормы. При этом вводились соответствующие Национальные приложения, учитывающие особенности проектирования в каждой стране. При этом Национальные приложения содержат, главным образом, только те положения, которые отнесены к т. н. национальноустанавливаемым параметрам (NDP). Целью этой программы было устранение технических препятствий в международном сотрудничестве, создание единого нормативного поля ЕС для работы проектных и строительных фирм.

Национальная адаптация Еврокодов предусматривала публикацию полного текста с титульным листом Госстандарта РБ, с национальным введением и приложением, в котором перечислены параметры, изменяемые Национальным приложением (NDP). В РБ были изданы нормативные документы: СТБ ISO 14688-1-2009 [1], СТБ ISO 14688-2-2009 [2], ТКП EN 1997-1-2009 [3], ТКП EN 1997-2-2009 [4]. Этими изданиями и закончилась гармонизация национальных норм с Еврокодом 7. В ТКП 45-5.01-254-2012 [5] нет ссылок на вышеуказанные документы. В статье рассматриваются основные положения Еврокода 7 по проектированию фундаментов на естественном основании и приведены результаты расчета оснований по разным подходам, рекомендованным Еврокодом 7.

Геотехническое проектирование предусматривает определение физико-механических характеристик и расчетного сопротивления грунтов основания, как материала. Величины характеристик грунтов являются определяющими при расчете оснований и фундаментов. Еврокод 7 состоит из двух частей: EN 1997 – 1. Общие положения и EN 1997 – 2. Исследования и испытания грунтов. Первая часть состоит из 12 разделов и 9 приложений, вторая – из 6 разделов и 24 приложений.

Положения Еврокода 7, как и всех других конструктивных Еврокодов, подразделяются на принципы (P) и правила. Принципы – это безальтернативные требования, которые должны быть выполнены в проекте (напр. осадка меньше допустимой), правила – это набор общепризнанных методов, которые удовлетворяют и не противоречат принципам. Рекомендованные в приложениях Еврокода 7 методы не являются обязательными, возможно применение и других методов расчета, если они не противоречат принципам. Проектировщик имеет право выбирать любые методы расчета, но несет ответственность за надежность конструкции, поэтому обычно используются методы приведенные в Еврокоде 7.

При геотехническом проектировании следует руководствоваться общими принципами изложенными в EN 1990:2002. Конструкции следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы они в течение предусмотренного срока эксплуатации с требуемым уровнем надежности и без необоснованных экономических затрат:

- воспринимали все воздействия и влияния, появление которых, во всей вероятности, следует ожидать в процессе возведения и эксплуатации;
- оставались пригодными для предусмотренной эксплуатации по назначению. [6]

Для каждой геотехнической проектной ситуации следует проверить, что не будет превышено ни одно из возможных предельных состояний определенных в EN 1990:2002. Предельные состояния могут возникнуть в грунтовом основании или сооружении, или совместно в основании и сооружении. Предельные состояния следует проверять одним из методов указанных ниже или их комбинацией:

- посредством расчетов;
- по предписаниям;
- с использованием опытных моделей и пробных нагрузок;

- методом наблюдения.

Практический опыт часто показывает, какой вид предельного состояния является определяющим для конкретного проекта.

С целью установления требований к документации и геотехническим проектам вводится три геотехнические категории: 1, 2, 3. Геотехническая категория 1 включает только малые и относительно простые сооружения, 2 – типовые сооружения и фундаменты, 3 – сооружения не вошедшие в 1 и 2.

### 1. Геотехническое проектирование посредством расчетов

Этот метод, в первую очередь, требует принятия расчетной модели основания. Расчетная модель может быть аналитической, полуэмпирической, численной. Любая модель должна быть точной или давать запас надежности с учетом установленных неопределенностей. В большинстве случаев применяется аналитическая модель, в которой несущая способность и перемещения основания описываются алгоритмами расчетов. Если используется эмпирическая зависимость, то необходимо однозначно удостовериться, что она соответствует данным грунтовым условиям строительной площадки. Пригодны численные методы, которые учитывают в предельном состоянии совместные деформации или взаимодействие сооружения и основания.

#### 1.1 Воздействия

В геотехническом проектировании учитывают следующие воздействия (F): собственный вес грунта, воды, давление грунта и грунтовых вод, постоянные и переменные нагрузки от сооружения, смещения грунта, перемещения и ускорения, вызванные землетрясениями, взрывами, вибрациями и динамическими нагрузками. В проекте должна рассматриваться возможность приложения переменных воздействий совместно или по отдельности. В соответствии с ЕН 1990 [6], воздействия (F) подразделяются на: постоянные (G), переменные (Q), особые (A). Расчетные значения воздействий ( $F_d$ ) либо оценивают непосредственно, либо умножением характеристического значения постоянного ( $G_k$ ) или репрезентативного значения ( $Q_{rep}$ ) переменного воздействия на соответствующие частные коэффициенты ( $\gamma_F$ ).

$$G_d = \gamma_G G_k \quad (1)$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_{rep} \quad (2)$$

$$Q_{rep} = \psi Q_k \quad (3)$$

где  $G_k, Q_k$  – характеристическое значение постоянных и переменных воздействий;

$Q_{rep}$  – репрезентативное значение переменных воздействий;

$\psi$  – коэффициент сочетаний переменных воздействий;

$\gamma_G, \gamma_Q$  – значения частных коэффициентов для постоянных и переменных воздействий, принимаемых по таблице 1.

Таблица 1 - Значения частных коэффициентов для постоянных и переменных воздействий.

Воздействие	Символ	Состав коэф.		
		A1	A2	
Постоянные	неблагоприятные (дестабил.)	$\gamma_{G, dst}$	1.35	1.0
	благоприятные (стабил.)	$\gamma_{G, stb}$	1.00	1.0
Переменные	неблагоприятные (дестабил.)	$\gamma_{Q, dst}$	1.50	1.0
	благоприятные (стабил.)	$\gamma_{Q, stb}$	0	0
Особые	неблагоприятные	$\gamma_A$	1.00	1.0

#### 1.2 Расчетные величины геотехнических параметров

Расчетные величины геотехнических параметров ( $X_d$ ) определяют или непосредственно, или рассчитывают по формуле:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4)$$

где  $X_k$  – характеристическое значение геотехнического параметра;  
 $\gamma_M$  – частный коэффициент для величин характеристических свойств грунтов, определяемый по таблице 2.

Таблица 2 - Значения частных коэффициентов для величин свойств грунтов.

Параметр грунтов	Символ	Состав коэф.	
		M1	M2
Угол внутреннего трения (к тангенсу)	$\gamma_\varphi$	1.0	1.25
Сцепление (в эффективных напряжениях)	$\gamma_c$	1.0	1.25
Недренированное сопротивление сдвигу	$\gamma_{cu}$	1.0	1.40
Одноосное сопротивление на сжатие (пригрузка)	$\gamma_{qu}$	1.0	1.40
Удельный вес	$\gamma_T$	1.0	1.00

### 1.3 Геометрические параметры

К геометрическим данным относят:

- отметки поверхности грунта;
- уровни грунтовых вод;
- отметки границ инженерно-геологических элементов;
- размеры геотехнических конструкций (фундаментов, свай, подпорных стен и т.д.).

Если отклонения геометрических параметров не влияют на надежность сооружения, то расчетные значения ( $a_d$ ) принимают равным характеристическим ( $a_k$ )

$$a_d = a_k \quad (5)$$

Если отклонения влияют на надежность то

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (6)$$

где  $\Delta a$  – максимальное отклонение от номинального ( $a_{nom}$ ) (характеристического) размера.

### 1.4. Предельные состояния и их проверки

В Еврокоде 7 рассматривают следующие предельные состояния:

- потеря устойчивости сооружения или основания как жесткого тела (потеря устойчивости положения или равновесия), когда прочность материалов сооружения и грунта не имеют значения для обеспечения предельного состояния (EQU);
- разрушения или чрезмерные деформации сооружения или его элементов, когда расчетные сопротивления материалов являются определяющими для обеспечения несущей способности (STR);
- разрушение или чрезмерные деформации основания, когда расчетное сопротивление грунта является решающим для обеспечения несущей способности (GEO);
- потеря устойчивости сооружения или основания (потеря вертикального равновесия) от действия Архимедовой силы (всплытия) или других вертикальных воздействий (UPL);
- вынос частиц грунта, вызванный гидравлическим градиентом (HYD).

#### 1.4.1. Потеря устойчивости сооружения или основания

При рассмотрении предельного состояния равновесия (EQU) проверяется выполнение условия:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (7)$$

где  $E_{dst;d}$  – расчетная величина эффектов дестабилизирующих (опрокидывающих, сдвигающих) воздействий;

$E_{stb;d}$  – расчетная величина эффектов стабилизирующих (удерживающих) воздействий;

$T_d$  – эффект действия дополнительных стабилизирующих воздействий (напр. анкеровка).



Правила определения  $E_{dst;d}$  и  $E_{stb;d}$  в символьной форме следующие:

$$E_{dst;d} = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \gamma_{Fg} F_g(X_k); a_d \right\}_{dst}; \quad (8)$$

$$E_{stb;d} = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \gamma_{Fg} F_g(X_k); a_d \right\}_{stb}; \quad (9)$$

где  $\gamma_{Fg} F_g(X_k)$  – выражение в данном случае обозначает эффект геотехнического воздействия в Еврокоде 7 записано как  $X_k/\gamma_M$ , что не совсем корректно.

Как видно из формул, величины эффектов дестабилизирующих и стабилизирующих воздействий следует определять от действия расчетных значений конструкционных и геотехнических воздействий и расчетных значений геометрических данных. На практике, рассматривают закон равновесия опрокидывающих и удерживающих моментов приложенных к сооружению или его части.

#### 1.4.2. Разрушения или чрезмерные деформации сооружения или его элементов (STR)

Проверка несущей способности конструкций (STR) требует выполнения условия:

$$E_d \leq R_d, \quad (10)$$

где  $E_d$  – расчетная величина эффектов воздействий;

$R_d$  – величина расчетного сопротивления материала.

Эффектом воздействий является внутренняя сила в геотехнической конструкции (изгибающий момент, продольная сила, поперечная сила).

В зависимости от материала, примененного для изготовления геотехнической конструкции используются соответствующие нормы проектирования (нормы железобетонных, каменных и т.д. конструкций).

#### 1.4.3. Разрушение или чрезмерные деформации основания (GEO).

Проверка несущей способности основания (GEO) требует выполнения условия:

$$E_d \leq R_d, \quad (11)$$

где  $E_d$  – расчетная величина эффектов воздействий;

$R_d$  – предельная величина несущей способности основания.

Эффектом воздействий является вектор сил, который передается от геотехнической конструкции (фундамента, подпорной стенки) на грунт. В случае проверки на сдвиг принимается сила, действующая по поверхности скольжения.

Правила определения  $E_d$  и  $R_d$  могут быть представлены в символьной форме следующими выражениями:

- эффекты воздействий:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d \right\}, \quad (12)$$

или

$$E_d = \gamma_E E \left\{ F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d \right\}, \quad (13)$$

- несущая способность основания:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d \right\}, \quad (14)$$

или

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \right\} / \gamma_R, \quad (15)$$

или

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d \right\} / \gamma_R, \quad (17)$$

$\gamma_R$  – частный коэффициент несущей способности, определяемый по таблице 3.

Таблица 3 – Значения частных коэффициентов несущей способности  $\gamma_R$  для фундаментов на естественном основании.

Несущая способность	Обозначение	Состав		
		R1	R2	R3
на сжатие	$\gamma_{R,v}$	1.0	1.4	1.0
на сдвиг	$\gamma_{R,h}$	1.0	1.1	1.0

В EN 1997-1[3] предложено три подхода при рассмотрении предельных состояний (GEO). Каждому подходу соответствует свой набор частных коэффициентов. Выбор соответствующего подхода определяется в Национальном приложении.

**Подход 1.**

За исключением проектирования свай и анкеров на осевую нагрузку (центрально нагруженных) должно проверяться, что не наступит предельное состояние по несущей способности или деформациям при следующих комбинациях (сочетаниях) частных коэффициентов:

Комбинация (сочетание) 1. A1 “+” M1 “+” R1

Комбинация (сочетание) 2. A2 “+” M2 “+” R1

В комбинации 1 частные коэффициенты применяются к воздействиям и параметрам прочности грунта. В комбинации 2 - к воздействиям, сопротивлениям грунтов основания и иногда к параметрам прочности грунта.

**Подход 2.**

Комбинация(сочетание). A1 “+” M1 “+” R2.

В этом подходе частные коэффициенты применяются к воздействиям или эффектам воздействий и к сопротивлениям грунтов основания.

**Подход 2\*.**

Комбинация(сочетание). A1 “+” M1 “+” R2.

Это упрощенный подход 2, в котором расчетное сопротивление грунтов основания определяется с использованием характеристических значений воздействий, а не расчетных. Этот подход предложен в Германии и сейчас применен во многих странах.

**Подход 3.**

Комбинация 1.(A1 или A2)“+” M1 “+” R3

A1 – для воздействий от сооружений,

A2 – для геотехнических воздействий.

В этом подходе частные коэффициенты применяются к воздействиям или эффектам воздействий и к сопротивлениям грунтов основания.

**1.4.4. Проверка предельного состояния (UPL) архимедово всплытие сооружения или грунта**

В случае, когда сооружению или основанию угрожает потеря вертикального равновесия в результате всплытия, вызванного действием воды в порах необходимо проверить условие:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (18)$$

где  $V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$

$V_{dst;d}$  – расчетная величина дестабилизирующих вертикальных воздействий на сооружение;

$G_{stb;d}$  - расчетная величина постоянных стабилизирующих вертикальных воздействий;

$R_d$  – величина расчетного сопротивления против воздействия;

$G_{dst;d}$  - расчетная величина постоянных дестабилизирующих вертикальных воздействий;

$Q_{dst;d}$  – расчетная величина переменных дестабилизирующих вертикальных воздействий;

### 1.4.5. Проверка предельного состояния (НУД) вынос грунта, вызванный гидравлическим градиентом.

Если механизм разрушения связан с выносом частиц грунта, внутренней эрозией, гидравлическим продавливанием, вызванный силами фильтрации тогда проверяется условие:

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (19)$$

где  $S_{dst;d}$  – расчетная величина дестабилизирующей фильтрационной силы в основании;

$G'_{stb;d}$  – расчетная величина постоянных стабилизационных воздействий (удельный вес грунта с учетом взвешивания).

$$S_{dst;d} = \gamma_{G;dst} S_{dst;k} \quad (20)$$

где  $\gamma_{G;dst}$  – частный коэффициент для постоянных неблагоприятных воздействий.

$$S_{dst;k} = i \gamma_w V \quad (21)$$

где  $i$  – гидравлический градиент;

$V$  – объем грунта на который действует сила фильтрации;

$\gamma_w$  – удельный вес воды.

## 2. Проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности сооружения

Еврокод 7 в геотехническом проектировании выделяет три вида предельных состояний по эксплуатационной пригодности:

- предельное состояние по деформациям;
- предельное состояние при просадках, набухании, замораживании и т. п. (при строительстве на специфических грунтах);
- предельное состояние по колебаниям.

В практике геотехнического проектирования мы всегда проводим расчет по деформациям (расчет осадок, разницы осадок, кренов, углов поворота) и для них должна быть установлена предельная величина. Остальные предельные состояния возникают при проектировании оснований и фундаментов в особых условиях строительства или при динамических воздействиях. По предельному состоянию эксплуатационной пригодности всегда рассчитываются и геотехнические конструкции (прогибы, ширина раскрытия трещин в фундаментах, подпорных стенах).

Проверка по деформациям выполняется по условию:

$$E_d \leq C_d \quad (22)$$

где  $E_d$  – расчетная величина эффектов воздействий (проверяемого параметра);

$C_d$  – предельное значение эффектов воздействий.

Эффектом воздействий в зависимости от предельного состояния будет: осадка, разница осадок, просадка, подъем фундамента при набухании грунта, ускорение, амплитуда колебаний, прогиб фундамента, величина раскрытия трещин.

Еврокод 7 требует, чтобы при определении расчетных величин эффектов воздействий частные коэффициенты принимались равными 1.0, что равнозначно использованию в проверочных расчетах характеристических величин воздействий, характеристических значений геотехнических и геометрических параметров.

Предельное значение эффектов воздействий ( $C_d$ ) назначается таким образом, что при их превышении в сооружении наступает предельное состояние. Еврокод 7 требует, чтобы эти величины были согласованы с заказчиком и были указаны в проекте. [2.4.8(5)P].

## 3. Проектирование по предписаниям

Если расчетные модели отсутствуют или они не нужны, то наступление предельного состояния можно избежать благодаря применению действий определенных в предписаниях.

Такое проектирование охватывает традиционные (условные) и в общем осторожно определенные правила проектирования, а также требования по выбору и контролю материалов, качества выполнения работ, обеспечения безопасности и эксплуатации сооружения. Проектирование по предписаниям допустимо, когда есть сопоставимый опыт, который делает излишним проведение расчетов. Такое проектирование можно применять для определения морозостойкости, химической и биологической агрессии, действие которых невозможно учесть расчетом.

#### **4. Проектирование с использованием модельных и натуральных опытов (пробные нагружения и испытания на опытных моделях)**

Если при проектировании используются результаты испытаний нагрузкой или испытания крупных или мелких моделей, в целях обоснования проектного решения или проверки других подходов указанных в п 2.1(4) [3], надо рассматривать и учитывать следующие факторы:

- различие в грунтовых условиях при модельных испытаниях и реальным объектом;
- влияние времени, особенно если продолжительность испытаний значительно меньше, чем длительность загрузки реальной конструкции;
- влияния масштаба, особенно если используются маломасштабные модели. Следует учитывать влияние величины напряжений, совместно с влиянием размера частиц грунта.

Испытания также можно проводить на элементах реального сооружения, на элементах модели натуральной величины или меньшего масштаба.

#### **5. Метод наблюдений (наблюдательный метод)**

Если прогнозировать сохранность грунтового основания затруднительно, можно использовать подход, известный как «наблюдательный метод», при котором проектные решения могут корректироваться во время строительства.

При этом до начала строительства должны быть выполнены следующие требования:

- должны быть установлены допустимые границы изменения характеристик;
- оценены пределы изменения характеристик и показана достаточная вероятность того, что реальные характеристики будут находиться в допустимых границах;
- разработана программа мониторинга, в ходе которого будет подтверждаться, что реальные характеристики лежат внутри принятых границ. Контроль должен проводиться в реальном времени и с достаточно короткими интервалами, чтобы в случае опасности, была возможность принятия возможных действий.
- время реакции приборов и анализ результатов должны быть достаточно быстрыми в отношении возможного изменения ситуации;
- должен быть разработан план возможных действий, которые нужно применять, если в результате контроля обнаружится, что характеристики лежат вне границ принятых значений;

#### **6. Фундаменты на естественном основании (распределяющие)**

##### **6.1. Общие положения**

К фундаментам, рассматриваемым в шестом разделе Еврокода 7 относятся: столбчатые, ленточные и плитные. Некоторые положения этого раздела применяются и для фундаментов глубокого заложения, таких как кессоны, опускные колодцы.

В разделе 6 рассматриваются следующие положения:

- предельные состояния (6.2 [1]);
- воздействия и расчетные ситуации (6.3[1]);
- вопросы проектирования и строительства (6.4 [1]);
- проверка предельных состояний по несущей способности (6.5 [1]);
- проверка предельных состояний по эксплуатационной пригодности (6.6 [1]);
- фундаменты на скальном основании (6.7 [1]);
- проектирование конструкций фундаментов (6.8 [1]);
- подготовка основания (6.9 [1]).

## 6.2. Предельные состояния

При проектировании фундаментов на естественном основании проверяется, чтобы не наступили следующие предельные состояния:

- потеря общей устойчивости;
- истощение несущей способности, продавливание или выпор;
- потеря несущей способности в результате сдвига;
- совместная потеря несущей способности основания и разрушение фундамента, (следует понимать потерю несущей способности фундамента, которая вызывает потерю несущей способности основания);
- разрушение сооружения, вызванное перемещением фундамента (не связанного с деформацией основания);
- чрезмерные осадки;
- чрезмерный подъем от набухания грунта, морозного пучения и других причин;
- недопустимые вибрации.

## 6.3 Воздействия и расчетные ситуации

Воздействия определяются в соответствии с EN 1990:2002 и EN 1991. При определении воздействий, принимаемых в проекте, необходимо учитывать взаимодействие между сооружением и основанием. Временные воздействия могут рассматриваться по отдельности и одновременно, продолжительность воздействий может влиять на фильтрационные свойства и сжимаемость мелкозернистых грунтов. Следует отдельно рассматривать многократно повторяющиеся воздействия, а также воздействия с переменной интенсивностью, которые могут оказать специфическое влияние на грунт, например разжижение. Динамические воздействия учитываются отдельно.

В расчетах рассматриваются кратковременные и длительно действующие расчетные ситуации.

## 6.4. Проектирование (распределяющих) фундаментов и строительство

При выборе глубины заложения фундаментов необходимо учитывать:

- глубину залегания несущего слоя;
- принимать глубину, при которой усадка и набухание глинистых грунтов, в результате сезонных климатических условий или из-за деревьев и кустов, не влияет на деформации основания;
- глубину морозного пучения;
- уровень грунтовых вод, а также затраты при отрывке котлована ниже уровня грунтовых вод;
- возможные перемещения основания и уменьшение прочности несущего слоя за счет фильтрации воды, климатических воздействий или строительных работ;
- влияние земляных работ на соседние фундаменты и сооружения;
- влияние земляных работ по устройству коммуникаций вблизи фундаментов;
- влияние температур от сооружения;
- возможность подмыва;
- влияние изменения влажности при длительной засухе, а затем дождливом периоде на структурно-неустойчивые грунты в засушливых регионах;
- содержание в грунте растворимых элементов, например: гипса, известняков, аргиллитов.

Для проектирования фундаментов на естественном основании используется один из следующих методов:

- прямой метод, в котором отдельно выполняется расчет по каждому предельному состоянию. При проверке возможности наступления предельного состояния несущей способности, расчет должен моделировать наиболее правдоподобный механизм разрушения. При проверке эксплуатационной пригодности проводится расчет осадок.

- косвенный метод, использующий сопоставимый опыт и результаты полевых и лабораторных исследований или наблюдений, а также нагрузки соответствующие предельному состоянию эксплуатации, выбранные так, чтобы были выполнены требования всех этих предельных состояний.

- предписывающий метод, в котором используется предполагаемая несущая способность.

## 6.5. Проектирование по расчетным предельным состояниям

### 6.5.1. Общая устойчивость

Общую устойчивость грунтов с фундаментами или без них необходимо проверять в следующих ситуациях:

- на природном склоне или откосе или вблизи их;
- вблизи котлованов или подпорных стен;
- вблизи рек, каналов, озер, резервуаров, берегов морей;
- вблизи горных выработок и подземных конструкций.

### 6.5.2. Несущая способность основания

#### 6.5.2.1. Общие положения

Для всех расчетных предельных состояний должно выполняться следующее условие:

$$V_d \leq R_d. \quad (23)$$

Величина  $V_d$  учитывает вес фундамента, вес материала засыпки и давление грунта. Давление воды, не вызванное нагрузкой фундамента, учитывается отдельно.

Величина  $R_d$  – определяется в соответствии с п. 2.4 [1].

#### 6.5.2.2. Аналитический метод

Следует использовать общепризнанные аналитические методы. В приложении D [1] приведены формулы аналитического метода расчета несущей способности. При аналитическом определении  $R_d$  необходимо рассматривать длительные и кратковременные ситуации, особенно для мелкодисперсных грунтов. При расчете необходимо учитывать слоистую структуру основания, принимая для каждого слоя свои расчетные характеристики. Если более прочный слой подстилающий, то необходимо выполнить проверку по подстилающему слою, а для расчета использовать характеристики слабого слоя.

Расчетная несущая способность без дренирования:

$$R_k = A [(p+2)c_u b_c s_c i_c + q], \quad (24)$$

$b_c = 1 - \frac{2a}{p+2}$  – коэффициент учитывающий наклон подошвы;

$s_c$  – коэффициент, учитывающий форму фундамента;

$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$  – для прямоугольной формы;

$s_c = 1.2$  – для квадратной или круглой.

$i_c = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{Ac_u}} \right)$  – коэффициент, учитывающий горизонтальную составляющую нагрузки.

$$A' = B' L'; \quad B' = B - 2e_B; \quad L' = L - 2e_L.$$

$B', A'$  – приведенная ширина и длина фундамента;

$e_B, e_L$  – эксцентриситет вдоль стороны B и L.

Расчетная несущая способность с дренированием:

$$R_k = A'(c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5 \gamma'N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma), \quad (25)$$

где  $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2})$ ;

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi';$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi';$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'};$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2; \quad \alpha - \text{угол наклона подошвы.}$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \varphi';$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \left(\frac{B'}{L'}\right);$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1};$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A c' \cot \varphi'}\right)^m;$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'};$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A c' \cot \varphi'}\right)^{m+1};$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad H - \text{действует вдоль стороны } B;$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad H - \text{действует вдоль стороны } L.$$

Если горизонтальная составляющая нагрузки образует угол  $\theta$  с направлением  $L$  то,  $m$  вычисляется по формуле:

$$m = m_B = m_L (\cos \theta)^2 + m_R (\sin \theta)^2.$$

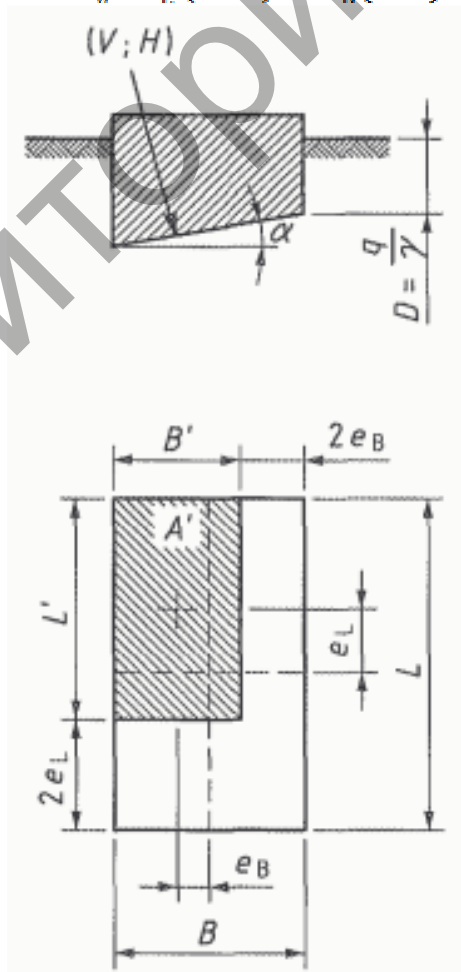


Рисунок 1 - Обозначения величин

### 6.5.2.3. Полуэмпирический метод

Следует использовать общепризнанные полуэмпирические методы. В приложении Е [1] приведен пример полуэмпирического метода определения расчетного сопротивления основания с использованием результатов прессиометрических испытаний.

При использовании прессиометрических испытаний необходимо учитывать, что проектная несущая способность грунта  $R_d$  под фундаментом при вертикальной нагрузке связана с предельным давлением на грунт следующей линейной зависимостью:

$$R_d/A = \sigma_{v,0} + k p_{1z}^* \quad (26)$$

где  $k$  - коэффициент несущей способности;

$\sigma_{v,0}$  - начальное полное вертикальное напряжение;

$p_{1z}^*$  - расчетное эквивалентное предельное давление (из прессиометрического испытания).

Численные значения коэффициента несущей способности  $k$  находятся в диапазоне от 0,8 до 3,0, в зависимости от типа грунта, заглубления и формы фундамента.

Расчетное эквивалентное предельное давление ( $p_{1z}^*$ ) вычисляется из полного предельного давления ( $p_1^*$ ), которое определяется для прессиометрического испытания как разность ( $p_1 - p_0$ ) между предельным значением  $p_1$  и горизонтальным давлением грунта в покое  $p_0$  на глубине испытания;

$p_0$  может быть определено по формуле:

$$p_0 = K_0 q' + u, \quad (27)$$

где  $K_0$  - коэффициент давления грунта в покое,

$q'$  - эффективное (приведенное) давление пригрузки,

$u$  - поровое давление воды.

### 6.5.2.4. Предписывающий метод, использующий предположение о несущей способности

Пример метода определения предполагаемого расчетного сопротивления рекомендован в приложении G [1], результат оценивается на основе сопоставимого опыта.

## 7. Проектирование по эксплуатационным предельным состояниям (осадкам)

Для частично и полностью водонасыщенных грунтов рассматриваются следующие три составляющих осадок:

-  $S_n$  для полностью водонасыщенных грунтов – мгновенная осадка, вызванная деформациями сдвига при постоянном объеме, а для частично водонасыщенного грунта – деформации сдвига и уменьшение объема;

-  $S_1$  - осадка за счет консолидации;

-  $S_2$  - осадка за счет ползучести.

В приложении F описаны примерные методы оценивания осадок  $S_0$  и  $S_1$ , которые можно использовать для расчетов. Глубину сжимаемой толщи принимают из условия, что эффективные напряжения от фундамента составляют 20% напряжений от собственного веса грунта.

### 7.1. Метод суммирования деформаций слоев основания (метод послойного суммирования)

Полную осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить, используя зависимость деформаций от напряжения в следующем порядке:

- определить напряжения в основании, вызванные нагрузками на уровне подошвы фундамента. Напряжения в основании можно определить методами теории упругости, обычно для однородного, изотропного грунта и линейного распределения напряжений под фундаментом;



- определить деформации в грунтовом основании от напряжений, с применением модуля деформации или других зависимостей напряжение-деформация, полученных по результатам испытаний грунта в лаборатории (предпочтительно калиброванных по опытам) или полевыми испытаниями;

- суммировать (интегрировать) полученные вертикальные деформации с целью определения осадок.

При применении метода послойного суммирования, необходимо выбрать достаточное количество точек в основании, в которых определяются напряжения и деформации.

### **7.2. Упрощенный метод упругого пространства (теории упругости)**

Общую осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить с использованием теории упругости по формуле:

$$s = \frac{p b f}{E_m}, \quad (28)$$

где  $p$  – контактное давление, линейно распределенное по подошве фундамента;

$b$  – меньший размер фундамента;

$f$  – коэффициент осадки фундамента;

$E_m$  – модуль упругости.

Значение коэффициента осадки фундамента зависит от формы и размеров фундамента, изменения жесткости грунта по глубине, мощности сжимаемой толщи, коэффициента Пуассона, расположения в плане давления от фундамента и точки где определяется осадка.

Если нет измеренных осадок на подобных фундаментах и в аналогичных грунтовых условиях, то расчетный модуль деформации в дренированном состоянии сжимаемого слоя можно определять в лабораторных или натуральных условиях.

Упрощенный метод применяется только тогда, когда напряжения не вызывают пластических деформаций основания и зависимость «напряжение – осадка» линейна. Нужно проявлять большую осторожность при использовании данного метода для неоднородного основания.

### **7.3. Осадки в недренированном состоянии**

Составляющую кратковременной осадки без дренажа можно определять методом послойного суммирования или упрощенным методом, принимая модуль деформации и коэффициент Пуассона, полученный при испытании грунтов без дренажа.

### **7.4. Осадки фундаментов за счет консолидации**

Для расчета осадки за счет консолидации можно использовать графики одометрических испытаний грунтов. Суммирование осадок без дренажа и за счет консолидации дает завышенные результаты, поэтому нужно использовать эмпирические поправки.

### **7.5. Развитие осадки во времени**

Скорость роста осадки в процессе первичной консолидации можно определять приближенно, используя параметры консолидации, полученные из компрессионных испытаний. Однако скорость роста осадки предпочтительнее определять, используя коэффициент фильтрации, полученный в натуральных испытаниях, тогда осадка от уплотнения будет вычислена с учетом водопроницаемости грунта.

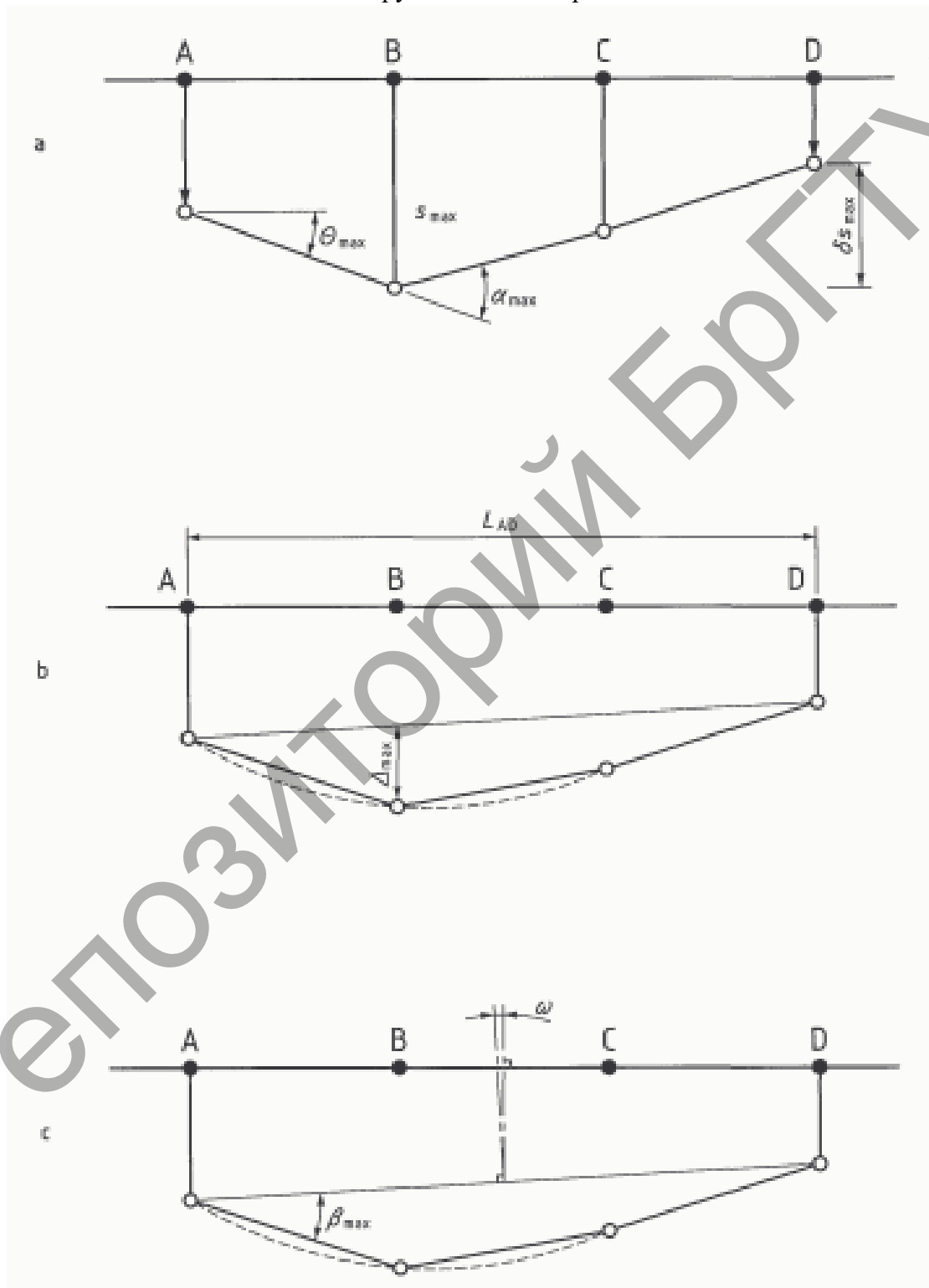
### **7.6. Предельные значения деформаций конструкций и перемещений фундаментов**

Необходимо учитывать следующие перемещения фундаментов (приложение Н): осадку, разницу осадок, поворот, крен, относительный прогиб, относительный поворот, горизонтальное перемещение и амплитуду колебаний.

Максимально допустимые относительные повороты при прогибах незаполненных и заполненных рамных конструкций, несущих или самонесущих кирпичных стен разные, однако их значение в пределах 1/2000 – 1/300 обеспечивает несущую способность по деформациям. Для многих конструкций допустимый максимальный относительный поворот 1/500, а пре-

дельный, вызывающий аварийное состояние 1/150. При выгибах принимается 0,5 величины от указанных выше значений.

Для обычных сооружений с отдельно стоящими фундаментами осадка допускается до 50 мм. Большие значения допустимы, когда относительный поворот находится в допустимых пределах, а полная осадка не препятствует подключению коммуникаций и не вызывает крена и т. п. Все это относится к типовым сооружениям и не применимо к нетиповым.



а – осадки  $S$ , неравномерной осадки  $\delta S$ , поворота  $\Theta$  и угловой деформации  $\alpha$ ;  
 б – стрелы прогиба  $\Delta$ , относительного прогиба  $\Delta/L_{AD}$ ;  
 в – крена  $\omega$ , относительного поворота (перекоса)  $\beta$ .  
 Рисунок 2 – определение перемещений фундамента:

### Примеры расчета

Для проведения анализа результатов расчетов по ТКП 45-5.01-67 и ТКП EN 1997-1 выполнены теоритические определения величин несущей способности грунтового основания представленного суглинком тугопластичным с расчетными характеристиками  $\varphi_n=20^\circ$ ;  $c_n=25 \text{ кПа}$ ,  $\gamma=19.0 \text{ кН/м}^3$ . Исходя из величины нагрузки действующей на фундамент  $G_k=300 \text{ кН}$ ,  $Q_k=136 \text{ кН}$  из расчета по деформациям определены размеры подошвы фундамента 1,5 x 1,5 м. Для сравнительного анализа выполнен расчет несущей способности основания по подходам 1, 2, 3 ТКП EN 1997-1 и ТКП 45-5.01-67, результаты расчета приведены в таблице 4.

Таблица 4 – Результаты сравнительных расчетов.

Подходы к расчету	Подход 1 (по ТКП EN 1997-1)		Подход 2 (ТКП EN 1997-1)	Подход 3 (ТКП EN 1997-1)	По ТКП 45- 5.01-67
	Комбинация 1	Комбинация 2			
Несущая способность основания, кН	1705,9	1072,4	1218,5	1072,0	1347,8
Расхождение результатов, %	149	102	77,8	56,0	142,5

### Список источников

1. СТБ ISO 14688-1-2009. Геотехнические исследования и испытания. Идентификация и классификация почв. Часть 1. Идентификация и описание. – Введ. 2010-01-01. – Минск: Госстандарт, 2009. – 30 с.
2. СТБ ISO 14688-2-2009. Геотехнические исследования и испытания. Идентификация и классификация почв. Часть 2. Принципы классификации. – Введ. 2010-01-01. – Минск: Госстандарт, 2009. – 27 с.
3. ТКП EN 1997-1-2009. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила. – Введ. 2010-01-01. – Минск: Госстандарт, 2009. – 119 с.;
4. ТКП EN 1997-2-2009. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта. – Введ. 2010-01-01. – Минск: Госстандарт, 2009. – 140 с.
5. ТКП EN 1990 – 2011. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 2011-10-15. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2012. - 61 с.

## БУРОВЫЕ УСТРОЙСТВА ДЛЯ ДОБЫЧИ ПОЛЕЗНЫХ ИСКОПАЕМЫХ

Чернюк В.П., Шляхова Е.И.

Целью данной работы является разработка новых, эффективных и производительных устройств для бурения шпуров и скважин в грунтах основания при разведке и добыче полезных ископаемых.

Из более чем 100 тысяч известных профессий, бурение – одна из древнейших, почетных и престижных специальностей, насчитывающая более 1000 лет, известная со времен Древнего Египта и Рима через средневековье и до наших дней. Бурение в наше время известно на суше, под водой, во льдах Арктики и Антарктиды, на Земле, Луне и других планетах. Глубина бурения в наше время составляет до десяти и более километров.

В прошлом с бурением были связаны имена М.В.Ломоносова, Д.И.Менделеева, С.М.Кирова и др.

Существует значительное количество видов буровых работ и способов бурения в различных областях народного хозяйства и отраслях техники, а еще больше имеется разнообразных ручных и механизированных инструментов, машин и механизмов, станков и установок, предназначенных для бурения, от весьма простых и примитивных до самых сложных [1].

В БрГУ также разработано несколько устройств и приспособлений для бурения шпуров и скважин в грунте (от рыхлых и слабых до прочных и скальных). Это патенты РБ на изобретения № 9161, № 14103 и полезные модели № 1723, № 7763 и др. [2].

Оригинальным по простоте изготовления и эффективным по производительности бурения является техническое решение, предложенное сотрудниками кафедры ТСП университета и защищенное патентом РБ на изобретение № 21333 «Земляной бур с накопителем» [3]. В настоящее время изготовлен и испытан опытный образец устройства, положительно зарекомендовавший себя в практике бурения.

Сущность данной разработки поясняется двумя рисунками, где на рис. 1 изображен общий вид бура в аксонометрии. На рис. 2 показан общий вид изготовленного в натуральную величину изогнутого и закрученного на 360° (или один оборот) земляного бура с накопителем без ворота для вращения.

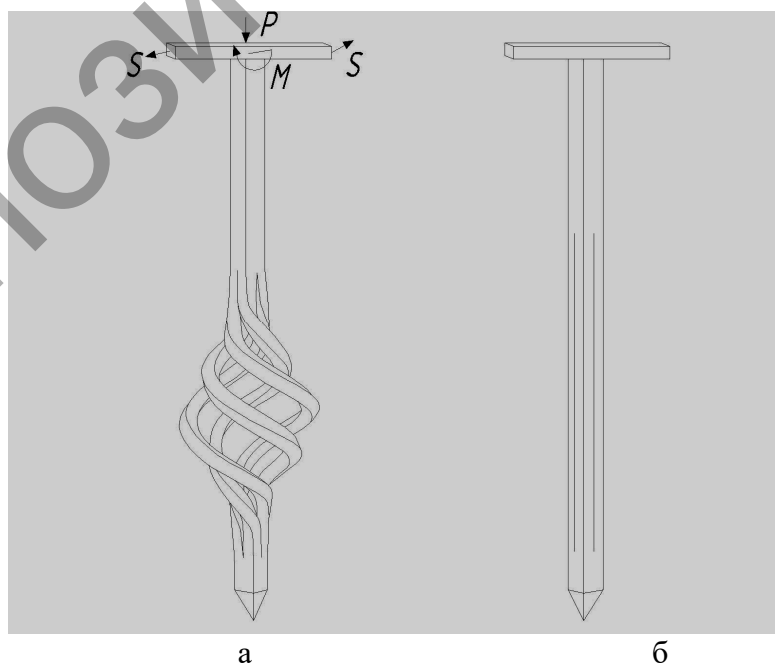


Рисунок 1 – Общий вид бура в аксонометрии (а); общий вид металлического стержня квадратного сечения в аксонометрии (б)



Рисунок 2 – Земляной бур с накопителем

Предлагаемое буровое устройство имеет высокую производительность и эффективность бурения по следующим причинам: наличие четырех режущих элементов (лопастей), множество режущих острых граней, наличие ёмкого накопителя, представляющих собой в совокупности толстый винт или сверло диаметром 75-100 мм с длинным хвостовиком (до 2-3 метров), способным резать, собирать, транспортировать, вынимать и выгружать разработанный в скважине грунт. Подобных простых буров и буровых установок отечественная промышленность (и за рубежом) не выпускает. Имеющиеся станки, машины и механизмы вращательного, ударно-вращательного, колонкового, шнекового, шарошечного, роторного и чисто вибрационного, ударного бурения весьма громоздки, сложны, малопроизводительны, а в прочных и скальных грунтах – капризны и ненадежны. Другое дело – предлагаемое устройство, здесь имеется только одна деталь – изогнутый по винту стержень (бур) с воротом (он же и накопитель). Глубина бурения скважин небольшого диаметра может достигать 5-10 м.

Недостатком данного изобретения является невысокая производительность бурения из-за значительных потерь разработанного грунта при выемке бурового устройства из скважины для разгрузки.

Для устранения данного недостатка авторами разработано более совершенное и производительное буровое устройство, показанное на рис. 3, на которое Национальным центром интеллектуальной собственности вынесено положительное решение и получен патент РФ на полезную модель № 11769 [4].

Устройство состоит из периодически погружаемого в грунт и извлекаемого из него бура 1 с ручным механизмом привода. Бур 1 выполнен из металлического стержня квадратного сечения 3. В качестве стержня 3 может быть успешно применен выпускаемый отечественной промышленностью типовой прокатный профиль квадратного сечения (1,5x1,5; 2x2; 3x3; 4x4 см и другой) любой длины. Стержень 3 разделен на его нижнем конце двумя сквозными взаимоперпендикулярными в плане прорезами 4 на четыре режущих элемента 5, скрученных на 360° относительно продольной оси стержня 3 и сжатых по вертикальной оси стержня 3 с образованием накопителя 6. Верхний конец стержня 3 соединён с воротом 7 для вращения, на

него осесимметрично одета и приварена газо- или электросваркой плоская винтовая лопасть 8 на 1...2 см выше накопителя 6. Лопасть 8 выполнена одно-полуторооборотной попутной с накопителем 6 закрутки. Наружный диаметр винтовой лопасти 8 должен быть на 1...2 см меньше наружного диаметра накопителя 6, а шаг винта лопасти 8 составлен 0,15...0,25 диаметра лопасти 8. Нижний конец стержня 3 заострен.

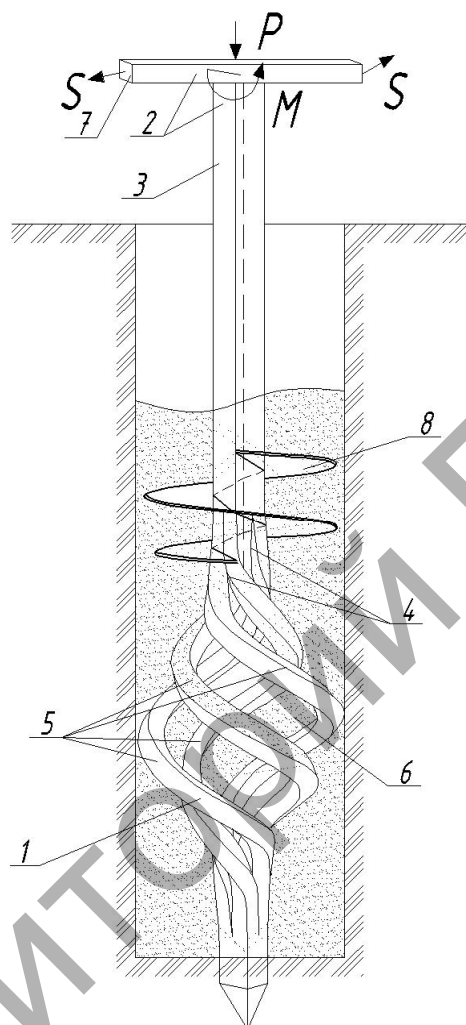


Рисунок 3 – Буровое устройство

Бурение скважины в грунте осуществляется путем опускания бура 1 в скважину, вращения ворота 7 моментом  $M$  и приложения к нему осевого усилия  $P$ . Бур 1, вращаясь в скважине, разрыхляет грунт, частично собирает его в накопитель 6, частично выше, отсюда он перемещается винтовой лопастью 8 выше нее в скважину. После забуривания и дальше, глубже, бурение прекращают и бур 1 вместе с накопителем 6, винтовой лопастью 8 и разработанным грунтом за стержень 3 вынимается из скважины (транспортируется) и высыпается на дневную поверхность земли. Частично осыпавшийся в скважину из накопителя 6 грунт будет поднят на поверхность земли винтовой лопастью 8 при повторном и последующем забуривании и бурении. Так цикл «бурение-разгрузка» повторяется несколько раз до полной проходки и образования скважины.

Предлагаемое буровое устройство, несмотря на внешнюю сложную форму изделия и конфигурацию его элементов, достаточно просто в изготовлении, содержит только три детали – бур (накопитель, он же и стержень), винтовую лопасть и ворот для вращения. Все это можно легко изготовить в кузнечной мастерской. Однако, значительная производительность, высокий к.п.д. бурения и минимальные потери разрыхленного грунта при разгрузке перекрывают все издержки производства. Данным устройством можно бурить скважины глубиной до

5...10 м. Все подобные устройства для бурения скважины намного сложнее в изготовлении, в т.ч. шнековые, колонковые, шарошечные и др. В определенных условиях предлагаемые устройства для бурения шпуров и скважин могут принести, кроме технического, значительный экономический эффект, в частности при разведке, добыче и извлечении полезных ископаемых в грунтах основания – нефти, газа, угля, цветных металлов, солей и др.

#### Список источников

1. Копылов В.Е. Бурение?...Интересно! – М.: Недра, 1981. – 160 с.
2. Чернюк В.П., Ивасюк П.П. Производство свайных работ в особых условиях строительства. – Deutschland (Германия, LAP LAMBERT Academic Publishing. 2016. - 195 с.)
3. Чернюк В.П., Шляхова Е.И., Кузьмич П.М., Ивасюк П.П. Земляной бур с накопителем. Патент на изобретение РБ № 21333. МПК Е 21 В 10/42. Заявитель – УО «Брестский государственный технический университет» (ВУ). Заявл. – 20.12.2013. Оpubл. – 30.10.2017. Бюл. №.5 (118) – с. 105.
4. Пойга П.С., Чернюк В.П., Шляхова Е.И., Конопацкий М.В. Буровое устройство. Патент РБ на полезную модель № 11769. МПК Е 21 В 10/42. Заявитель – УО «Брестский государственный технический университет» (ВУ). Заявл. – 16.02.2018. Оpubл. – 30.08.2018. Бюл. №.4 (123) – с. 143.

## Содержание

### Секция «Проблемы, исследования и тенденции развития региональной архитектуры»

К 85-ЛЕТИЮ ПРОФЕССОРА, ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК, ЗАСЛУЖЕННОГО ДЕЯТЕЛЯ НАУКИ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ Т.М. ПЕЦОЛЬДА Казачек В.Г., Лазовский Д.Н., Рак Н.А., Тур В.В. ....	3
К 75-ЛЕТИЮ ПРОФЕССОРА, ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК, ПОЧЕТНОГО СТРОИТЕЛЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ С. Д. СЕМЕНЮКА Москалькова Ю.Г. ....	8
К 70-ЛЕТИЮ ПРОФЕССОРА, ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК П.С.ПОЙТЫ. ОБРАЗЕЦ УПРАВЛЕНЦА В СИСТЕМЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ Стрелец М.В. ....	10
К 60-ЛЕТИЮ ПРОФЕССОРА, ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК В.В.ТУРА. УНИКАЛЬНЫЙ ПРИМЕР ПЛОДОТВОРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ НА БЛАГО РОДНОГО ГОРОДА И ВСЕЙ СТРАНЫ Стрелец М.В. ....	13
ПРОБЛЕМЫ СОХРАНЕНИЯ И ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ ВХОДЯЩИХ В СОСТАВ ИСТОРИЧЕСКИХ ПАРКОВ БРЕСТСКОЙ ОБЛАСТИ Басов С. В., Тур Э. А., Антонюк Е. К. ....	16
ТИПОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ВОССОЗДАНИЯ УСАДЕБНЫХ КОМПЛЕКСОВ Давидюк Э.А., Смитиенко И.В. ....	20
КОНЦЕПЦИЯ СОЗДАНИЯ ФОРТИФИКАЦИОННОГО ТУРИСТСКОГО МАРШРУТА В Г. БРЕСТЕ Кароза А.И. ....	25
СУПЕРГРАФИКА И АНАЛИЗ ФАКТОРОВ, ВЛИЯЮЩИХ НА ВОСПРИЯТИЕ ЦВЕТО-КОМПОЗИЦИОННЫХ РЕШЕНИЙ ИНТЕРЬЕРОВ СПОРТИВНЫХ СООРУЖЕНИЙ БРЕСТЧИНЫ Ковальчук В.Е., Макарук В.Л. ....	33
ПРИМЕНЕНИЕ СКАЛЬОЛЫ (SCAGLIOLA) В СОВРЕМЕННОЙ АРХИТЕКТУРЕ Колесников О.В. ....	41
РАЗВИТИЕ ПЛАНИРОВОЧНОЙ СТРУКТУРЫ БЕЛОРУССКОГО МЕСТЕЧКА В КОНЦЕ XVIII – НАЧАЛЕ XIX В. Морозов В.Ф. ....	48
ОБЩЕМИРОВЫЕ ТЕНДЕНЦИИ РАЗВИТИЯ ПРОМЫШЛЕННОЙ АРХИТЕКТУРЫ В СОВРЕМЕННОЙ ПРАКТИКЕ БЕЛАРУСИ Морозова Е.Б. ....	54
«ВЫСОКИЙ ГОРОД»- ИСТОРИКО-АРХИТЕКТУРНЫЙ ЗАПОВЕДНИК Ондра Т.В. ....	61
ИНТЕГРИРОВАННОЕ УСТОЙЧИВОЕ РАЗВИТИЕ БРЕСТА– КОНЦЕПЦИЯ «БРЕСТ: СИМБИО СИТИ 2050» Панченко Т.А. ....	69
АНАЛИЗ ФОРМИРОВАНИЯ СТИЛИСТИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ АРХИТЕКТУРЫ Г. БРЕСТА Панченко Т.А., Винник А.Н. ....	73
ВЛИЯНИЕ РЕСУРСНОГО ПОТЕНЦИАЛА НА РАЗВИТИЕ ПЛАНИРОВОЧНЫХ СТРУКТУР МАЛЫХ ГОРОДОВ ГОМЕЛЬСКОЙ ОБЛАСТИ Пузев А.А. ....	79
ЗДАНИЕ БРЕСТСКОГО ОБЛИСПОЛКОМА КАК ОБЪЕКТ ИСТОРИКО-КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ Тур Э.А., Басов С.В. ....	83



ПРИНЦИПЫ ОРГАНИЗАЦИИ ПЕРЕДВИЖЕНИЯ МАЛОМОБИЛЬНЫХ ГРУПП НАСЕЛЕНИЯ В ЖИЛЫХ ОБРАЗОВАНИЯХ Фоменкова С.Ф.....	90
---	----

**Секция «Новые конструкции зданий и сооружений,  
совершенствование методов их расчета»**

THE IMPACT OF THE ANCHORAGE AND ANGLE OF THE BONDED ANCHORS IN THE CONCRETE SUBSTRATE ON THE TYPE OF FAILURE Dariusz Tomaszewicz .....	98
К ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ПРОГРАММЫ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОГО АНАЛИЗА Femap&Nastran В ЗАДАЧАХ РАСЧЕТА И ОПТИМИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ Борисевич А.А.....	103
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПРИМЕНЕНИЕМ УГЛЕРОДНОЙ ЛЕНТЫ Волик А.Р.....	107
РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЯХ Воскобойников И.С., Воробей А.П.....	111
РАЗДЕЛЕНИЕ СМЕСИ ГАУССОВЫХ РАСПРЕДЕЛЕНИЙ ПРИ ОЦЕНКЕ НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ Глухов Д.О., Глухова Т.М.....	119
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ГИБРИДНЫМ АРМИРОВАНИЕМ Гиль А.И., Лазовский Е.Д.....	125
МОНИТОРИНГ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПОКРЫТИЯ ЛЕТНЕГО АМФИТЕАТРА В Г.ВИТЕБСКЕ Драган А.В., Люстибер В.В.....	130
СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В ИСПОЛЬЗОВАНИИ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ США Жданов Д.А., Ю Ченг .....	135
К ВОПРОСУ ВЛИЯНИЯ НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА НА СОПРОТИВЛЕНИЕ СРЕЗУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ Кривицкий П.В., Мирончук В.С.....	142
ДВУХФАКТОРНАЯ МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ТЕРМОНАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СТРОИТЕЛЬНЫЙ ПЕРИОД Курлапов Д.В., Дудурич Б.Б., Коротченко И.А.....	146
ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ЖЕСТКОСТИ ДЛЯ РАСЧЕТА ДЕРЕВЯННЫХ СОСТАВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УГЛЕРОДВОЛОКОННОЙ ЗАМКНУТОЙ ОБОЙМОЙ Ладных И.А., Згировский А.И.....	155
РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ, ПРОДОЛЬНЫХ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ Лазовский Е.Д., Глухов Д.О.....	161
СОПРОТИВЛЕНИЕ СЖАТИЮ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ Лазовский Д.Н., Хаткевич А.М.....	165
ОПТИМИЗАЦИЯ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ Лапина А.И.....	171
ПРАКТИКА ПРИМЕНЕНИЯ ГАЗОБЕТОНА В СОВРЕМЕННОМ ДОМОСТРОЕНИИ Лопошук А.Г.....	177

НЕСУЩИЕ СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ СВЕТОПРОЗРАЧНЫХ ПОКРЫТИЙ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ Люстибер В.В., Драган А.В.....	182
ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ЛОМАНОГО ОЧЕРТАНИЯ Малиновский В.Н., Матвеев Н.В. ....	186
СРАВНЕНИЕ ДОСТОВЕРНОСТИ СОВРЕМЕННЫХ ЗАРУБЕЖНЫХ И ОТЕЧЕСТВЕННЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И ФУНДАМЕНТОВ Молош В.В.....	192
ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЗНАЧЕНИЙ ИНДЕКСА НАДЕЖНОСТИ ДЛЯ РАЗНЫХ ПЕРИОДОВ ПОВТОРЯЕМОСТИ Надольский В.В., Верёвка Ф.А. ....	205
ВОСПРИЯТИЕ ОСОБОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ В ЗДАНИЯХ СО СТАЛЬНЫМ КАРКАСОМ И ПЕРЕКРЫТИЕМ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ Надольский В.В., Конашков А.О.....	213
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И КОНТАКТНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ Рак Н.А., Смех В.И. ....	218
ПРИМЕНЕНИЕ МОДЕЛИ “РАСПОРКИ И ТЯЖИ” К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ДЕЙСТВИЮ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ Санникова О.Г., Тур В.В. ....	228
АЛГОРИТМ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ СЕРПОВИДНОГО ПРОФИЛЯ С КЕРАМЗИТОБЕТОНАМИ Семенюк С.Д., Седляр Т.Н.....	238
СИСТЕМА АВТОМАТИЗИРОВАННОГО МОНИТОРИНГА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ С МОНОЛИТНЫМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КАРКАСОМ Снежков Д.Ю., Леонович С.Н. ....	241
ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ФОРМЫ РАЗРУШЕНИЯ И НАХОЖДЕНИЕ КВАЗИСТАТИЧЕСКОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ ПОЛНОСТЬЮ ВЕРОЯТНОСТНЫМ МЕТОДОМ Тур А.В., Лизогуб А.А.....	248
РАСЧЕТ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ УТОЧНЕННЫМ МЕТОДОМ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И ЕГО РЕАЛИЗАЦИЯ В СРЕДЕ PTS MATHCAD Уласевич В.П., Каковко В.И. ....	254
БЕССТРОПИЛЬНЫЕ МОДЕЛИ ДВУХСКАТНЫХ КРЫШ ИЗ ПЛОСКИХ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ ТИПА МС Уласевич В.П., Сидорук А.В.....	262
МОДЕЛИРОВАНИЕ УСТРОЙСТВА ДЛЯ МНОГОКРАТНЫХ ИСПЫТАНИЙ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ Шабанов Д.Н., Ягубкин А.Н., Зябкин Е.А., Хватынец В.А., Трамбицкий Е.А. ....	268
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНОЙ МНОГОПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ Шалобыта Н.Н., Коцюра И.П., Деркач Е.А. ....	273
ОЦЕНКА СЦЕПЛЕНИЯ УГЛЕПЛАСТИКОВОГО КОМПОЗИТА С ЦЕМЕНТНО-СТРУЖЕЧНОЙ ПЛИТОЙ Шалобыта Н.Н., Шалобыта Т.П., Каштелян М.Э., Деркач Е.А.....	280
АРОЧНЫЕ ТЕНТОВЫЕ ПОКРЫТИЯ Шурин А.Б., Мухин А.В.....	289

## **Секция «Геотехнические аспекты при проектировании строительных объектов»**

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РЕСУРСОСБЕРЕГАЮЩЕГО ИННОВАЦИОННОГО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ В УСЛОВИЯХ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ Кравцов В.Н.....	293
ESTIMATING SHEAR STRESS WITHIN AL- DIWANIYAH RIVER(IRAQ) BEND USING EXPERIMENTAL WORK AND FIS MODEL Thulfikar Razzak Al-Husseini, Ali A. Al-Robay, Sura A. Saadoon.....	301
КОНТАКТНАЯ ЗАДАЧА ДЛЯ ШАРНИРНО-СОЕДИНЕННЫХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ Босаков С.В., Козунова О.В. ....	308
МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ СТАКАННОГО ТИПА Гринёв В.В., Пидложевич А.Н.....	314
ОСОБЕННОСТИ СОЗДАНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ОСНОВЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ Кандыбо С.Н., Зуева Л.Ф. ....	320
МОРСКИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ: ДЕГРАДАЦИОННЫЙ И ВНЕЗАПНЫЙ ОТКАЗ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА Малюк В.В., Леонович С.Н., Будревич Н.А.....	328
ПРОГНОЗ ДОЛГОВЕЧНОСТИ МОРСКИХ БЕРЕГОЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ Малюк В.В., Леонович С.Н., Будревич Н.А.....	334
ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ В ГРУНТАХ С НАПОРНЫМИ ВОДАМИ Никитенко М.И., Дубатовка И.П.....	338
ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТОВ ФУНДАМЕНТОВ С СИСТЕМАМИ ЗАКРЫТЫХ ПОЛОСТЕЙ НА НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЯХ Пойта П.С., Шведовский П.В., Клебанюк Д.Н. ....	346
ОСОБЕННОСТИ ПРОГНОЗОВ ИЗМЕНЕНИЯ СВОЙСТВ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ ИХ УПЛОТНЕНИИ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ Пойта П.С., Шалобыта Т.П., Клебанюк Д.Н., Четырбок Н.П.....	353
АНАЛИЗ НДС НЕЛИНЕЙНО-УПРУГОЙ ПЛИТЫ НА ЛИНЕЙНО-УПРУГОМ ОДНОРОДНОМ ПОЛУПРОСТРАНСТВЕ Семенюк С.Д., Кумашов Р.В.....	357
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ (РАСПРЕДЕЛЯЮЩИХ) СОГЛАСНО ЕВРОКОДУ 7 Тур В.В., Тарасевич А.Н., Дедок В.Н. ....	366
БУРОВЫЕ УСТРОЙСТВА ДЛЯ ДОБЫЧИ ПОЛЕЗНЫХ ИСКОПАЕМЫХ Чернюк В.П., Шляхова Е.И.....	380

Научное издание

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

**Perspective Directions of Innovative Development of Construction  
Industry and Engineering Training**

Сборник научных статей  
XXI Международного научно-методического семинара

**Часть I**

25-26 октября 2018 года

*Текст печатается в авторской редакции,  
орфографии и пунктуации*

Ответственный за выпуск: Кисель Е.И.  
Редактор: Боровикова Е.А.  
Компьютерная вёрстка: Соколюк А.П.

ISBN 978-985-493-437-2



Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации  
издателя, изготовителя, распространителя печатных  
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г., № 3/1569  
от 16.10.2017 г. Подписано в печать 16.10.2018 г.  
Гарнитура «Times New Roman». Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
Бумага «Performer». Уч. изд. л. 24,25. Усл. печ. л. 22,55.  
Заказ № 1233. Тираж 50 экз. Отпечатано на ризографе  
Учреждения образования "Брестский  
государственный технический университет".  
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.